

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه های بتن آرمه دارای میلگرد های دارای نقص خوردگی

نگارنده: بابک قدرتی

استاد راهنما

دکتر ابراهیم زمانی بیدختی

مهر ۱۴۰۰

تقدیم بہ

آنان کہ آموختند مراتباً بیا موزم

و ہمہ ی کسانی کہ جهان را بہ سوی آبادانی و پیشرفت

و مردم را بہ سوی رسائی و خوشنختی

رہنمون می سازند

سپاسگزارم از

پدر و مادر عزیزم که همواره در طول زندگی حامی پشتیبانم بودند و پس از لطف خدا

وند می‌یون دعای خیرشان، مستم

و، همچنین استاد ارجمندم جناب آقای دکتر زمانی که مراد به ثمر رسیدن این

پژوهش یاری نموده‌اند

تعهد نامه

اینجانب بابک قدرتی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه با عنوان ارزیابی شکنندگی لرزه ای ساختمان های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط با در نظر گیری اثر انعطاف اتصالات تیر ها و ستون ها تحت راهنمایی دکتر ابراهیم زمانی بیدختی متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود میباشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.

چکیده

خوردگی میلگرد در سازه های بتن مسلح یکی از مهم ترین دلایل خرابی در این نوع سازه ها می باشد. همچنین خوردگی بتن باعث کاهش عملکرد لرزه ای این نوع سازه ها در برابر بارهای لرزه ای است. یکی از اهداف این پایان نامه یافتن آنست که درصد خوردگی میلگرد چه مقدار در عملکرد لرزه ای سازه تاثیرگذار است و سپس با مقاوم سازی آن با استفاده از FRP تا چه میزان می توان مقاومت از دست رفته سازه را جبران کرد.

از این رو سه مدل ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه با پلان های مشابه و سیستم قاب خمشی متوسط در نظر گرفته شده و در نرم افزار اپنسیس طراحی می شوند. سپس با مدل سازی آن ها در نرم افزار اپنسیس به چهار صورت بدون خوردگی، با خوردگی ۱۰٪، ۳۰٪ و مقاوم سازی شده با FRP مدل سازی شده و تحلیل استاتیکی پوش اور انجام می شود.

با بررسی نتایج و مقایسه آن ها با یک دیگر می توان مشاهده کرد که مقدار مقاومت در قاب هایی که دارای خوردگی می باشد نسبت به قاب های بدون خوردگی ۲۸ درصد کاهش پیدا می کند. همچنین در قاب مقاوم سازی شده با FRP نسبت به قاب بدون خوردگی می توان افزایش ۲۷.۵۶٪ مقاومت و ۱۷٪ سختی و همچنین کاهش ۱۱٪ شکل پذیری را مشاهده کرد. همچنین با مشاهده نتایج تحلیل استاتیکی قاب می توان این نکته را برداشت کرد که خوردگی در ستون ها نسبت به خوردگی در تیر ها تاثیر منفی بیشتری در عملکرد لرزه ای سازه دارد. لذا می توان نتیجه گرفت که ستون ها نسبت به تیر ها مقاطع حساس تری در برابر خوردگی می باشند.

کلمات کلیدی: خوردگی، تحلیل بار افزون، قاب بتنی، مقاوم سازی با FRP

فهرست مطالب

فصل اول: کلیات

۱-۱ مقدمه	۲
۲-۱ ضرورت و اهمیت پژوهش	۲
۳-۱ هدف پژوهش	۳
۴-۱ روش پژوهش	۴
۵-۱ معرفی فصل های پایان نامه	۴

فصل دوم: پیشینه تحقیق

۱-۲ مقدمه	۶
۲-۲ پیشینه تحقیقات انجام شده بر خوردگی سازه های بتن آرمه	۶
۱-۲-۲ ارزیابی ظرفیت مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون بتن مسلح خورده شده	۱۱
۲-۲-۲ عملکرد چرخهای تیرهای بتنی دارای خوردگی در مقیاس بزرگ	۱۲
۳-۲-۲ مقاومت برشی ستون های بتنی خورده شده با استفاده از کامپوزیت های مبتنی بر PET FRP	۱۲
۴-۲-۲ یک مطالعه عددی در مورد اثر ضریب مقاومت تیرهای RC دارای خوردگی آرماتور	۱۳
۵-۲-۲ تأثیر محل خوردگی تقویت کننده بر عملکرد لرزه ای تیرهای بتنی خورده شده	۱۴
۳-۲ تحقیقات انجام گرفته در خصوص علت خرابی اتصالات بتن مسلح	۱۶
۴-۲ معرفی مواد کامپوزیت و مصالح FRP	۱۸
۱-۴-۲ عوامل موثر بر عملکرد الیاف FRP	۱۹
۵-۲ معایب روش های دیگر مقاوم سازی نسبت به الیاف FRP	۱۹
۶-۲ معرفی FRP	۲۱
۱-۶-۲ انواع مختلف الیاف FRP	۲۲
۲-۶-۲ الیاف شیشه ای- GFRP	۲۲
۳-۶-۲ الیاف فیبر کربنی- CFRP	۲۲
۴-۶-۲ الیاف آرامیدی- AFRP	۲۳
۷-۲ رزین ها یا چسب های پلیمری	۲۵
۸-۲ اشکال مختلف مواد FRP	۲۶
۱-۸-۲ ورقه های FRP	۲۶
۲-۸-۲ کابل، نوار و تاندون پیش تنیدگی	۲۷
۳-۸-۲ میلگردهای FRP	۲۷
۹-۲ مزایای تقویت سازه ها به وسیله مواد FRP	۲۸
۱-۹-۲ انعطاف پذیری بالا	۲۹
۲-۹-۲ وزن کم:	۲۹
۳-۹-۲ راحتی در جابجایی و نصب	۲۹
۴-۹-۲ سرعت عمل انجام کار	۳۰
۱۰-۲ مشخصات اساسی محصولات کامپوزیتی FRP	۳۰
۱-۱۰-۲ مقاومت در برابر خوردگی	۳۰

۳۰	۲-۱۰-۲ مقاومت
۳۱	۳-۱۰-۲ مدول الاستیسیته
۳۱	۴-۱۰-۲ وزن مخصوص
۳۱	۵-۱۰-۲ عایق بودن
۳۱	۶-۱۰-۲ خستگی
۳۳	۱۱-۲ بررسی روش های مقاوم سازی اتصالات به وسیله FRP
۳۳	۱۲-۲ روش های تقویت به وسیله مواد FRP
۳۴	۱-۱۲-۲ روش تقویت خارجی (EBR)
۳۵	۲-۱-۱۲-۲ مزایای روش تقویت EBR
۳۵	۲-۱-۱۲-۲ معایب روش تقویت EBR
۳۵	۲-۱۲-۲ روش نصب نزدیک سطح (NSM)
۳۶	۱-۲-۱۲-۲ مزایای روش NSM
۳۷	۲-۲-۱۲-۲ معایب روش NSM
۳۸	۱۳-۲ دلایل شکست اتصالات تقویت شده با مصالح FRP
۳۸	۱-۱۳-۲ گسیختگی تقویت کننده FRP
۳۹	۲-۱۳-۲ شکست بتن
۳۹	۳-۱۳-۲ جداشدگی صفحات FRP از سطح بتن
۳۹	۴-۱۳-۲ ترکیب های گسیختگی
۳۹	۱۴-۲ تاریخچه کاربرد FRP در سازه ها
۴۰	۱۵-۲ تحقیقات انجام گرفته روی مقاوم سازی تیر با FRP

فصل سوم: روش تحقیق و مدل سازی

۴۴	۱-۳ کلیات
۴۵	۲-۳ ویژگی های نرم افزار opensees
۴۵	۳-۳ دستورات و مدل ها از رفتار مصالح در opensees
۴۶	۱-۳-۳ دستور مصالح uniaxial material
۴۶	۲-۳-۳ مصالح بتنی
۴۸	۳-۳-۳ مصالح فولادی:
۵۱	۴-۳-۳ مقطع (section):
۵۳	۵-۳-۳ مدل آرماتور خورده شده
۵۵	۶-۳-۳ تعریف المان های تیر و ستون
۵۵	۷-۳-۳ روابط سازگاری دستور قیود (Constraints)
۵۶	۸-۳-۳ خصوصیات هندسی (Geometric Transformation)
۵۷	۹-۳-۳ بارگذاری
۵۷	۱-۹-۳-۳ الگوی بارگذاری
۵۸	۲-۹-۳-۳ تعریف بارگذاری
۵۸	۴-۳ معرفی PINCHING ^۴
۵۹	۵-۳ روش های دو خطی کردن نمودار پوش

۵۹	۳-۵-۱ روش پریستلی و پاولی
۶۰	۳-۵-۲ روش انرژی معادل
۶۱	۳-۶ تعریف مدل
۶۴	۳-۷ صحت سنجی

فصل چهارم: نتایج حاصل از تحلیل عددی

۶۸	۴-۱ مقدمه
۶۸	۴-۲ نتایج خروجی
۶۸	۴-۲-۱ نتایج خروجی از تحلیل استاتیکی اتصال داخلی
۷۱	۴-۲-۲ تحلیل نتایج قاب ۳ طبقه
۷۴	۴-۲-۳ تحلیل نتایج قاب ۵ طبقه
۷۷	۴-۲-۴ تحلیل نتایج قاب ۸ طبقه
۸۰	۴-۳ نتایج دو خطی کردن نمودار پوش اور
۸۶	۴-۴ مقایسه نتایج تحلیل دوخطی استاتیکی غیرخطی پوش اور

فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهادات

۹۰	۵-۱ مقدمه
۹۰	۵-۲ نتیجه گیری
۹۲	۵-۳ پیشنهادات
۹۴	منابع و مآخذ:

فهرست شکل ها

شکل ۲-۱- FRP تشکیل شده از الیاف و ماتریس	۲۶
شکل ۲-۲- ورقه‌های FRP	۲۷
شکل ۲-۳- نوارهای FRP	۲۷
شکل ۲-۴- میلگردهای FRP	۲۸
شکل ۳-۱- مدل رفتاری مصالح الاستیک	۴۶
شکل ۳-۲- مدل رفتاری بتن تک محوری کنت و اسکات	۴۷
شکل ۳-۳- مدل رفتار چرخهای تنش-کرنش بتن $CONCRETE^{01}$	۴۷
شکل ۳-۴- مدل رفتار چرخهای تنش-کرنش بتن ۰۲ [۴۷]	۴۹
شکل ۳-۵- بتن ۰۲ با نرم شوندگی کششی خطی [۴۷]	۴۹
شکل ۳-۶- رفتار هیستریزیک فولاد ۰۲ با سخت شدگی هیستریزیک [۴۷]	۵۰
شکل ۳-۷- رفتار هیستریزیک فولاد ۰۲ بدون سخت شدگی هیستریزیک [۴۷]	۵۰
شکل ۳-۸- تعریف مقاطع تیر و ستون	۵۲
شکل ۳-۹- نمودار تنش کرنش بتن محصور نشده	۵۲
شکل ۳-۱۰- نمودار تنش کرنش بتن محصور شده	۵۳
شکل ۳-۱۱- نمودار تنش کرنش میلگرد خورده شده	۵۵
شکل ۳-۱۲- انواع الگوی بارگذاری	۵۷
شکل ۳-۱۳- نحوه دوخطی کردن منحنی پوش اور به روش پریستلی و پاولی [۲]	۵۹
شکل ۳-۱۴- نمودار دو خطی برش پایه-جابه‌جایی [۲]	۶۰
شکل ۳-۱۵- روش انرژی معادل [۲]	۶۱
شکل ۳-۱۶- اتصال مدل شده در آزمایشگاه	۶۵
شکل ۳-۱۷- مقایسه نمودارهای هیستریزیس اتصال	۶۵
شکل ۳-۱۸- قاب مدل شده در آزمایشگاه	۶۶
شکل ۳-۱۹- نمودارهای پوش اور به دست آمده از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی	۶۶
شکل ۴-۱: مقایسه نمودار هیستریزیس اتصال داخلی	۶۹
شکل ۴-۲ مقایسه نمودار پوش اور هیستریزیس اتصال داخلی	۶۹
شکل ۴-۳ مقایسه نمودار پوش اور هیستریزیس اتصال داخلی	۷۰
شکل ۴-۴-نمودار نیرو تغییر مکان مدل بدون خوردگی برای قاب سه طبقه	۷۱
شکل ۴-۵ نمودار نیرو تغییر مکان با خوردگی ۱۰٪ سطح مقطع میلگرد ستون برای قاب سه طبقه	۷۲
شکل ۴-۶ نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۳۰٪ سطح مقطع میلگرد در تیرها برای قاب سه طبقه	۷۲

- شکل ۷-۴ نمودار نیرو تغییر مکان مدل تقویت شده با ورق الیاف FRP برای قاب سه طبقه ۷۳
- شکل ۸-۴ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی در تیر برای قاب سه طبقه ۷۳
- شکل ۹-۴ نمودارهای نیرو- تغییر مکان مدل قاب سه طبقه دارای خوردگی در ستون برای قاب سه طبقه ۷۴
- شکل ۱۰-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان دارای خوردگی ۳۰٪ در تیر برای قاب ۵ طبقه ۷۴
- شکل ۱۱-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۱۰٪ سطح مقطع میلگرد در ستون برای قاب ۵ طبقه ۷۵
- شکل ۱۲-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۳۰٪ سطح مقطع میلگرد در ستون برای قاب ۵ طبقه ۷۵
- شکل ۱۳-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل تقویت شده با ورق الیاف FRP برای قاب ۵ طبقه ۷۶
- شکل ۱۴-۴ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی در میلگرد برای قاب ۵ طبقه ۷۶
- شکل ۱۵-۴ نمودارهای نیرو- تغییر مکان قاب پنج طبقه دارای خوردگی در ستون برای قاب ۵ طبقه ۷۷
- شکل ۱۶-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان قاب هشت طبقه دارای خوردگی ۳۰٪ در تیر برای قاب ۸ طبقه ۷۷
- شکل ۱۷-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۱۰٪ سطح مقطع میلگرد در ستون برای قاب ۸ طبقه ۷۸
- شکل ۱۸-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۳۰٪ سطح مقطع میلگرد در ستون برای قاب ۸ طبقه ۷۸
- شکل ۱۹-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل تقویت شده با ورق الیاف FRP برای قاب ۸ طبقه ۷۹
- شکل ۲۰-۴ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی در تیر برای قاب ۸ طبقه ۷۹
- شکل ۲۱-۴ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان قاب هشت طبقه دارای خوردگی ستون برای قاب ۸ طبقه ۸۰
- شکل ۲۲-۴ نمودار دوخطی برای قاب سه طبقه در حالت بدون خوردگی ۸۰
- شکل ۲۳-۴ نمودار دوخطی برای قاب سه طبقه در حالت خوردگی ۱۰٪ ستون ۸۱
- شکل ۲۴-۴ نمودار دو خطی برای قاب سه طبقه در حالت خوردگی ۳۰٪ ستون ۸۱
- شکل ۲۵-۴ نمودار دو خطی برای قاب سه طبقه مقاوم سازی شده ۸۲
- شکل ۲۶-۴ نمودار دو خطی برای قاب پنج طبقه بدون خوردگی ۸۲
- شکل ۲۷-۴ نمودار دوخطی برای قاب پنج طبقه دارای خوردگی ۱۰٪ در ستون ۸۳
- شکل ۲۸-۴ نمودار دوخطی برای قاب پنج طبقه دارای خوردگی ۳۰٪ در ستون ۸۳
- شکل ۲۹-۴ نمودار دو خطی برای قاب پنج طبقه مقاوم سازی شده ۸۴
- شکل ۳۰-۴ نمودار دو خطی برای قاب هشت طبقه بدون خوردگی ۸۴

- شکل ۳۱-۴- نمودار دوخطی برای قاب هشت طبقه با خوردگی ۱۰٪ ستون ۸۵
- شکل ۳۲-۴- نمودار دو خطی برای قاب هشت طبقه با خوردگی ۳۰٪ ستون ۸۵
- شکل ۳۳-۴- نمودار دو خطی برای قاب هشت طبقه مقاوم سازی شده ۸۶

فهرست جداول

جدول ۲-۱: مشخصات الیاف CFRP رایج در بازار [۲۷].....	۲۳
جدول ۲-۲: مقایسه مشخصات سه نوع کامپوزیت [۲۷]	۲۴
جدول ۲-۳: مقایسه کیفی سه نوع کامپوزیت.....	۲۴
جدول ۳-۱: پارمترها برای مدل مصلح $PINCHING^4$	۵۸
جدول ۳-۲: تیپ بندی ساختمانها از نظر ارتفاع	۶۱
جدول ۳-۳: مقاطع بدست آمده برای سازه سه طبقه.....	۶۳
جدول ۳-۴: مقاطع بدست آمده برای سازه پنج طبقه	۶۳
جدول ۳-۵: مقاطع بدست آمده برای سازه هشت طبقه	۶۳
جدول ۴-۱: مقایسه نتایج تحلیل نمونه اتصال داخلی.....	۷۰
جدول ۴-۲: مقایسه نتایج تحلیل نمونه قاب سه طبقه	۸۶
جدول ۴-۳: مقایسه نتایج تحلیل نمونه قاب پنج طبقه	۸۷
جدول ۴-۴: مقایسه نتایج تحلیل نمونه قاب هشت طبقه	۸۸

فصل اول :

کلیات

۱-۱ مقدمه

خوردگی میلگرد در بتن مسلح یکی از دلایل اصلی خرابی سازه های بتن مسلح و شایع ترین نوع خرابی بتن در سواحل است. حجم فولاد تسلیح تحت اثر خوردگی افزایش می یابد و در نتیجه فشار داخلی در جسم بتن ایجاد می کند. بتن که عموماً دارای مقاومت کششی ضعیف است؛ تحت اثر این فشار داخلی دچار ترک خوردگی می شود [۱].

به دلیل خاصیت قلیایی محیط بتن، لایه میکروسکوپی اکسید بر سطح میلگرد ایجاد می شود که در محیط قلیایی بتن پایدار است و از فولاد در مقابل خوردگی محافظت می نماید. در شرایط شیمیایی مهاجم از قبیل واکنش کربناته شدن و یا حضور یون کلرید، PH محیط کاهش و اختلاف پتانسیل الکتریکی افزایش می یابد. در این شرایط فولاد آماده واکنش است و در حضور اکسیژن و رطوبت، خوردگی آغاز می شود [۱].

اتصالات تیر به ستون مناطق تمرکز تنش غیر الاستیک در قاب های بتن آرمه هستند. خوردگی میلگرد ها موجب بدتر شدن رفتار مفصل در عملکرد لرزه ای خواهد شد. خوردگی فولاد منبع اصلی سازه های بتن مسلح (RC) می باشد [۲].

در هر دو میلگرد طولی و عرضی، خواص مکانیکی، مقاومت اتصالی (قدرت مهار) پس از خوردگی کاهش می یابد. همچنین به علت افزایش حجمی میلگرد خورده شده پوشش بتن ترک برداشته و قلوه کن می شود علاوه بر این خواص هسته ی بتنی تغییر می کند. این تغییرات نامطلوب در سطح مواد بر رفتار و ایمنی سازه های بتن آرمه به ویژه هنگام زلزله بسیار تاثیر گذار می باشد [۳].

۱-۲ ضرورت و اهمیت پژوهش

خوردگی آرماتورهای تعبیه شده در سازه های بتن مسلح، یکی از مهمترین دلایل خرابی سازه های بتنی در محیطهای خورنده می باشد.

با توجه به اهمیت سازه ها در زمینه ی مسایل جانی و مالی، ارزیابی دقیق میزان آسیب پذیری این ساختمان ها در برابر حوادث گوناگون امری ضروری می باشد. با افزایش خوردگی ارماتور ها در سازه های بتن ارمه هنگامی که زلزله رخ می دهد سازه مقاومت قبلی خود در برابر نیرو های لرزه ای را ندارد از این رو برای پیشگیری از حوادث ناگوار باید این سازه ها مقاوم سازی شود.

به دلیل اهمیت این موضوع باید ارزیابی دقیقی قبل از وقوع چنین پدیده هایی انجام شود و با انجام تحلیل ها گوناگون، میزان آسیب پذیری این نوع سازه ها مشخص شود.

۱-۳ هدف پژوهش

هدف از انجام این پروژه بررسی عملکرد لرزه ای سازه های بتن ارمه دارای نقص خوردگی میلگرد و مقاوم سازی آن با استفاده از FRP می باشد.

سازه های بتن ارمه دارای خوردگی میلگرد مقاومت خود را در برابر بار های لرزه ای از دست می دهند این سازه ها بخصوص در مناطق ساحلی بسیار در معرض رطوبت قرار دارند که ما در این پژوهش با استفاده از نرم افزار اپنسیس و تحلیل عملکرد لرزه ای این سازه ها در برابر بار ها پیش بینی می شود سپس با مقاوم سازی این سازه ها با استفاده از FRP و تحلیل دوباره آن سازه های بتن ارمه خورده شده و مقاوم سازی شده با یک دیگر مقایسه می شود تا مشخص شود این نوع مقاوم سازی چه تاثیری بر عملکرد سازه در برابر بار های وارده دارد. که می توان با استفاده از این روش عملکرد لرزه ای سازه را بهبود بخشید و آن را برای بار های بوجود آمده پیش رو آماده کرد.

همچنین با توجه به اهمیتی که ساختمان ها از نظر خسارت های مالی و جانی فراوانی که ممکن است در زمان زلزله داشته باشد دارد بررسی عملکرد آن ها یک امر حیاتی به نظر می رسد.

۴-۱ روش پژوهش

سه مدل ساختمان بتنی ۳، ۵ و ۸ طبقه با پلان مشابه و با سیستم سازه ای قاب خمشی متوسط بتنی در نظر گرفته شده و در نرم افزار ایتبس ۲۰۱۶ طراحی شده اند، سپس این قاب ها به دو حالت که شامل ۱۰ درصد خودگی میلگرد و ۳۰ درصد خوردگی در نظر گرفته و سپس با استفاده از ورق های FRP در نرم افزار اپنسیس مدل سازی شده. سپس با مقایسه نمودار های بدست آمده از نرم افزار اپنسیس بهبود عملکرد لرزه ای سازه های خورده شده و مقاوم سازی شده با استفاده از ورق های FRP تحت نیرو های جانبی مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۵-۱ معرفی فصل های پایان نامه

این پژوهش شامل ۵ فصل می باشد که به صورت مختصر به شرح ذیل است :

در فصل اول به شرح کلی موضوع و اهمیت پژوهش به صورت خلاصه در بخش های مختلف پرداخته شد .

در فصل دوم در مورد تئوری موضوع و همچنین کارهایی که در گذشته توسط محققین مختلف انجام شده است بحث می شود.

در فصل سوم در مورد روش تحقیق که در این فصل به صورت مختصر آورده شد به صورت کامل پرداخته می شود و در زمینه مدل سازی و راه کار های تحلیلی به طور کامل بحث می شود.

فصل چهارم نتایج تحلیل که شامل نمودار ها، شکل ها و جداول می باشد آورده شده است.

در فصل پنجم نتایج حاصل از تحلیل های انجام شده آورده شده است و این نتایج مورد بحث و تحلیل قرار می گیرد و در نهایت پیشنهاد هایی مبتنی بر آن ها ارائه می شود.

فصل دوم:

پیشینه تحقیق

۲-۱ مقدمه

در ۱۵۰ سال گذشته بشر بدون استفاده از فلزات و آلیاژها به خصوص فولادها، قادر به ادامه ی حیات صنعتی نمی باشد. استفاده ی روز افزون از این فلزات در صنایع مختلف و کاربرد آنها در محیطهای جدید و عموماً خورنده، هزینه های جبران ناپذیری را پدید آورده است. خوردگی آرماتورها در سازه - های بتن مسلح به عنوان یکی از زیان بارترین دستاوردهای این فرآیند در مهندسی عمران شناخته شده است. در چند سال گذشته، تحقیقات بیشماری بر روی دوام پذیری سازه های بتن مسلح صورت گرفته است و دوره ی زندگی این سازه ها در ارزیابی و طراحی براساس دستاوردهای احتمالی که تا کنون حاصل گشته است، به عنوان یک محدودیت تلقی می شود. پیشبینی رفتار سازه های بتن مسلح در حین فرآیند خوردگی منجر به کاهش تخریب کلی و یا جزئی این سازه ها و همچنین هزینه های ناشی از نگهداری و مراقبت آنها می گردد.

در این فصل مطالعات صورت گرفته تا کنون بر روی خوردگی سازه های بتن آرمه علت خرابی اتصالات بتن مسلح و همچنین معرفی مواد کامپوزیت و مصالح FRP و مزایای FRP و همچنین تحقیقات انجام شده روی مقاوم سازی سازه ها با استفاده از FRP می باشد.

۲-۲ پیشینه تحقیقات انجام شده بر خوردگی سازه های بتن آرمه

کارینز و همکاران بر روی ۲۵ میلگرد بدون آج با قطر ۱۶mm دارای خوردگی پایین و ۶ عدد میلگرد آج دار با قطر ۲۰mm را در آزمایشگاه مورد آزمایش قرار دادند [۴]. نتایج این آزمایش نشان داد که کاهش مقاومت نهایی در مقایسه با کاهش جرم در هر دو حالت خوردگی محسوس نمی باشد. اگر چه ، کاهش شکل پذیری حتی در خوردگی با درصد پایین مشهود تر می باشد [۵].

پژوهش های آزمایشگاهی لئون و واکر نشان می دهد که تغییر شکل مفصل می تواند بر عملکرد لرزه ای تمام سازه تاثیر گذار باشد. بنابراین ضروری است که پاس های سازه های بتن آرمه در هنگام وقوع زمین لرزه به صورت کاملاً صحیح شبیه سازی و پیش بینی شود [۶، ۷].

ماو ۱۳ ستون دایره ای شکل دارای خوردگی میلگرد با درصد نسبی خوردگی بین ۰-۱۵٪ دارای قطر ۲۶۰mm و همچنین نسبت نیروی محوری بین ۰.۱۵ تا ۰.۹ را مورد آزمایش قرار دادند[۸]. نتایج این آزمایش نشان داد که بعد از خوردگی، کاهش حدودی ۱۰ درصدی بار تسلیم و نهایی همراه با کم شدن سختی، شکل پذیری و انرژی سازه قابل مشاهده می باشد[۸].

دای و یوان مطالعه ای بر روی سه نمونه مفصل ستون خارجی دارای خوردگی میلگرد که سطح خوردگی میلگرد آن در محدوده ۰.۵٪-۵.۵٪ بود انجام دادند. نتایج بارگذاری چرخه ای این آزمایش نشان داد که بار تسلیم و بار نهایی نمونه های دارای خوردگی میلگرد کاهش یافته و در مقابل تغییر شکل برشی افزایش میابد[۹].

خوردگی میلگرد موجب تخریب پوشش بتن، کاهش قابلیت انعطاف بتنی و تضعیف استحکام پیوستگی بین بتن و میلگرد می شود[۱۰].

هنگامی که خوردگی میلگرد ها زیاد است، سازه های RC حتی ظرفیت حمل بار را از دست می دهند و باید تخریب و بازسازی شوند[۱۱، ۱۲].

آکونو و هاو کینز رفتار لرزه ای ستون های RC دایره خورده را مورد بررسی قرار دادند و گزارش دادند که تضعیف استحکام پیوستگی بین میلگرد و بتن موجب کاهش ظرفیت باربری و انعطاف پذیری ستون های RC دایره ای شده است[۱۳].

اوو و چن [۱۴]، آزمایشهای خوردگی تیر RC را تحت بارگذاری سیکل انجام دادند تا رفتار لرزه ای آنها را بررسی کنند. آنان یک تیر طره یک سر آزاد را تحت بارگذاری چرخه ای مورد آزمایش قرار دادند که ناحیه بحرانی در قسمت گیردار تحت خمش و برش قرار گرفت که بیشتر شرایط بارگذاری در ناحیه مفصل پلاستیک تیر ها را تحت اقدامات لرزه ای نسبت به بارگذاری خمشی چهار نقطه ای نشان می

داد. نتایج نشان داد که وقتی خوردگی به آرماتور طولی و عرضی القا شد دریافت نهایی، شکل پذیری و انحلال انرژی تیرها ابتدا افزایش و بعد با افزایش نرخ خوردگی کاهش یافت [۱۵]. هنگامی که خوردگی به طور عمده به آرماتور عرضی اعمال شد مقاومت خمشی تیرها به طور چشمگیری تحت تاثیر واقع نشد در حالی که ظرفیت تغییر شکل پذیری به طور قابل توجهی کاهش یافت [۱۴].

لی و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۴۶] شبیه سازی اثر خوردگی را بر روی ستون های بتن آرمه با مقیاس بزرگ و مقاوم سازی آن با استفاده از ورقه ای فیبر کربنی پلیمری تقویت شده را به صورت آزمایشی مورد مطالعه قرار دادند. هفت ستون با مقطع دایروی را تحت خوردگی تسریع شده قرار داده و ورق های فیبر کربنی پلیمری تقویت شده را دور آنها پیچیده، سپس تحت آزمایش و بررسی قرار دادند. این محققین خوردگی تسریع شده را با افزودن سدیم کلرید به آب، اعمال جریان برق به قفسه آرماتورها و قرار دادن نمونه ها در معرض خیس و خشک شدن چرخه ای اعمال کردند. نتایج نشان داد که مقاوم سازی با فیبر کربنی پلیمری تقویت شده به خوبی سبب بهبود مقاومت شده و نرخ بازسازی های بعد از خوردگی را به تأخیر می اندازد. علاوه بر این قرار گرفتن ستون پس از مقاوم سازی در معرض خوردگی، منجر به کاهش مقاومت و سختی نمیشود و فقط اندکی شکل پذیری عضو مقاوم سازی شده کاهش می یابد. پانتازوپال و همکاران در سال ۲۰۰۱ [۴۷] به بررسی اثر مقاوم سازی ستون های بتن آرمه تحت اثر خوردگی آرماتور را با فیبر های پلیمری تقویت شده پرداختند. آنها مشاهده کردند که با افزایش تعداد لایه های فیبرهای پلیمری تقویت شده عملکرد ستون ها بهبود چشمگیری پیدا میکند. آنها پی بردند که نکته ی مهمی که برای موفقیت در مقاوم سازی باید رعایت شود، هم پوشانی لایه ها در انتها است. همچنین آنها با انجام آزمایش هایی، اثر پیش تنیده کردن لایه های فیبرهای پلیمری تقویت شده و تزریق گروت بین ژاکت و نمونه را مورد بررسی قرار دادند. لی و همکاران در سال ۲۰۰۳ [۴۸] ر روی ۶ ستون بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل با ابعاد $300 \times 300 \times 1100$ میلیمتر آزمایشهای بارگذاری چرخه ای را با مقادیر مختلف خوردگی انجام دادند و مشاهده کردند که مقاومت تسلیم یک ستون با میزان خوردگی ۱۶ درصد تا حدود ۱۲ درصد کاهش می یابد. این خرابی در رفتار سازه های به اثر

محصورشدگی کاهش یافته نسبت داده شد که در درجه اول از تکه تکه شدن روکش بتنی و خرابی مشخصات مکانیکی آرماتور خورده شده منتج شد.

به علاوه اینکه آزمایش ها نشان دادند که تقویت برش با استفاده از CFS یک روش مؤثر در بازسازی است که از رشد ترک های تکه تکه کننده ی روکش و ترکهای برشی جلوگیری نموده و به دلیل اثر محصورکنندگی CFS، شکلپذیری ستون های بتن آرمه با آرماتور خورده شده را بهبود میبخشد. بوسیاس و همکاران در سال ۲۰۰۴ [۴۹] اثر خوردگی ۲۲ ستون بتن آرمه با مقطعی به ابعاد ۲۵۰*۵۰۰ میلیمتر را بر روی مؤثر بودن مقاوم سازی با ورق های فیبر پلیمری تقویت شده بررسی کردند. آنها مشاهده کردند که این مقاوم سازی بین ۵ تا ۶ درصد ظرفیت شکل پذیری بتن را افزایش می دهد. همچنین آنها به این نتیجه رسیدند که استفاده از ورق فیبر کربنی پلیمری تقویت شده در تعدادهای ۲ تا ۵ لایه اثر زیادی بر بهبود عملکرد مصالح ندارد. دو و همکاران در سال ۲۰۰۵ [۵۰] به بررسی اثر کاهش سطح مقطع و تنش تسلیم فولاد ناشی از خوردگی در سازه های بتن آرمه پرداختند. آنها به این نتیجه رسیدند که تا میزان خوردگی ۱۶ درصد، شکل منحنی نیرو-افزایش طول آرماتور خورده شده تغییر نکرده و هنوز ناحیه مسطح بعد از تسلیم وجود دارد. همچنین آنها اشاره کرده اند که اگرچه تنش تسلیم باقیمانده آرماتور با قطر کوچکتر یا آرماتور بدون آج سریعتر کاهش می یابد، اما اثر نوع آرماتور و قطر آن به اندازه ۵ درصد بوده و در کاربردهای مهندسی قابل چشم پوشی است. تاپان و ابوطاها در سال ۲۰۰۸ [۵۱] روشی برای برآورد مقاومت پایه های پل ارائه دادند که اثرات متغیرهای مختلف مثل کاهش مقاومت بتن، کاهش پیوستگی، طول آرماتور خورده شده، از بین رفتن روکش بتنی و عدم تقارن سطح مقطع را به حساب آورده اند. مدل تحلیلی ارائه داده شده توسط این محققین، امکان درک اثرات خرابی بر عملکرد سازه های بتن آرمه را بهبود بخشیده و به بازرسان و مهندسان اجازه می دهد که دقیقتر شرایط ظرفیت باربری پایه های پل را ارزیابی کنند. نهایتاً استفاده از روش پیشنهاد شده به کاهش هزینه های بازسازی و تصمیمات بیش از حد محافظه کارانه جلوگیری میکند. آنها بر اساس مطالعاتی که در این پژوهش انجام دادند به نتایج زیر دست یافتند:

۱- خوردگی آرماتور سبب کاهش ظرفیت باربری نهایی ستون های بتن آرمه میشود (که این میزان کاهش به محل خرابی و طول آرماتور در معرض خوردگی بستگی دارد).

۲- برای یک ستون با آرماتورهای طولی خورده شده در سمت فشاری، کاهش در مقاومت ستون بر اساس میزان خوردگی، بین ۷ تا ۱۷ درصد متغیر است .

۳- خوردگی در آرماتور کششی طولی نسبت به آرماتور فشاری یا کناری ستون، سبب کاهش بیشتری در مقاومت میشود . کاهش مشاهده شده در منحنی اندرکنش برای ناحیه کنترل شده با فشار در بازه ای بین ۷ تا ۱۶ درصد و در ناحیه کنترل شده با کشش بین ۱۶ تا ۴۱ درصد است. اگرچه خوردگی که در هر ۴ سمت ستون رخ دهد نسبت به سایر حالت، سبب کاهش بیشتری در مقاومت میشود. (به عنوان مثال ۲۲ تا ۴۴ درصد کاهش مقاومت برای ناحیه کنترل شده با فشار و ۴۴ تا ۷۶ درصد کاهش مقاومت در ناحیه کنترل شده با کشش). همچنین اگر آرماتورها در ناحیه خراب شده به صورت وصله هم متصل شده باشند، احتمالاً کاهش مقاومت بیشتری مشاهده شود.

۴- در ستون بتن آرمه با آرماتور طولی خورده شده در سمت فشاری، با افزایش طول آرماتور در معرض خوردگی و نسبت لاغری، ظرفیت باربری کاهش می یابد.

۵- برای حالتی که نسبت طول آرماتور در معرض خوردگی به قطر آرماتور خورده شده از ۳۵ فراتر رود، کاهش در تنش کمانش بحرانی ناشی از افزایش میزان خوردگی ناچیز است.

وینگ و لیانگ در سال ۲۰۰۸ [۵۲] در زمینه بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی ظرفیت باربری ستون های بتن آرمه با خوردگی جزئی به تحقیق پرداختند. ۱۲ ستون با تکیه گاه ساده را تحت بار با خروج از محوریت قرار دادند. متغیرهای اولیه در این پژوهش طول خوردگی در ناحیه کششی یا فشاری و میزان خوردگی در طول است. خرابی ستون تحت اثر خوردگی عمدتاً از ناحیه ترک خوردگی ناشی از خوردگی در نزدیکی آرماتور طولی شروع می شود. برای ستون های با خروج از محوریت زیاد، ظرفیت باربری

عمدتاً وابسته به خوردگی در ناحیه آرماتور کششی است، درحالیکه برای ستون های با خروج از محوریت کم، ظرفیت باربری ستون تحت تأثیر خوردگی جزئی طول در ناحیه فشاری به شدت کاهش پیدا میکند.

۲-۱-۲ ارزیابی ظرفیت مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون بتن مسلح خورده شده [۱۶]

اتصالات تیر-ستون مناطق بالای تمرکز تنش غیر الاستیک در بتن مسلح (RC) هستند. شواهد آسیب پذیری مفاصل برای آسیب دیدن در طی زلزله در نقاط ناحیه مشخص شده دیده می شود. خوردگی تقویت کننده موجب بدتر شدن رفتار مشترک در اثر اقدامات لرزه ای، به ویژه برای سازه ها در مناطق ساحلی خواهد شد. در مطالعه توصیف شده در این مقاله، عملکرد داخلی RC و اتصالات بیرونی ستون هایی که تحت بارهای لرزه ای شبیه سازی شده قرار گرفته اند، با استفاده از یک مدل دو بعدی غیرخطی اجزا محدود (FE) افت کیفی مواد در نرم افزار اپنسیس همانند تأثیر پیوستگی در مفصل مدل سازی می شود. دقت مدل نتایج تجزیه و تحلیل FE با نتایج آزمایش شده مقایسه و کالیبراسیون شد. پس از آن، یک مطالعه پارامتری برای بررسی اثرات بعضی از پارامترهای کلیدی بر مقاومت برشی مفاصل خورنده انجام شد. در مجموع ۳۶۰ نمونه بر اساس مدل FE شبیه سازی شده است. در نهایت، این پارامترهای مهم به دو معادله اتصالی برای پیش بینی مقاومت برشی اتصالات داخلی و خارجی تیر-ستون تقسیم شدند و به نتایج زیر دست یافتند:

۱- مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون RC داخلی و بیرونی هنگامی که خوردگی افزایش می یابد، بدتر می شود. این خرابی در اتصالات با سطوح بالاتر خوردگی بیشتر است. با توجه به مطالعات پارامتری، مقاومت برشی دو طرفه نیز با کاهش نیروی محوری، فاصله بین خاموت و مقاومت فشاری بتن کاهش می یابد. برای مفاصل با سطوح بالاتر خوردگی، فاصله بین دو خاموت در کاهش مقاومت برشی قابل توجه است.

۲- یک معادله برای پیش بینی مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون های RC خورده شده پیشنهاد

شده است و همبستگی معقول با آزمایش ها را نشان می دهد. که $\frac{N}{f_c A_g}$ ضریب نیروی محوری

و A_{sj} و f_{jy} به ترتیب مساحت کل و مقاومت تسلیم برشی میلگرد در ناحیه اتصال است.

$$V_j = \frac{1}{1 + 1.71 \frac{x_{corr}}{100}} \times [b_j h_c f_c'^{0.5} \left(1.024 + 0.082 \left(\frac{N}{f_c A_g} \right) \right) + 0.012 A_{sj} f_{jy}] \quad (2-1)$$

۲-۲-۲ عملکرد چرخه‌ای تیرهای بتنی دارای خوردگی در مقیاس بزرگ [۱۵]

این مطالعه به بررسی رفتار لرزه ای تیرهای بتنی خورده شده با طراحی کد لرزه ای با بارگذاری چرخه ای پرداخته است. از نمونه های تیرهای بزرگ استفاده می شود. خوردگی توسط جریان فعلی هر دو برای آرماتور طولی و عرضی القا می شود. این تحقیق از آن جهت مهم است که در آن درک رفتار لرزه ای تیرهای بتن مسلح خورده را بهبود می بخشد، که پایه ای برای تجزیه و تحلیل لرزه نگاری عمر ساختمان سازه های بتنی است و به نتایج زیر دست یافتند:

۱- با افزایش مدت خوردگی، حالت شکست از شکست خمشی تا شکست برشی تغییر می کند. علاوه

بر این، شکستگی خمشی توسط کمانش آرماتور طولی آغاز شد و شکست شکستگی خمشی برش بوسیله شکستگی حلقه ها ایجاد شد.

۲- سطح خوردگی توانایی آرماتور عرضی را برای بازشو پهنای ترک های برشی مورب و مقاومت در

برابر نیروی برشی کاهش داد. در نتیجه، تغییر شکل برش و گسترش حالت خمیری ناشی از

تغییر تنش در ناحیه مفصل پلاستیکی با افزایش سطح خوردگی افزایش می یابد.

۳- این مطالعه نشان داده است که حالت شکست یک تیر بتن مسلح می تواند از شکستگی خمشی

تا شکستگی خمشی برشی با افزایش سطح خوردگی تغییر کند.

۲-۲-۳ مقاومت برشی ستون های بتنی خورده شده با استفاده از کامپوزیت

های مبتنی بر PET FRP [۱۷]

در این مقاله، ترکیبی از تحلیل تجربی و تحلیل آزمایشگاهی در مورد مقاوت برشی ستون های RC دارای خوردگی با خاموت هایی که دارای سطوح مختلف خوردگی قبل از تقویت هستند، ارائه شده است. سهم مقاوت برشی از ستون زیرین و صفحات PET FRP در نسبت حجمی مختلف به دقت مورد بررسی قرار گرفت و مکانیسم های تعامل آنها مورد بحث قرار گرفت. معادلات طراحی پس از تشابه خرپا های متعارف صورت گرفت و سپس پیش بینی مقاوت برشی ستون های PET FRP با توجه به اثر خوردگی خاموت مورد نظر و پیش بینی ها بر نتایج آزمون تایید شد.

اهداف اصلی این تحقیق عبارتند از:

- الف) بررسی اثر خوردگی خاموت بر روی مقاوت برشی ورق PET FRP و ستون RC
- ب) ایجاد یک مدل طراحی منطقی برای پیش بینی ظرفیت برش خوردگی ستون RC با ورق PET FRP پیچیده شده است. و نتایج زیر به دست آمد:

۱- مقاوت برشی ورق PET FRP و ستون تحتانی در بار پیک با افزایش نسبت حجم ورق PET FRP افزایش یافت. با وجود اینکه نمونه های تقویت شده دارای ظرفیت برش ناکافی بودند، ورق PET FRP می تواند مقاوت را در برابر ترک خوردگی شکننده انفجاری بتن و حفظ یکپارچگی هسته بتن را به دلیل شکل پذیری بالا خود را حفظ کند.

۲- مقاوت برشی ورق PET FRP و ستون زیرین در بار پیک با افزایش سطح خوردگی فولاد کاهش می یابد. خوردگی اثرات بیشتری بر روی مقاوت برشی ورق PET FRP نسبت به مقاوت برشی ستون RC دارد، که ممکن است به واکنش تسریع شده ورق PET FRP و ستون بستر به علت ترک در بتن پوشش توسط خوردگی آرماتور ها باشد.

۲-۲-۴ یک مطالعه عددی در مورد اثر ضریب مقاوت تیرهای RC دارای

خوردگی آرماتور [۱۸]

در این مطالعه، برای بررسی مقاومت ضربه ای اعضای RC با خوردگی میلگرد، آزمایشی در اثر کاهش وزن بر روی نمونه تیر RC با شتاب بخشیدن به تخریب انجام می شود. بر اساس نتایج تجربی، رابطه بین درجه خوردگی و مقاومت در برابر ضربه، قابل تشخیص است. برای کاهش عددی خوردگی میلگرد توسط FEM، مدل سازی FE از تیر RC با میلگرد خورده شده پیشنهاد شده است که با تمرکز بر عامل زیر مربوط به نسبت کاهش وزن میلگرد به کاهش سطح مقطع تقویت شده با تنظیم پارامترهای مواد میلگرد یک رابطه برای توصیف کاهش استحکام پیوستگی تعریف شده است. ترکها بوسیله فشار گسترش به بتن ایجاد می شوند. مدل ناهمگون خوردگی برای معرفی یک نتیجه واقعی خوردگی معرفی شده است. و به نتایج زیر دست یافتند:

۱- برای مقاومت در برابر ضربه از نمونه تیر RC خراب شده توسط میگرد خورده شده، در مقایسه با سابقه پاسخ بار ضربه و جابجایی تحت ضربه تک، می توان یافت که با افزایش نسبت خوردگی، بار حداکثر ضربه کاهش می یابد و حداکثر جابه جایی افزایش می یابد، که نشان دهنده کاهش سختی خمیدگی اعضا است و کاهش مقاومت در برابر اثرات تکراری ضربه حتی بیشتر مشهود است.

۲- با پیشنهاد مدل FEM برای تیر RC با خوردگی میلگرد با توجه به کاهش سطح مقطع تقویت، کاهش استحکام پیوستگی بین میلگرد و بتن و ترک های بتن محصور، نتیجه آزمایش اثر ضربه سقوط آزمایش بارگیری می تواند تکثیر شود. برای ارزیابی کمی مقاومت ضربه اعضای تیر با نسبت خوردگی بالاتر و خوردگی تقویت ناهموار توزیع شده، مدل آسیب با در نظر گرفتن عواملی مانند توزیع ناهموار خوردگی تقویت کننده و آسیب فشاری بتن، باید بهبود یابد.

۲-۵ تأثیر محل خوردگی تقویت کننده بر عملکرد لرزه ای تیرهای بتنی خورده

شده [۱۹]

عملکرد لرزه ای تیرهای بتنی خورنده خورده شده در این تحقیق به صورت آزمایشی مورد بررسی قرار گرفت. خوردگی توسط روش خوردگی شتاب الکتروشیمیایی برای تقویت در نقاط مختلف در تیرها ایجاد شده است. پس از تشدید خوردگی، تیرها تحت بارگذاری چرخه ای مورد آزمایش قرار گرفتند تا عملکرد لرزه ای آنها را بررسی کنند.

این مطالعه ادامه مطالعه اوو و چن [۱۴] است و بخشی از یک مطالعه تجربی سیستماتیک در مورد رفتار لرزه ای تیرهای RC ناشی از خوردگی آرماتور در نقاط مختلف تیر است. در مطالعه اوو و چن [۱۴]، خوردگی به طور عمده به آرماتور عرضی منجر شد. در این مطالعه، خوردگی به طور عمده به شرح زیر معرفی شد: (۱) آرماتور طولی پایین؛ (۲) هر دو آرماتور طولی و بالا پایین؛ و (۳) هر دو آرماتور طولی و عرضی. با ترکیب نتایج این مطالعه و مطالعات اوو و چن [۱۴]، اثرات خوردگی در آرماتور در نقاط مختلف بر روی عملکرد لرزه ای تیرهای RC خورده شده در این مقاله مورد بررسی قرار گرفت.

و به نتایج زیر دست یافتند:

۱- خوردگی در آرماتور کششی طولی اثر معنی داری بر دریافت تسلیم، بار تسلیم و بار پیک ناشی از کاهش ناحیه مقطع عرضی دارد. از آنجا که سطح خوردگی در آرماتور کشش افزایش یافته است، حالت شکست تیر از برش خمشی به علت خرد شدن بتن هسته به تنش خمشی به علت شکستن آرماتور کشش تغییر می کند. خوردگی در آرماتور کشش تأثیر کمی یا مثبتی بر روی دریافت نهایی زمانی که حالت شکستگی برش انعطاف پذیر بود دارد و به طور عمده به کاهش تقاضای خمشی و برش و اثرات نامطلوب بر روی دریافت نهایی زمانی که حالت شکست شکستگی تقویت کشش به علت پراکندگی شدید در سطوح بالای خوردگی.

۲- خوردگی در آرماتور فشاری طولی، به دلیل کاهش سطح مقطعی و نرم شدن بتن در منطقه فشاری، دریافت تسلیم را تحت تأثیر قرار داد. این اثر منفی بر روی دریافت نهایی زمانی که حالت شکست باعث برش خمشی می شود به علت تضعیف ناحیه فشاری به دلیل گسترش

خوردگی است. این تاثیری ناچیز بر بارتسلیم و بار پیک داشت، و در دریافت نهایی زمانی که شکست، ناشی از شکستگی آرماتور کششی بود مشخص شد.

۳- خوردگی در آرماتور عرضی تاثیری منفی بر دریافت تسلیم داشت و در دریافت نهایی زمانی که حالت شکست به دلیل کاهش مقاومت برشی، خمش برشی بود اثری ناچیز بر بار تسلیم و بار پیک و در دریافت نهایی زمانی که حالت شکست ناشی از شکست آرماتور کششی بود داشت.

۲-۳ تحقیقات انجام گرفته در خصوص علت خرابی اتصالات بتن مسلح

بسیاری از سازه‌های بتن‌آرمه موجود که بر مبنای آیین‌نامه‌های گذشته طراحی و اجرا شده بودند، دارای جزئیات ضعیف آرماتورگذاری بوده که مشکلاتی همچون ظرفیت تغییرمکان جانبی پایین، قابلیت استهلاک انرژی پایین، زوال مقاومت و بروز مکانیزم در محل‌های نامطلوب در سازه را داشته که کلیه این موارد منجر به فروپاشی و انهدام سازه می‌شود. جزئیات غیرشکل‌پذیر در یک سازه بتن‌آرمه به دلیل مواردی همچون مقاومت برشی ضعف اتصال بواسطه عدم آرماتورگذاری عرضی در هسته اتصال، ظرفیت برشی پایین ستون منتهی به اتصال، کم بودن طول هم پوشانی آرماتورهای طولی ستون، عدم رعایت ناحیه خاموت گذاری فشرده در تیر و طول مهاری ناکافی آرماتورهای تیر در ناحیه اتصال می باشد [۲۰].

تقویت سازه به معنی افزایش مقاومت و باربری اعضای ضعیف در مقابل بارهای وارده، افزایش باربری و مقاومت اعضای صدمه دیده می‌باشد. این ضعف‌ها و آسیب دیدگی‌ها ممکن است به شکل های مختلفی خود را در سازه نشان دهند و قبل از اینکه سازه مورد نظر دچار آسیب جدی شود باید در صدد مرمت و تقویت آن باشیم. اگرچه نمی‌توان با هزینه‌های منطقی و معقول ایمنی ساختمانی را تا حد خیلی زیاد بالا برد، ولی دلیلی هم ندارد که آن را به حال خود رها کنیم. بلکه عقل سلیم و منطق مهندسی حکم می‌کند که با اختیار کردن حداقل میزان دخالت در وضع ساختمان متناسب با امکانات و اقتصاد هر میزان ایمنی را که دستیابی به آن در چارچوب منطق و امکانات میسر است تامین کنیم. مقاومت جانبی ناکافی همراه با جزئیات ضعیف اتصالات بتن مسلح عضو دلیل اصلی برای

کارائی ناکافی لرزه‌ای این سازه‌ها است. مروری بر نحوه‌ی ساخت و ساز و مصالح مورد استفاده در گذشته نشان می‌دهد که استفاده از میلگردهای بدون آج در سازه‌های بتنی در دهه ۱۹۶۰ رواج فراوان داشت. بر اساس تحقیقات، مقاومت پیوستگی میلگردهای بدون آج با مصالح بتنی بسیار کمتر از میلگردهای آجدار است. بنابراین چون آئین‌نامه‌های قدیمی با فرض پیوستگی کامل بین فولاد و بتن طراحی را انجام می‌دادند، ظرفیت خمشی و برشی طراحی به صورت نادرستی به دست آمده که عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را متأثر می‌سازد. بنابراین استفاده از میلگردهای بدون آج یکی از عوامل تخریب سازه‌ها در طی زلزله در طی سالیان گذشته به‌شمار می‌رود [۲۰].

بنابه دلایل مختلف ساختمان‌ها نیاز به ترمیم و تقویت دارند. در ادامه چند دلیل که از اهمیت بیشتری برخوردار می‌باشند ذکر می‌گردد.

- تغییر در کاربری سازه و اعمال بارهایی بیش از حد پیش‌بینی در هنگام طراحی
 - تغییر ضوابط آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی
 - خطاهای طراحی
 - ایجاد بازشو
 - آسیب دیدگی سازه‌ها ناشی از بلایای طبیعی یا حوادث
 - عدم رعایت ضوابط اجرایی
 - خوردگی فولاد و تخریب شیمیایی بتن
- خوردگی فولاد و تخریب شیمیایی بتن، خوردگی قطعات فولادی در سازه‌های مجاور آب از قبیل خوردگی ناشی از کربناتاسیون، نفوذ کلر به داخل بتن، تهاجم سولفات‌ها و اسیدها، یک مساله بسیار اساسی تلقی می‌شود. در محیط‌های دریایی و مرطوب وقتی که یک سازه بتن مسلح در دراز مدت در معرض عناصر خورنده نظیر نمک‌ها، اسیدها و کلرها قرار می‌گیرد میلگردها به دلیل آسیب‌دیدگی و خوردگی، قسمتی از ظرفیت خود را از دست می‌دهند. به علاوه فولادهای زنگ‌زده بر پوسته بیرونی بتن فشار می‌آورند که باعث خرد شدن بتن و ریختن آن می‌شود. با توجه که اینکه بخش وسیعی از کشور

ما خصوصاً شمال و جنوب کشور که دارای شرایط محیطی خاص آب و هوایی می‌باشد، بحث تقویت و بهسازی سازه‌های واقع در این نواحی نیازمند بررسی می‌باشد.

۲-۴ معرفی مواد کامپوزیت و مصالح FRP

کامپوزیت‌های FRP ترکیب فیزیکی از چند مصالح هستند که از دو، یا بیشتر ماده مجزا تشکیل می‌شود. برای افزایش چسبندگی الیاف تقویتی با ماتریس رزین معمولاً از اصلاح سطحی استفاده می‌شود. چوب را می‌توان یک کامپوزیت طبیعی در نظر گرفت و در یک نگاه کلی‌تر بتن‌آرمه نیز یک نوع کامپوزیت بوده و متشکل از اجزای متمایز است. همچنین FRP نیز یک کامپوزیت محسوب می‌شود. در ادامه یک بررسی کلی بر روی انواع مواد کامپوزیتی و همچنین FRP رایج در صنعت انجام شده است.

پیدایش و کاربرد مواد کامپوزیت به دهه ۱۹۴۰ میلادی باز می‌گردد. این گروه از مواد حدود ۶۰ سال پیش و در صنایع خاص (به دلیل هزینه بالا) و در جریان جنگ جهانی دوم (برای چسباندن قطعات هواپیما) مورد استفاده قرار می‌گرفتند. صنایع کشتی‌سازی، هوافضا، خودروسازی، زیردریایی، تجهیزات ورزشی و ساختمان‌سازی از مهمترین زمینه‌های کاربرد این مواد هستند. اگرچه از ساخت و پیدایش مواد کامپوزیت چندین دهه بیشتر نمی‌گذرد ولی با داشتن امتیازاتی چون صرفه‌جویی در هزینه در کنار مزایایی مانند فرم‌پذیری ساده‌تر و خواص ممتاز خود، باعث شده تا به تدریج این مواد در جریان اصلی صنعت ساختمان جایگاه شایسته خود را بیابد. استفاده از پوشش خارجی FRP برای بهسازی و تقویت سازه‌ها، از دهه ۱۹۸۰ میلادی به طور همزمان در آمریکا و اروپا آغاز شد و تا به امروز رشد قابل ملاحظه‌ای داشته است. در حال حاضر در اکثر کشورهای لرزه‌خیز کامپوزیت‌ها از پرکاربردترین مواد جهت مقاوم‌سازی ساختمان‌های ضعیف، پل‌ها، اتصالات، سازه‌های باستانی و موارد مشابه موجود می‌باشند [۲۱، ۲۲].

۲-۴-۱- عوامل موثر بر عملکرد الیاف FRP

- جهت قرارگیری
- طول الیاف
- نوع و شکل الیاف
- ترکیب آن با رزین و چسبندگی بین آن دو

الیاف یک جهته، غیر ایزوتروپیک (ناهمسانگرد) هستند و مقاومت و مدول آن در راستاهای مختلف متفاوت است. به طور کلی خواص مکانیکی الیاف در یک جهت بستگی به مقدار الیاف در آن جهت دارد.

۲-۵- معایب روش های دیگر مقاوم سازی نسبت به الیاف FRP

تکنیک‌های مقاوم‌سازی و تقویت سازه‌ها شامل تعمیر با اپوکسی، ژاکت‌های بتنی پیش تنیده و یا مسلح، ژاکت کردن با بلوک‌های بتنی بنایی یا میانقاب‌های نیمه بنایی، ژاکت‌های فلزی و یا افزودن المان‌های فولادی از بیرون به سازه و استفاده از کامپوزیت‌های پلیمری مسلح به الیاف (FRP) و ... می‌باشد. هر یک از این تکنیک‌ها نیازمند جزئیات ویژه با در نظر گرفتن هزینه‌ها، سختی اجرا، اختلال در خدمت رسانی ساختمان و محدوده کاربری است. هدف اصلی این تکنیک‌ها توزیع مقاومت بین ستون‌ها، تیرها و اتصالات به گونه‌ای است که نیاز به شکل‌پذیری و مقاومت لرزه‌ای از طریق مکانیزم‌های شکل‌پذیر تشکیل مفاصل در تیر به جای مفصل‌شدگی ستون یا خرابی‌های ترد اتصال تامین گردد و از دوران‌های زیاد اتصال تیر به ستون جلوگیری شود.

از ابتدایی‌ترین روش‌ها در بهسازی اتصالات سازه‌های بتن‌آرمه؛ افزایش ابعاد تیر و ستون با استفاده از بتن‌آرمه می‌باشد. پس از انجام مطالعات زیاد در این زمینه مشخص شد که استفاده از این تکنیک باعث افزایش وزن ساختمان می‌شود و همچنین برای برقراری اتصال بتن قدیم و جدید نیاز به تخریب بخش‌هایی از اتصال می‌باشد.

تکنیک‌های بهسازی با استفاده از چسباندن ورق‌های فولادی به صورت خارجی به اعضای بتنی به علت سریع بودن اجرا و حداقل خرابی در سازه و افزایش کم در تغییر اندازه مقاطع، محبوبیت زیادی پیدا کرده است. به هر حال این روش مشکلاتی از جمله موارد یاد شده در ذیل را دارا است که کارایی آن را محدود کرده است [۲۳، ۲۴].

- زوال چسبندگی بین بتن و فولاد که ناشی از خوردگی فولاد
- گسیختگی نامطلوب برشی
- سختی در حمل و نقل ورق‌های فولادی با ضخامت بالا
- نیاز به نصب داربست
- نیاز به سیستم اتصال لب به لب

روش مرسوم دیگر در مقاوم سازی اعضای بتن‌آرمه، استفاده از پوشش‌هایی از نوع بتن‌آرمه، بتن پاشیدنی می‌باشد. این روش تا جایی که مربوط به مقاومت، سختی و شکل‌پذیری می‌شود، کاملاً موثر است، اما باعث افزایش ابعاد مقاطع و بار مرده سازه می‌شود. همچنین این شیوه نیازمند عملیات پر دردرس تخلیه ساکنین است و به صورت بالقوه باعث افزایش نامطلوب سختی اعضای بتن‌آرمه می‌شود. یکی دیگر از راه‌حل‌ها برای بهسازی قاب‌های بتنی محبوس کردن ستون و ناحیه اتصال موجود در بتنی جدید همراه با میلگردهای طولی و عرضی می‌باشد. امتداد دادن میلگردهای طولی افزوده شده از داخل اتصال نیازمند سوراخ کردن دال سقف در گوشه‌های ستون می‌باشد. افزودن میلگردهای عرضی در اتصال چنین فرایندی را چندین برابر سخت‌تر می‌کند به طوری که در چنین حالتی تیرها نیز نیاز به سوراخ کردن داشته و خم کردن قلاب‌ها در محل قرارگیری باید صورت گیرد. عیب آشکار تکنیک ژاکت بتنی، مشکلات و سختی‌های اجرای آن نظیر سوراخ کردن دال سقف، سوراخکاری تیرها و گاه‌آخم‌زدن در جای میلگرد عرضی اضافه شده به اتصال است. همچنین این روش موجب بزرگ‌شدن ابعاد اجزای سازه شده و در نتیجه باعث کاهش فضای طبقه و افزایش جرم سازه می‌شود. در نهایت اینکه چنین

روشی خصوصیات دینامیکی سازه را تغییر می‌دهد که در نتیجه یک تحلیل مجدد دقیق ضروری خواهد بود (به عنوان مثال ۱۲۰ درصد افزایش دوره تناوب مود اول و ۷۳٪ افزایش ظرفیت برشی طبقه پایه در مطالعات براسی و همکاران گزارش شده است) [۲۵]. مواد FRP با نسبت بالای مقاومت و سختی به وزن و دارا بودن ماهیت شیمیایی خنثی، پتانسیل خوبی برای بهسازی اعضا دارند. بنابراین نوارها یا صفحات FRP می‌توانند جایگزینی برای صفحات فولادی باشند، زیرا این مواد برخلاف فولاد، تحت تاثیر زوال الکتروشیمیایی قرار نمی‌گیرند و می‌توانند در مقابل خوردگی اسیدها، بازها، نمک‌ها و مواد مهاجم مشابه در دامنه وسیعی از دما مقاومت کنند. در نتیجه نیاز به سیستم‌های حفاظت از خوردگی نمی‌باشند و آماده کردن سطوح اعضا قبل از چسباندن صفحات FRP و نگهداری از آن‌ها بعد از نصب، از صفحات فولادی آسان‌تر است. علاوه بر این، الیاف مسلح کننده در FRP می‌توانند در موضع معین و در نسبت حجمی و جهت مشخص درون ماتریس قرار گیرند تا بیشترین کارایی را داشته باشند. مواد حاصله تنها با درصدی از وزن فولاد، مقاومت و سختی بالایی در جهت الیاف دارند. همچنین جابجایی و نصب آنها راحت‌تر می‌باشد و می‌توانند برای مکان‌هایی که دسترسی محدود دارند، مورد استفاده قرار گیرند. پس از نصب نیز بار اضافی قابل توجهی را به سازه تحمیل نمی‌کنند [۲۶].

۲-۶ معرفی FRP

نوعی کامپوزیت است که متشکل از دو بخش الیاف تقویتی و ماتریس (که معمولاً پلیمر بوده) می‌باشد. FRP از اولین بار توسط روبینسکی^۱ در سازه‌های بتن آرمه استفاده شد. امروزه FRP به اشکال مختلف به صورت کابل‌ها، شبکه‌های دو بعدی و سه بعدی، به صورت صفحه و ... به کار می‌روند [۲۷].

^۱Robinsky

۲-۶-۱ انواع مختلف الیاف FRP

این مواد تنوع بسیار زیادی دارند ولی در زیر به طور خلاصه به چند مورد از آنها اشاره می‌شود:

۲-۶-۲ الیاف شیشه‌ای - GFRP^۲

الیاف شیشه‌ای اولین الیاف مهمی است که در مهندسی عمران استفاده می‌شود و به خاطر توازنی که بین قیمت و مقاومت آن وجود دارد کاربرد وسیعی پیدا کرده است. حداکثر کرنش نهایی آن برابر ۱.۸ تا ۳ درصد و مقاومت آن بین ۱۵۰۰ تا ۲۵۰۰ مگاپاسکال و همچنین مدول الاستیسیته این ماده نیز حدود ۷۰ گیگاپاسکال می‌باشد. اگر GFRP در معرض محیط خورنده با PH بالا قرار گیرد روی دوام آن تاثیرگذار است.

۲-۶-۳ الیاف فیبر کربنی - CFRP^۳

این الیاف بهترین نوع الیاف از لحاظ مقاومت، تاب خستگی و خزش هستند و از ابریشم مصنوعی ساخته شده است. الیاف کربن از نظر خواص فیزیکی و مکانیکی رفتاری ناهمسان دارند. به همین دلیل مدول آنها در جهت صفحات اصلی بیشتر از جهت عمود بر این صفحات می‌باشد. لذا جهت‌دهی صفحات اصلی در جهت محور طولی الیاف باعث تولید الیافی با مدول بالا می‌شود که با توجه به دانسیته کم این مواد (حدود ۲ گرم بر سانتی‌مترمکعب) در نهایت الیافی با مدول ویژه بسیار بالا حاصل می‌گردد. در شرایط دمایی بسیار بالا مقاومت خود را به سختی از دست می‌دهند و برای تشکیل این نوع الیاف به درجه حرارت حداقل ۱۰۰۰°C احتیاج است. اکثر الیاف مصنوعی در این درجه حرارت ذوب و تبخیر می‌شوند، ولی فیبر کربنی به دلیل داشتن اکریلیک همچنان باقی می‌ماند. الیاف CFRP دارای سه تیپ مطابق جدول زیر است.]

^۲ Glass Fiber Reinforced Polymer

^۳ Carbon Fiber Reinforced Polymer

جدول ۱-۲: مشخصات الیاف CFRP رایج در بازار [۲۷]

نوع الیاف	ϵ_u (%)	σ_u (MPa)	E(GPa)
الیاف با مدول بالا	۰/۵	۲۰۰۰	۳۸۰
الیاف با مدول کم	۱	۲۸۰۰	۲۸۰

ضمناً تیپ سه، مقاومت و مدول الاستیسیته‌ای بین حالت یک و دو دارد.

عنصر سازنده CFRP، گرافین است که در الیاف کربنی دارای ساختار دو بعدی می‌باشد. اگر گرافین ساختار سه بعدی و به صورت شش ضلعی داشته باشد به آن گرافیت می‌گویند که در صنعت مداسازی استفاده می‌شود. جهت قرارگیری گرافین در راستای الیاف کربن تعیین کننده مدول الاستیسیته الیاف می‌باشد، همچنین جهت قرارگیری گرافین روی رطوبت سطحی و چسبندگی با ماتریس نیز تاثیر می‌گذارد. الیاف کربنی با رزین به خوبی خیس نمی‌شوند، بنابراین اصلاح سطحی بایستی بر روی آنها انجام شود. نوع خاصی از الیاف کربنی به نام Tows، متشکل از ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰۰۰ الیاف یا تار کربنی می‌باشد [۲۷].

۲-۶-۴ الیاف آرامیدی-^۴AFRP

آرامید انرژی شکست بالایی دارد. بنابراین در ساخت کلاه‌های ایمنی در صنایع نظامی کاربرد دارد. الیاف آرامید به دماهای بالا، رطوبت و اشعه ماوراء بنفش حساس است از این رو در مهندسی عمران و ... کاربرد وسیع ندارد.

دو شرکت هلندی Akzo-Nobel (سازنده Twaron) و شرکت فرانسوی Dupont (سازنده کولار) سازندگان مهم AFRP در دنیا هستند. امروزه چهار نوع الیاف آرامید (کولار) در جهان وجود

^۴ Aramid Fiber Reinforced Polymer

دارد. مقاومت کششی الیاف آرامید ۵۵٪ مقاومت کششی الیاف شیشه ای و مقاومت برشی آن ۱۸۰٪ الیاف شیشه ای است. نتایج آزمایشات نشان می دهد مقاومت کششی الیاف آرامید ۱۰٪ از مقاومت کششی الیاف کربنی کمتر است و قیمت آن تقریباً نصف الیاف کربنی است. با این حال قابلیت کار کردن با الیاف آرامید بیشتر از الیاف شیشه ای و کربنی است. در جدول زیر مقایسه کیفی سه نوع کامپوزیت را نشان می دهد.

جدول ۲-۲- مقایسه مشخصات سه نوع کامپوزیت [۲۷]

مواد کامپوزیتی	چگالی	مدول کششی طولی	مدول کششی عرضی
	$\frac{Kg}{M^3}$	(GPa)	(MPa)
ورقه های GFRP	۲۰۰۰-۱۶۰۰	۲۰-۵۵	۴۰۰-۱۸۰۰
ورقه های CFRP	۶۰۰-۱۹۰۰	۱۲۰-۲۵۰	۱۲۰۰-۲۲۵۰
ورقه های AFRP	۱۰۵۰-۱۲۵۰	۴۰-۱۲۵	۱۰۰۰-۱۸۰۰

جدول ۲-۳ : مقایسه کیفی سه نوع کامپوزیت

مشخصات	شیشه	کربن	آرامید
مقاومت کششی	خیلی خوب	خیلی خوب	خیلی خوب
مقاومت فشاری	مناسب	خیلی خوب	خوب
مدول یانگ	خوب	خیلی خوب	مناسب
چگالی	عالی	خوب	مناسب
رفتار خستگی	خوب	عالی	مناسب

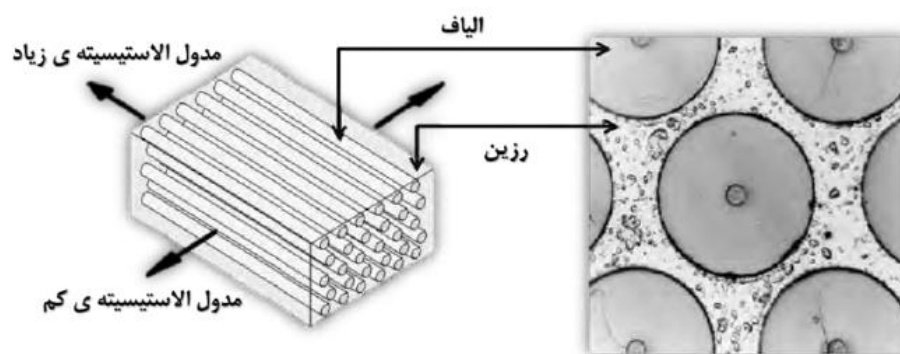
۷-۲ رزین ها یا چسب های پلیمری

رزین ها (ماتریس) در فضای بین الیاف کامپوزیت قرار گرفته و آنها را در کنار یکدیگر قرار می دهد. این مواد که با نام کلی رزین شناخته می شوند، از مواد پلیمری ساخته می شوند و مهمترین ویژگی آنها شامل موارد زیر است:

- قراردادن الیاف در کنار یکدیگر
- انتقال برش از الیاف تقویتی به ماده مجاور
- محافظت از الیاف در برابر شرایط محیطی و جلوگیری از خسارت مکانیکی وارده
- شکل پذیری و انعطاف
- ایجاد مشخصات مکانیکی مناسب برای کامپوزیت
- کنترل کمانش موضعی الیاف تحت فشار

باید توجه داشت در ماتریس دو نوع برش به وجود می آید:

- برش ناشی از پیچش یا برش درون صفحه ای
- برش ناشی از خمش یا برش بین صفحه ای



شکل ۱-۲- FRP تشکیل شده از الیاف و ماتریس

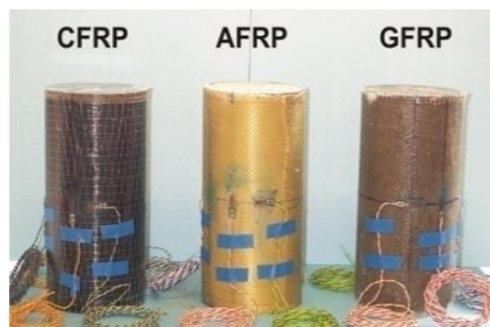
۸-۲ اشکال مختلف مواد FRP

مواد FRP به طور کلی به سه مدل مختلف در مقاوم سازی سازه ها استفاده می شود.

۸-۲-۱ ورقه های FRP

ورقه هایی با ضخامت چند میلی متر از جنس FRP هستند. این ورقه ها با چسب های مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می شوند. از ورقه های FRP جهت تعمیر و تقویت سازه های آسیب دیده (ناشی از زلزله و یا ناشی از خوردگی آبهای یون دار) استفاده می شود.

ورقه های FRP از لحاظ شکل پذیری به شکل پارچه ای و صفحه ای هستند. شکل پارچه ای دارای خاصیت شکل پذیری بالایی است و راستای الیاف در آن می تواند در یک جهت یا دو جهت باشد. صفحه ها بر خلاف الیاف پارچه ای، شکل پذیر نیستند و در ضخامت و عرض های مختلف یافت می شوند.



شکل ۲-۲- ورقه‌های FRP

۲-۸-۲ کابل، نوار و تاندون پیش تنیدگی

محصولاتی شبیه میلگردهای FRP، ولی به صورت انعطاف‌پذیر هستند که در سازه‌های کابلی و بتنی پیش‌تنیده در محیط‌های دریایی و خورنده کاربرد دارند. این محصولات در اجزا پیش‌تنیده در مجاورت آب نیز بکار گرفته می‌شوند.



شکل ۲-۳- نوارهای FRP

۲-۸-۳ میلگردهای FRP

برای بسیاری از سازه‌هایی که در محیط‌های مهاجم از قبیل سازه‌های دریایی، پل‌ها، پارکینگ که در معرض نمک‌های قرار می‌گیرند، ترکیب رطوبت، افزایش دما و محیط کلریدی، خاصیت قلیایی بتن را کاهش می‌دهد و سبب خوردگی فولادها می‌شود که در نهایت موجب تخریب سازه بتنی می‌شود. به همین خاطر امروزه از میلگردهای ساخته شده با مواد پلیمری FRP در این سازه‌ها استفاده می‌کنند. به دلیل اینکه میلگردهای FRP دارای یک رفتار غیرشکل‌پذیر می‌باشند لذا موارد استفاده این میلگردها

محدود به سازهایی می‌شود که مهم‌ترین مشکل آنها خوردگی یا مشکلات الکترومغناطیسی می‌باشد. رفتار مکانیکی میلگردهای FRP با میلگردهای فولادی متفاوت است، لذا نحوه طراحی سازه‌های بتنی با استفاده از میلگردهای FRP دارای تغییراتی نسبت به میلگردهای فولادی می‌باشد. همانطور که در بخش‌های قبل گفته شد، مصالح FRP بر خلاف مصالح فولادی، رفتار الاستیک خطی از خود نشان می‌دهند.



شکل ۴-۲- میلگردهای FRP

۹-۲ مزایای تقویت سازه‌ها به وسیله مواد FRP

- دوام بالا (مهمترین مزیت)
- سبک بودن وزن
- مقاومت مشخصه و مدول بالا
- مقاومت در برابر خوردگی و فرسودگی
- قابلیت افزایش مقاومت در جهت دلخواه
- مقاومت در برابر بارهای متناوب، دینامیکی و تکراری
- رفتار کاملاً یکسان از لحاظ انبساط و انقباض با بتن
- مقاومت شیمیایی
- نفوذناپذیری الکترومغناطیسی

- مقاومت در برابر ضربه
 - ضخامت کم
 - حمل و نقل آسان به دلیل وزن کم
 - اجرای ساده ورق‌ها
 - توجیه اقتصادی در پروژه‌های حجیم مثل پل‌سازی
 - سطح تمام شده تمیز و زیبا
- در ادامه برخی از این ویژگی‌ها را تشریح می‌کنیم:

۲-۹-۱ انعطاف پذیری بالا

ورق‌های FRP همانند پارچه دارای انعطاف‌پذیری بالایی می‌باشند. این خاصیت در تقویت لبه‌ها و گوشه‌ها و اتصالات بسیار کارآمد است. به طوری که از این مواد می‌توان به صورت U شکل و یا به صورت دورپیچ دور مقاطع مربع، مستطیل یا دایره و یا هر شکل دیگر استفاده کرد.

۲-۹-۲ وزن کم:

یکی از محاسن FRP در مقایسه با دیگر مواد و مصالح، وزن کم آن می‌باشد. این مواد دارای وزن ناچیزی می‌باشند به طوری که یک متر مربع از مصالح FRP (الیاف + چسب) کمتر از ۵۰۰ گرم وزن دارد که اگر بخواهیم آن را با یک مترمربع فولاد که دارای وزن ۷۵ کیلوگرم است، جهت ساخت ژاکت فولادی مقایسه کنیم، وزن الیاف FRP بسیار ناچیز است.

۲-۹-۳ راحتی در جابجایی و نصب

به علت وزن کم و انعطاف‌پذیری بالای این الیاف، حمل و نقل و جابجایی آنها جهت نصب و استفاده در سازه‌ها بسیار آسان می‌باشد. حمل و نقل این الیاف نیازی به ماشین‌آلاتی مانند جرثقیل و ... ندارد و مقدار زیادی از آن توسط کارگران قابل حمل می‌باشد.

۲-۹-۴ سرعت عمل انجام کار

همانطور که می‌دانیم یکی از فاکتورهای مهم در اجرای سازه، زمان می‌باشد. جهت کاربرد مصالح FRP نیاز به زمان زیادی نداریم. به طوری که بیشتر زمان در کاربرد این مواد صرف آماده‌سازی سطح برای انجام عملیات می‌شود، که در صورت آماده بودن سطح، عمل چسباندن یک متر مربع، زمانی کمتر از ۱۰ دقیقه را می‌گیرد [۲۸].

۲-۱۰-۱۰ مشخصات اساسی محصولات کامپوزیتی FRP

۲-۱۰-۱۰-۱ مقاومت در برابر خوردگی

بدون شک برجسته‌ترین و اساسی‌ترین خاصیت محصولات کامپوزیتی FRP مقاومت آنها در مقابل خوردگی است. در حقیقت این خاصیت FRP یکی از مهم‌ترین دلایل معرفی آنها به عنوان یک گزینه جانشین برای تقویت سازه‌ها است. به خصوص در سازه‌های بندری، ساحلی و دریایی، مقاومت خوب کامپوزیت FRP در مقابل خوردگی، سودمندترین مشخصه‌ی میلگردهای FRP است.

۲-۱۰-۲ مقاومت

مصالح FRP معمولاً مقاومت کششی بسیار بالایی دارند، که از مقاومت کششی فولاد به مراتب بیشتر است. مقاومت کششی بالای کامپوزیت‌های FRP کاربرد آنها را برای سازه‌های بتن‌آرمه، خصوصاً برای سازه‌های پیش‌تنیده بسیار مناسب نموده است. مقاومت کششی مصالح FRP اساساً به مقاومت کششی، نسبت حجمی، اندازه و سطح مقطع فیبرهای به کار رفته در آنها بستگی دارد. مقاومت کششی محصولات FRP برای میله‌های با الیاف کربن 1100 MPa - 2200 MPa ، برای میله‌های با الیاف شیشه 900 MPa - 1100 MPa و برای میله‌هایی با الیاف آرامید 1350 MPa - 1600 MPa گزارش شده است. با این وجود، برای بعضی از این محصولات، حتی مقاومت‌های بالاتر از 3000 MPa نیز گزارش شده است. توجه شود که به طور کلی مقاومت فشاری میله‌های کامپوزیتی FRP از مقاومت کششی آنها

کمتر است.

۲-۱۰-۳ مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته محصولات FRP اکثراً در محدوده قابل قبولی قرار دارد، اگر چه اصولاً کمتر از مدول الاستیسیته فولاد است. مدول الاستیسیته میله‌های کامپوزیتی FRP ساخته شده از الیاف کربن، شیشه و آرامید به ترتیب در محدوده‌ی $100-150 \text{ GPa}$ ، 45 GPa و 60 GPa گزارش شده است [۲۸].

۲-۱۰-۴ وزن مخصوص

وزن مخصوص محصولات کامپوزیتی FRP به مراتب کمتر از وزن مخصوص فولاد است، به عنوان نمونه وزن مخصوص کامپوزیت‌های CFRP یک سوم وزن مخصوص فولاد است. نسبت بالای مقاومت به وزن در کامپوزیت‌های FRP از مزایای عمده آنها در کاربردهای آنها به عنوان مسلح کننده بتن محسوب می شود.

۲-۱۰-۵ عایق بودن

مصلح FRP خاصیت عایق بودن بسیار عالی دارند. به بیان دیگر، این مواد از نظر مغناطیسی و الکتریکی خنثی بوده و عایق محسوب می‌شوند. بنابراین استفاده از بتن مسلح با میله‌های FRP در قسمت‌هایی از بیمارستان که نسبت به امواج مغناطیسی حساس هستند، و در مسیرهای هدایتی قطارهای شناور مغناطیسی و همچنین در باند فرودگاه ها و مراکز رادار بسیار سودمند خواهد بود.

۲-۱۰-۶ خستگی

خستگی خاصیتی است که در بسیاری از مصالح ساختمانی وجود داشته و در نظر گرفتن آن ممکن است به شکست غیرمنتظره، خصوصاً در اجزایی که در معرض سطوح بالایی از بارها و تنش‌های تناوبی

قرار دارند، منجر شود. در مقایسه با فولاد، رفتار مطالع FRP در پدیده خستگی بسیار عالی است، به عنوان نمونه برای تنش‌های کمتر از یک دوم مقاومت نهایی، مواد FRP در اثر خستگی گسیخته نمی‌شوند.

الیاف FRP می‌توانند از نفوذ ترک‌ها به داخل هسته اتصال، کمک به ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیر و با فاصله‌ای از بر ستون، در انعطاف پذیری کل ساختمان، ارتقاء مقاومت سازه به سطح مورد نظر قبل از آسیب دیدگی و یا مقاوم سازی اتصال برای مواجه با قوانین سخت گیرانه آیین نامه‌های جدید و بارهای جدید موثر باشد. از جمله مواردی که باعث عدم استفاده الیاف کربن به میزان سایر انواع الیاف در ایران شده، قیمت بالای این الیاف است. با وجود مقاومت بسیار بالای کششی این الیاف، قیمت بالای آنها فاکتوری منفی جهت عدم استفاده روزافزون الیاف کربن در کشور شده است. الیاف کربن تحت تاثیر رطوبت هوا، حلال‌ها، بازها و اسیدهای ضعیف در دمای محیط قرار نمی‌گیرند. با توجه به شکننده بودن کامپوزیت‌ها، استفاده از الیاف با کرنش زیاد در هنگام شکست بسیار حائز اهمیت است که الیاف کربن فاقد این خاصیت می‌باشند. البته بهینه کردن فرایند تولید در طول دهه های گذشته منجر به بهبود فراوان در استحکام و در کرنش شکست الیاف کربن شده است. همانطور که گفته شد در حال حاضر گونه‌های مختلفی از الیاف کربن در بازارهای جهانی وجود دارد. تحقیقات انجام شده بر روی اتصالات FRP نشان می‌دهد که این مواد می‌توانند باعث افزایش ظرفیت برشی اتصال [۲۹]، افزایش ظرفیت خمشی تیر در محل اتصال [۳۰]، افزایش ظرفیت باربری [۳۱]، افزایش استهلاک انرژی و بهبود شکل پذیری تیرهای منتهی به اتصال [۳۲] شوند. بدین ترتیب شکل پذیری قاب‌های بتن آرمه افزایش یافته به طوری که رفتار آن از حالت شکل پذیری معمولی به متوسط و یا حتی ویژه ارتقاء می‌یابد. با توجه به خصوصیات و ویژگی‌های فوق از کامپوزیت‌های FRP می‌توان در موارد مختلفی استفاده نمود که در ذیل به برخی از کاربردها اشاره شده است:

۱. تقویت دیوارهای آجری و مصالح بنایی.

۲. تقویت دیوارهای بتن آرمه.

۳. تقویت مخازن فولادی و بتنی.

۴. تقویت سازه‌های مقاوم در برابر انفجار.

۵. تقویت خمشی و برشی المان‌های بتنی نظیر ستونها، تیرها، دالها و اتصالات بتن‌آرمه.

۲-۱۱ بررسی روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات به وسیله FRP

اهمیت تاثیر اتصالات تیر به ستون روی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح پس از رخ دادن زلزله‌های "لوماپریتا" در سال ۱۹۸۹ میلادی، "نورت‌ریج" در سال ۱۹۹۴ میلادی، "کوبه" در ژاپن و زلزله سال ۱۹۹۹ میلادی در ترکیه [۳۲] مشخص شد. شکست اتصالات تیر به ستون در طی زلزله "ال آسنام" در سال ۱۹۸۰ میلادی و "مکزیکو" در سال ۱۹۸۵ میلادی و "سان سالوادور" در سال ۱۹۸۶ میلادی و همچنین "لوماپریتا" در سال ۱۹۸۹ میلادی موجب آگاهی مهندسين سازه نسبت به مقوله اتصالات تیر به ستون به عنوان ناحیه‌ای بحرانی در سازه‌های بتن مسلح گردید.

۲-۱۲ روش‌های تقویت به وسیله مواد FRP

- چسباندن خارجی (EBR)

- نصب در نزدیک سطح (NSM)

تحقیقاتی که تاکنون درباره روش EBR انجام شده نشان می‌دهد که در این روش، به علت جداسدگی پیش از موعد، امکان استفاده از ظرفیت کششی کامل مصالح FRP وجود ندارد که برای برطرف کردن این نقیصه سیستم‌های مهار گوناگونی پیشنهاد شده‌اند. هم‌چنین در این روش کارکرد مصالح FRP به علت اثرات نامناسب فرایند یخ زدن و ذوب شدن، تغییرات شدید دمایی و شرایط محیطی دچار افت می‌گردد. برای غلبه بر این ضعف‌ها تلاش‌های متعددی صورت گرفته است که از موفق‌ترین آنها باید به "روش نصب نزدیک سطح (NSM)" اشاره نمود. این روش بر مبنای کار گذاشتن

اجزاء تقویت کننده در شیارهای از پیش تعیین شده در پوشش اجزای بتنی استوار است و قدمت آن در مورد میله‌های مقاوم کننده فولادی به دهه ۱۹۵۰ برمی‌گردد [۳۳].

۲-۱۲ روش تقویت خارجی (EBR)

روش تسلیح با اتصال خارجی رایج‌ترین روش تقویت تیرهای بتن‌آرمه می‌باشد. در این روش بعد از آماده‌سازی سطحی، ورقه‌های FRP به وسیله چسب به وجه مورد نظر چسبانده می‌شود. هدف از آماده‌سازی سطحی، حذف آلودگی‌ها و لایه‌های سطحی ضعیف و پرداخت کردن سطح بتن به منظور افزایش ظرفیت چسبندگی روی سطح بتن می‌باشد. با این حال نقص عمده در عملکرد تکنیک EBR، جداسازی زودرس ورقه‌های FRP از سطح بتن و آسیب‌پذیری مصالح FRP تحت تاثیر عوامل محیطی می‌باشد. در این روش فرایندهای آماده سازی سطحی نظیر زیرسازی سطح با جت آب، هوا و یا ماسه‌پاشی و همچنین فراهم کردن مهارهای انتهایی کافی، در انتهای صفحات و در مقاطع بحرانی در محل معین، نظیر الیاف قرارگرفته در جهت عمودی و به صورت U شکل در اطراف سطح مقطع اتصال می‌تواند پدیده‌ی جداسازی را تا حدودی به تعویق بیندازد.

یکی از معایب این روش این است که در مواقعی که ورق FRP به خوبی به سطح بتن چسبیده نشود، ورق FRP مقدار زیادی از ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد، لذا باید قبل از تقویت به روش EBR سطح بتن را کاملاً آماده کرد.

این کامپوزیت‌ها به سه شکل عمده مورد استفاده قرار می‌گیرند:

• سیستم چسباندن مرطوب

این سیستم خود به دو صورت زیر به کار برده می‌شود:

الف- نصب خشک

در این روش رزین اپوکسی در محل نصب الیاف استفاده شده الیاف بافته شده بر روی آن چسبیده می‌شود.

ب- نصب خیس

در این روش الیاف بافته شده قبل از نصب در محل با رزین اپوکسی آغشته شده و سپس در محل نصب مورد استفاده قرار می‌گیرند. رزین مورد استفاده در این سیستم دارای ویسکوزیته پایین می‌باشد.

• سیستم عمل آوری شده

در این سیستم محصول به صورت پیش ساخته به شکل‌های صفحات و نوارهایی بوده. ضخامت این اشکال حدود ۱/۵-۱ میلی‌متر است. در این سیستم، رزین تولید یک پیوستگی بین نوارها و بتن می‌نماید. رزین مورد نظر فقط برای سطوح صاف کاربرد داشته و قابلیت شکل‌پذیری در هنگام نصب را ندارد.

• سیستم پیش تنیده

در این روش نوارهای FRP که مانند روش قبلی ساخته شده‌اند از قبل کشیده می‌شود و سپس در محل مورد نظر چسبانده می‌شود. نوارهای چسبانده پس از نصب احتیاج به مهار کردن دارند.

۲-۱۲-۱ مزایای روش تقویت EBR

✓ نصب سریع و آسان

✓ هزینه اجرای پایین

۲-۱۲-۲ معایب روش تقویت EBR

✓ تغییر ظاهر تیر پس از مقاوم‌سازی

✓ مود شکست ترد به دلیل جداشدگی زودرس ورقه‌های FRP از سطح بتن

✓ آسیب‌پذیری مصالح FRP تحت تاثیر عوامل محیطی نظیر چرخه‌های حرارت-یخ‌زدگی، ضربه‌های

مکانیکی، محیط‌های اسیدی و آلوکالاینی، آتش‌سوزی، خرابکاری و پرتوهای فرابنفش

۲-۱۲-۲ روش نصب نزدیک سطح (NSM)

روش نزدیک سطح (NSM) از سال ۱۹۵۰ به عنوان یکی از موثرترین روش‌ها برای مقاوم‌سازی

سازه‌های بتنی به خصوص در خمش و برش به کار می‌رود، که شامل قرار دادن المان‌های تقویت کننده برای مقاوم‌سازی در داخل پوشش بتنی می‌باشد.

در روش نزدیک سطح گام‌های اصلی برای مقاوم‌سازی به صورت زیر است:

ابتدا شیاری در راستای موردنظر در سطح بتن ایجاد می‌گردد. اندازه شیار طوری انتخاب می‌شود که فضای کافی برای نفوذ چسب به اطراف مقاوم‌کننده وجود داشته‌باشد. داخل شیار با فشار متوسط آب یا هوا از ذرات گرد و غبار تمیز شده و سپس شیار تا نیمه از چسب پر می‌شود. مصالح FRP درون شیار قرار گرفته و برای اطمینان از نفوذ چسب به تمامی فضای اطراف آن، به آرامی فشار داده می‌شود. در انتها، شیار با چسب اضافه پر شده و سطح تراز می‌شود. اگر برای تقویت از این روش، به جای استفاده از یک نوار یا میلگرد FRP، نیاز به جاسازی چند نوار یا میلگرد باشد، می‌توان به راحتی با زدن چند شیار موازی که با فاصله مشخصی از هم قرار دارند، این روش را برای تمامی آنها انجام داد [۳۴].

۲-۱۲-۲ مزایای روش NSM

- به تعویق انداختن پدیده جداشدگی به دلیل محصور بودن مصالح FRP از سه طرف درون شیار
- امکان استفاده از این تکنیک در مقاوم‌سازی خمشی اجزای قاب‌های خمشی در نواحی لنگر منفی به دلیل محافظت از مصالح تقویت‌کننده در برابر سایش
- امکان پیش‌تنیدگی راحت‌تر مصالح تقویت‌کننده
- کاهش حجم عملیات مقاوم‌سازی به علت عدم نیاز به عملیات آماده‌سازی سطحی
- حفاظت از مصالح تقویت‌کننده به وسیله پوشش بتنی و در نتیجه آسیب‌پذیری کمتر در مقابل ضربه‌ها و آسیب‌های مکانیکی، آتش‌سوزی، محیط‌های اسیدی، حرکات خرابکارانه و پرتوهای فرابنفش

- بدون تغییر ماندن ظاهر تیر پس از مقاوم‌سازی
- امکان استفاده از آرماتورهای FRP به عنوان مصالح تقویت‌کننده در این روش.

۲-۲-۱۲-۲ معایب روش NSM

○ زمان بر بودن فرایند شیارزنی

با توجه به اینکه در این روش تسمه‌ها و میلگردهای FRP در داخل شیارهای تعبیه شده در سطح تیر، ستون و اتصال جاسازی می‌شوند و رزین تزریق شده مهار مورد نیاز را ایجاد می‌کند. پس می‌توان این روش را به سه بخش تقسیم بندی کرد:

الف: شیار

شیارهای ایجاد شده جهت جاسازی میله‌ها و تسمه‌ها اولین مرحله در روش NSM می‌باشد. ابعاد این شیارها در انتقال نیرو و بهبود مکانیزم شکست و افزایش ظرفیت باربری تاثیر مستقیم دارد به نحوی که [۲۶] De Lorenzis نسبتی به نام K تعریف نموده است تا ابعاد مناسب توسط این نسبت تعریف شود، که مقادیر این K از $1/5$ تا 2 قابل تغییر می‌باشد که کمترین مقدار مربوط به میله‌های صاف و میله‌هایی که سطح آنها کمتر شن‌پاشی شده است. بیشترین مقدار مربوط به میله‌های آجدار است [۳۵].

$$K = \frac{b_g}{d_b} \quad (2-2)$$

در این رابطه b_g عرض شیار و d_b قطر میله می‌باشد.

همچنین طی مطالعات صورت گرفته توسط استاندارد انگلیس (BS) در هنگام استفاده از میلگردهای FRP و میله‌های مربعی FRP بهتر است ارتفاع و عرض شیار برابر باشد [۴۲].

ب: میلگردها و تسمه‌های باربر

میلگردها و تسمه‌های مورد استفاده در این شیارها غالبا متشکل از : ۱-الیاف کربنی ۲-الیاف شیشه ۳-الیاف آرامید و آن هم در اشکال دایره، مربعی و مکعبی، مستطیلی، بیضوی و نواری تولید گشته و در تقویت سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد.

ج: رزین متصل کننده:

مرز بین میله‌های NSM و مصالح زیرین آن نقش کلیدی در ایجاد اطمینان در تاثیر روش مقاومتی NSM ایفا می‌کند و عملکرد این لایه مرزی وابسته به پارامترهای زیر است:

۱. شیار و قطر میله
۲. مقاومت کششی و برشی بتن
۳. مواد پرکننده شیار
۴. شکل مقطع عرضی میله و مشخصات سطح میله
۵. میزان درجه زبری سطح میلگرد

۲-۱۳ دلایل شکست اتصالات تقویت شده با مصالح FRP

۱. گسیختگی تقویت کننده‌های FRP
 ۲. شکست بتن
 ۳. جدا شدن FRP از سطح بتن
 ۴. هر ترکیبی از موارد بالا
- در ادامه هر کدام را به طور مفصل توضیح می‌دهیم.

۲-۱۳-۱ گسیختگی تقویت کننده FRP

در شکست ناشی از گسیختگی FRP، مصالح تقویت کننده به نهایت ظرفیت باربری خود می‌رسند. تقویت کننده FRP تا زمان گسیختگی رفتار الاستیک خطی از خود نشان می‌دهد، هنگامی که تنش در FRP به تنش گسیختگی می‌رسد بصورت شکننده‌ای دچار شکست می‌شوند (شکست ترد). بنابراین FRP دیگر مقاومتی برای اعضا، تولید نمی‌کند و نمی‌تواند بارگذاری اضافی را تحمل کند.

۲-۱۳-۲ شکست بتن

در صورتی که تنش‌های ایجاد شده در مقطع بتنی از مقاومت فشاری بتن بیشتر شود در این حالت بتن دچار شکست می‌شود. شکست بتن می‌تواند به دلیل خرد شدن بتن در ناحیه فشاری عضو و یا به دلیل شکست برشی در مقطع اتفاق بیفتد.

۲-۱۳-۳ جداسازی صفحات FRP از سطح بتن

هنگامی که تنش برشی در محل قطع FRP خیلی زیاد باشد باعث می‌شود که صفحه FRP از بتن جدا شود و ورقه‌های الیاف FRP دیگر قابلیت تحمل نیروهای وارده را نخواهند داشت. در این حالت گفته می‌شود جداسازی صفحات FRP از سطح بتن اتفاق افتاده است.

۲-۱۳-۴ ترکیب‌های گسیختگی

برخی از اعضای مقاوم شده با FRP غالباً به دلیل ترکیبی از مودهای گسیختگی دچار شکست می‌شوند. هنگامی که مودهای گسیختگی متفاوت به طور همزمان اتفاق بیفتد تشخیص اینکه کدام مود گسیختگی دلیل شکست می‌باشد کار مشکلی است.

۲-۱۴ تاریخچه کاربرد FRP در سازه‌ها

کامپوزیت FRP به صورت پوشش‌های خارجی و به منظور افزایش مقاومت و به سازی سازه‌های سنتی موجود، از اواسط دهه ۱۹۸۰ در سراسر دنیا مورد استراده قرار گرفته است. در ابتدا در کشور ژاپن استفاده از FRP جهت اعمال محصورشدگی ستونهای بتن آرمه مطرح شده است. تعداد پروژه‌هایی که جهت مقاوم سازی آنها از FRP استفاده شده است به طور چشمگیری افزایش یافته، به طوری که طی ۱۰ سال گذشته از تعداد اندک به چندین هزار پروژه در حال حاضر رسیده است [۳۶]. اعضای سازه‌های تقویت شده با سیستم FRP به صورت پوشش بیرونی عبارتند از: تیرها، دالها، ستونها، دیوارها، اتصالات، دودکشها، طاق‌های گنبدی شکل، تونل‌ها، سیلوها، لوله‌ها و خرپاها. پوشش FRP همچنین به منظور

مقاوم سازی سازه های بنایی، چوبی و چدنی نیز به کار می روند. پوششهای FRP به عنوان جایگزینی برای روش های سنتی بوجود آمده اند. در دهه ۱۹۸۰ در اروپا صرحات FRP به عنوان جایگزین صفحات فولادی مورد استفاده قرار گرفت. اتصال ورقه های فولادی به قسمت کششی اعضای بتنی توسط رزینهای اپوکسی به منظور افزایش مقاومت خمشی به عنوان یک روش کار آمد و با دوام مرسوم است. از آنجایی که صفحات فومدی دچار خوردگی میشوند و فرسودگی آنها باعث تخریب اتصال صفحه فومدی با بتن می شود و از طرف دیگر نصب آن مشکل و با ماشین آلات نسبتاً سنگین انجام می گیرد، محققان درصدد جایگزینی مواد FRP به جای فومد شده اند [۳۶].

۲-۱۵ تحقیقات انجام گرفته روی مقاوم سازی تیر با FRP

در سال ۱۹۹۷، Norris و همکارانش تست هایی روی تیرهای بتنی مقاوم سازی انجام دادند و مجدداً تأثیر جهت قرار گیری الیاف در مقدار ظرفیت برشی تیرهای مقاوم سازی شده را به دست آوردند. در حالتی که آنها الیاف را در جهت عمود بر ترک های بتن قرار دادند، مقاومت و سختی زیادی در تیر حاصل شد و انهدامی ترد ناشی از گسیختگی بتن در نتیجه تمرکز تنش در نزدیکی نقاط انتهایی پوشش لبه های آزاد FRP در تیر اتفاق افتاد. در حالتی که الیاف در راستای مورب نسبت به ترک ها چسبانده شدند، میزان افزایش مقاومت مقدار کمتری بود [۳۷].

در سال ۲۰۰۰ مسلم در دانشگاه کالیفرنیا تحقیقاتی بر روی کامپوزیت انجام داد. هدف بخشی از تحقیقات، تقویت اتصالات با کامپوزیت ها است. در این تحقیق شکل پذیری و مقاومت خمشی اتصالات تقویت شده با ورق های FRP مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق شش اتصال داخلی با مقیاس نصف تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفتند. در این آزمایش ۲ اتصال تا مرز شکست بارگذاری شدند. چهار نمونه دیگر نیز ابتدا تقویت و سپس مورد آزمایش قرار گرفتند. پارامتر متغیر دیگر در این آزمایش، نوع الیاف کامپوزیت های FRP به کار رفته است که در این آزمایش کامپوزیت های با الیاف شیشه و کربن به کار رفته شده است. استفاده از ورق های FRP موجب افزایش سختی چرخشی و مقاومت

نهایی اتصال می شود. نمونه ها تا حد ۴۳٪ افزایش شکل پذیری داشتند. نمونه های تقویت نشده در مقایسه با نمونه های تقویت شده سریعتر دچار زوال سختی و مقاومت قرار گرفتند. استفاده از کامپوزیتهای FRP با الیاف نرم تر شکل پذیری را تا سطح بیشتری ارتقا خواهد داد. جهت بهبود مقاومت خمشی اتصال می بایست از کامپوزیت های FRP با الیاف کربن که سختی بالاتری نسبت به شیشه دارند استفاده شود [۳۷].

در سال ۲۰۰۲ لی و دلماس، ۱۶ تیر بتن آرمه دارای مقاوم سازی با FRP و بدون مقاوم سازی را برای مطالعه تاثیر ارتفاع کامپوزیت موجود بر وجوه جانبی بر روی مقاومت برشی مورد آزمایش قرار دادند. نتایج آزمایشگاهی این تحقیق نشان داد که سهم برشی کامپوزیت های FRP تحت تاثیر سطح مقطع کامپوزیت به کاربرده شده و همچنین ارتفاعی از وجه جانبی که با FRP پوشیده شده بود، قرار دارد و هر چه این ارتفاع بیشتر شود، تیر عملکرد برشی بهتری از خود نشان می دهد [۳۸].

فصل سوم:

روش تحقیق و مدل سازی

۳-۱ کلیات

نرم افزار اپنسیس یکی از نرم افزارهای تحلیل سازه می باشد که در سال ۱۹۹۰ توسط محققین دانشگاه برکلی آمریکا تهیه شده و از آن زمان تا کنون در حال توسعه مداوم می باشد. نرم افزار opensees یک نرم افزار اجزای محدود است که به وسیله ی مازونی، اسکات، کنا و فنوس تهیه شده و همچنان در حال توسعه می باشد. این نرم افزار مجموعه کاملی از المان ها، مصالح و روش های مختلف تحلیل است.

این نرم افزار به طور تخصصی در حوزه سیستم های عملکردی خاک و سازه تحت زلزله طراحی شده و با این هدف از سال ۱۹۹۰ تا کنون در حال توسعه و بررسی می باشد. این نرم افزار همان طور که از نامش پیداست به صورت رایگان در دسترس همگان بوده و کد برنامه نویسی آن به صورت کد باز می باشد. این نکته مهم که از جمله مزایای نرم افزار opensees به شمار می آید سبب شده است که اصلاح کمبود ها و تکمیل تدریجی نرم افزار توسط کلیه افرادی که در سراسر دنیا از آن استفاده می کنند امکان پذیر باشد، که در نتیجه عیوب آن شناسایی شده و تغییرات و اصلاحات با سرعت فوق العاده ای صورت می گیرد. نرم افزار opensees در زمینه های مختلف مدل سازی و تحلیل سازه ها دایما در حال پیشرفت است و به صورت باورنکردنی در سراسر دنیا مورد استفاده قرار می گیرد.

این نرم افزار شامل یک سری دستورات و عملکرد ها از قبیل رفتار های خطی و غیر خطی در خصوص تعریف مصالح ، المان های بتنی و فولادی، تعریف المان های مختلف در خصوص مدل سازی، الگوریتم های حل، روش های انتگرال گیری و حل کننده ی معادلات می باشد. اصولاً این دسته بندی ها تا حد امکان به صورت مستقل هستند که موجب انعطاف پذیری بیشتری برای ترکیب روش ها و نیز داده های اولیه برای حل مدل های شبیه سازی شده ساختمان ها و پل ها باشد.

۲-۳ ویژگی های نرم افزار opensees

- کتابخانه ای از انواع مصالح، المان ها و دستورات آنالیز سبب می شود که این نرم افزار یک ابزار قدرتمند برای شبیه سازی عددی سیستم های سازه ای و ژئوتکنیکی به شمار آید.

- opensees دارای آرشیو کاملی از مولفه ها است که همواره در حال رشد و توسعه بوده و در یک سطح پیشرفته ای برای شبیه سازی عددی قرار دارد.

- محیط opensees بر اساس زبان برنامه نویسی متنی می باشد که کاربر را قادر می سازد فایل های ورودی متنوع تری بسازد.

- کاربر قادر خواهد بود مصالح، المان ها و ابزار های تحلیل جدید ساخته و آن را به opensees اضافه کند.

- ایجاد انواع مدل های خطی و غیر خطی سازه ای و ژئوتکنیکی در opensees امکان پذیر می باشد.

- بالا بودن دقت نتایج حاصله از تحلیل و کم حجم بودن داده ها از ویژگی های این نرم افزار می باشد.

- انواع شبیه سازی ها از قبیل تحلیل استاتیکی غیر خطی پوش اور، تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی، تحلیل دینامیکی افزایشی و انواع دیگر تحلیل ها در این نرم افزار امکان پذیر است.

۳-۳ دستورات و مدل ها از رفتار مصالح در opensees

در نرم افزار opensees می توان طیف وسیعی از رفتار مصالح را تعریف کرد که یک سری از پرکاربرد ترین مصالح به صورت پیش فرض در نرم افزار تعریف شده است و برای ساخت سایر مدل های رفتاری مصالح می توان رفتار های پند مصالح را با ترکیب نمود و مدل رفتاری مورد نظر را بدست آورد. در زیر به چند مورد که در مدل سازی استفاده شده است اشاره می شود.

۳-۳-۱ دستور مصالح uniaxial material

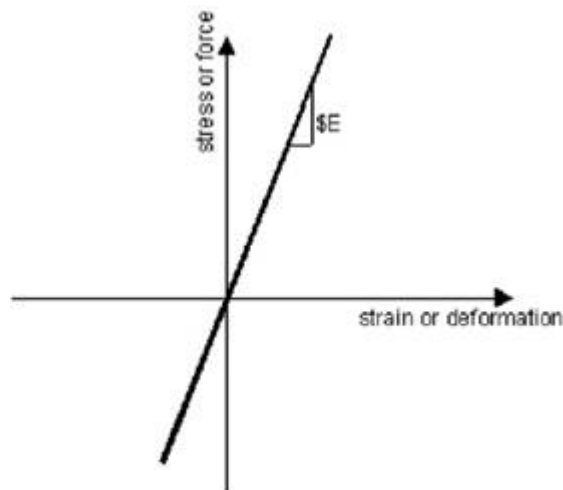
این دستور برای ایجاد مصالح تک محوری می باشد که عبارتند از:

الف) مصالح الاستیک:

این مدل که با دستور elastic material معرفی می شود برای تعریف مصالح تک محوری الاستیک

مودر استفاده قرار می گیرد. که در واقع مصالح را به صورت الاستیک خطی در نظر می گیرد.

مدل رفتاری این مصالح در شکل زیر نمایش داده شده است.



شکل ۳-۱-مدل رفتاری مصالح الاستیک

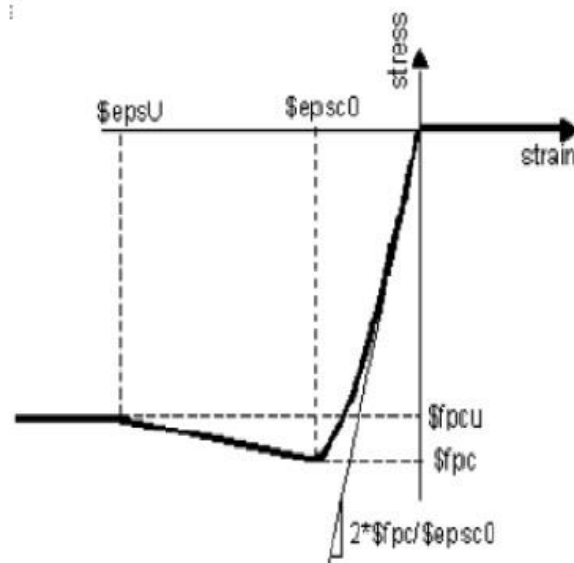
۳-۳-۲ مصالح بتنی

الف) مصالح بتنی ۰۱ concrete :

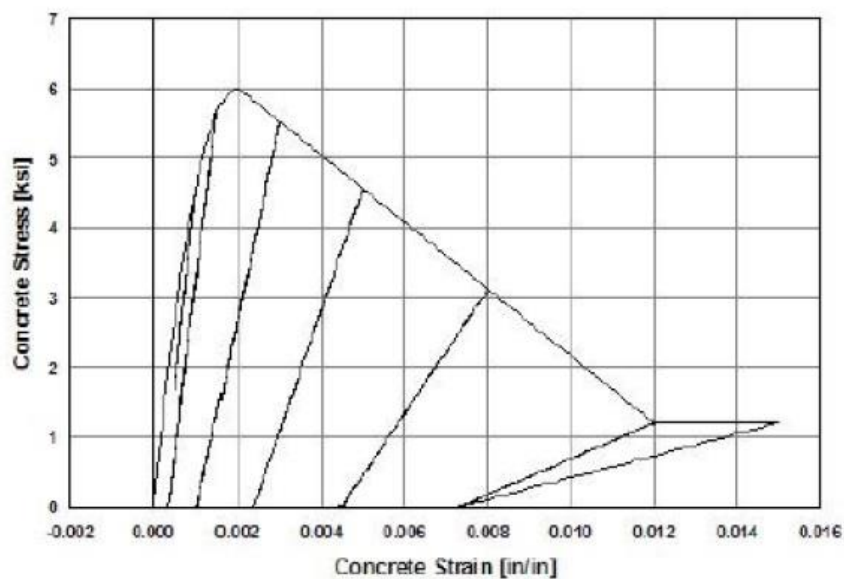
این دستور برای ساخت مصالح بتنی تک محوری کنت و اسکات و پارک (kent-scott-park) و با

سختی باربرداری/ بارگذاری که به صورت خطی کاهش می یابد. همچنین پارامترهای فشاری بتن می

بایست با مقادیر منفی وارد شود. مدل رفتاری این مصالح در شکل زیر نشان داده شده است:



شکل ۲-۳- مدل رفتاری بتن تک محوری کنت و اسکات



شکل ۳-۳- مدل رفتار چرخهای تنش-کرنش بتن $\text{concrete} \cdot 1$

در اینجا از بتن ۱۵ برای تعریف مصالح بتنی استفاده شده است. این دستور برای ساخت مصالح بتن تک محوری با مقاومت کششی و نرم شوندگی کششی خطی به کار می رود. شکل عمومی این دستور به صورت ذیل می باشد:

$\text{uniaxialMaterial Concrete} \cdot 2 \text{ } \$\text{matTag} \text{ } \$f_{pc} \text{ } \$\epsilon_{psc} \cdot \$f_{pcu} \text{ } \$\epsilon_{psU} \text{ } \$\lambda \text{ } \$f_t \text{ } \E_t

- مقاومت فشاری ۲۸ روزه ی بتن
- کرنش بتن در مقاومت فشاری حداکثر
- مقاومت شکست بتن
- کرنش بتن در مقاومت شکست
- نسبت شیب باربرداری به شیب اولیه
- مقاومت کششی
- سختی نرم شوندگی کششی

۳-۳-۳ مصالح فولادی:

الف) مصالح فولادی ۰۲ steel :

این دستور برای ساخت مصالح فولادی گیوفر و منگتو و پینتو (Giuffre-Menegotto-pinto) با سخت شوندگی ایزوتروپیک به کار می رود. این نوع مدل مشابه ۰۱ steel می باشد با این تفاوت که ناحیه انتقال از حالت الاستیک به حالت سخت شونده با یک منحنی ملایم صورت می پذیرد. مدل رفتاری این مصالح در اشکال زیر نمایش داده شده است:

- uniaxialMaterial Steel ۰۲ \$matTag \$Fy \$E \$b \$R۰ \$cR۱ \$cR۲ \$a۱ \$a۲ \$a۳ \$a۴

Mat tag: شماره ی مصالح

Fy: تنش تسلیم فولاد

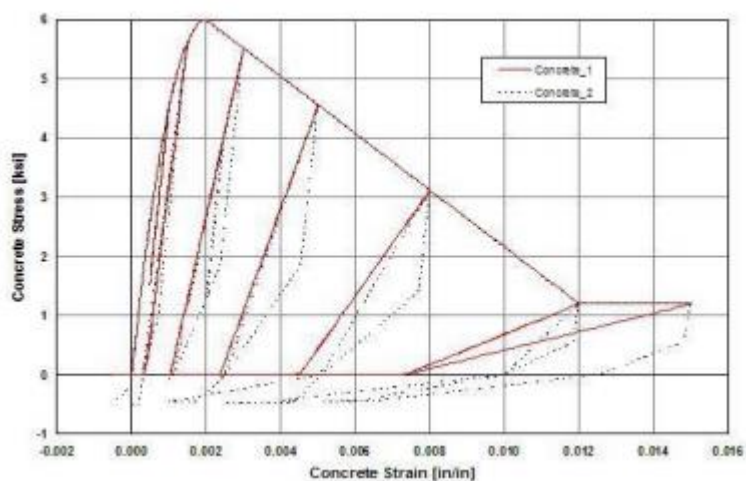
مدول الاستیسیته ی اولیه

نسبت سخت شوندگی کرنشی (نسبت مدول الاستیسیته پس از تسلیم به مدول اولیه)

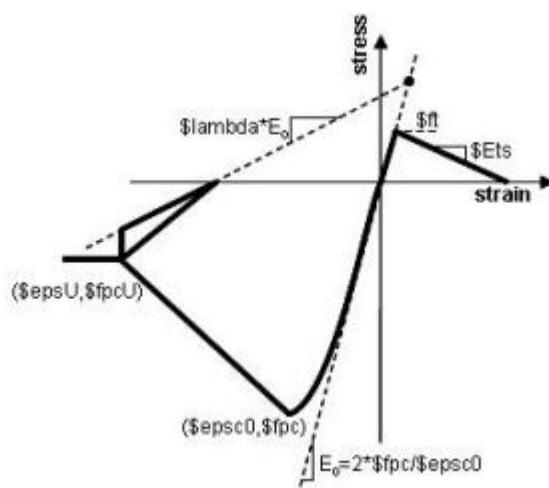
این پارامترها انتقال از شاخه ی الاستیک به پلاستیک را کنترل می کنند

بین پارامترهای سخت شوندگی ایزوتروپیک می باشد. (به صورت پیش فرض صفر می باشند)

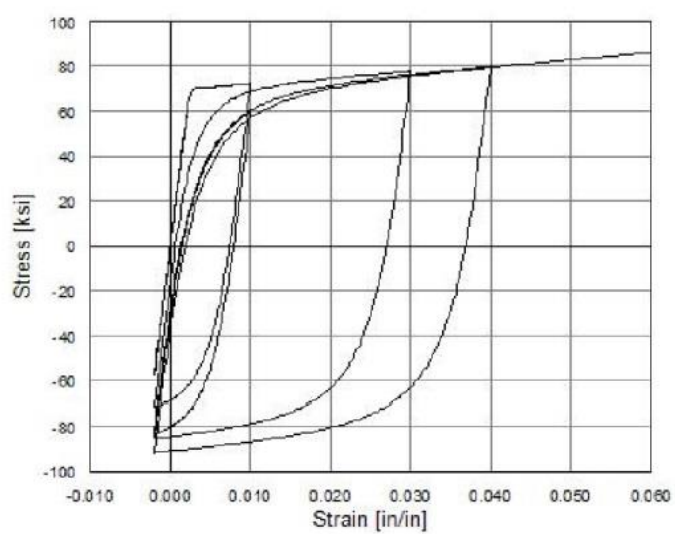
مدل رفتاری بتن ۰۲ طبق شکل زیر می باشد:



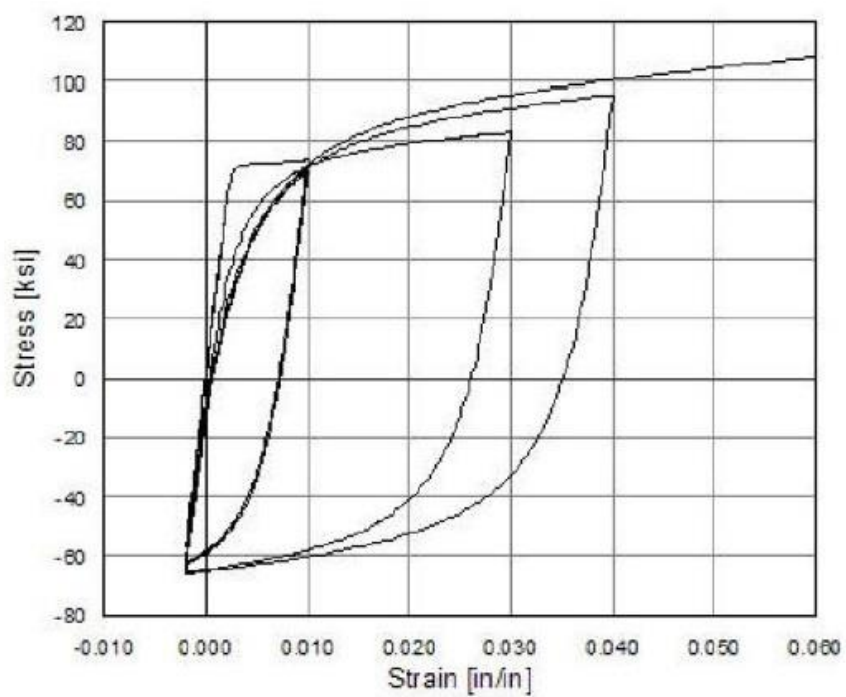
شکل ۴-۳- مدل رفتار چرخهای تنش-کرنش بتن ۰۲ [۴۷]



شکل ۵-۳- بتن ۰۲ با نرم شوندگی کششی خطی [۴۷]



شکل ۳-۶- رفتار هیستریزیک فولاد ۰۲ با سخت شدگی هیستریزیک [۴۷]



شکل ۳-۷- رفتار هیستریزیک فولاد ۰۲ بدون سخت شدگی هیستریزیک [۴۷]

۳-۳-۴ مقطع (section):

این دستور برای ساخت یک مقطع که رابطه نیرو-تغییر شکل (یا تنش-کرنش برآیند) را در نقاط گوسی المان های تیر یا ستون یا پوسته بیان می کند، به کار می رود. که انواع مقطع در زیر ارایه شده است:

۱- Elastic: مقطع الاستیک که با مصالح و ثابت های هندسی تعریف می شود.

۲- Resultant: مقطع برآیند که توصیف غیر خطی عمومی پاسخ نیرو-تغییر شکل را ارایه می کند، مانند منحنی لنگر انحناء.

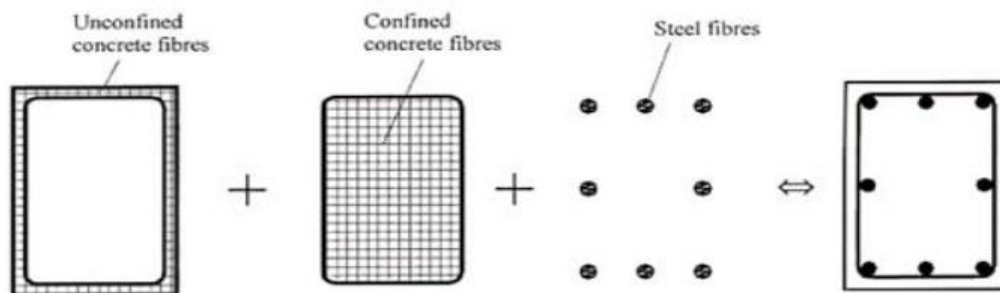
۳- Fiber: مقطع فیبر که در آن مقطع به نواحی کوچکتر مجزا شده و پاسخ تنش-کرنش مصالح برای این نواحی جمع بندی می شود تا رفتار برآیند بدست آید، مانند مقطع بتن مسلح (مقطع فیبر پر کاربرد ترین مقطع در مدل سازی سازه ای در OpenSees می باشد).

در این پایان نامه برای تعریف مقاطع تیر ها و ستون ها در OpenSees از مقاطع Fiber استفاده شده است.

این مقطع یک شکل هندسی عمومی دارد که از نواحی با اشکال ساده تر و منظم تر مانند نواحی مستطیلی، دایروی و مثلثی تشکیل شده است. علاوه بر این سفره های آرماتور مسلح کننده را نیز می توان با این مقطع تعریف کرد. زیر دستور های پیچ و لایر برای تعریف تقسیم بندی مقطع به فایبر های مورد استفاده قرار می گیرد. با این وجود، فایبر های مجزا می توانند با استفاده از دستور fiber تولید شوند. همان طور که ملاحظه می شود این دستور شامل سه بخش fiber، patch، layer می باشد که بسته به شکل مقطع از آن استفاده می کنیم.

در این پایان نامه از دستورات patch و layer استفاده شده است.

در مدل سازه های مورد مطالعه برای تعریف مقطع های تیر و ستون بتن آرمه سه ماده بتن محصور شده، بتن محصور نشده و فولاد تعریف کرده ایم (شکل).



شکل ۸-۳- تعریف مقاطع تیر و ستون

۱- ماده بتن محصور نشده

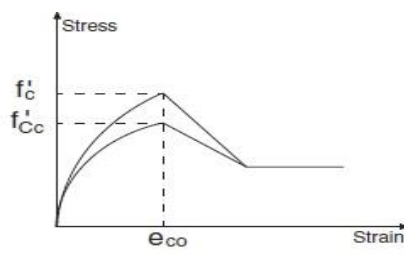
انبساط حجمی محصولات خوردگی باعث ترک خوردگی و گاهی اوقات قلوه کن شدن پوشش بتن می شود. این پدیده ها را می توان با کاهش مقاومت یا ضخامت پوشش بتن مدل سازی کرد. با توجه به Gambarova و coronrlli ، کاهش مقاومت بتن در این ناحیه به شرح زیر محاسبه می شود:

$$f'_{Cc} = \frac{f'_c}{1 + k' \times \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{co}}} \quad (۱-۳)$$

با این حال برای مقاطع اتصال تیر-ستون، به دلیل ماهیت این المان در Opensees ، با کاهش مقاومت آن نمی توان ترک ها و قلوه کن شدن پوشش بتن را شبیه سازی کرد. بنابراین برای سادگی می توان ضخامت پوشش بتن به جای مقاومت آن با معادله زیر کاهش داد:

$$\frac{f'_c}{f'_{Cc}} = \frac{t_o}{t_e} \quad (۲-۳)$$

شکل زیر مدل سازی پوشش بتن را نشان می دهد:

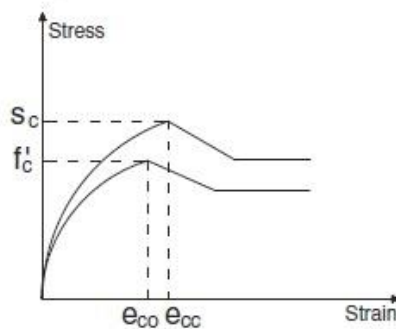


شکل ۹-۳- نمودار تنش کرنش بتن محصور نشده

۲- ماده بتن محصور شده

چیدمان معقول خاموت ها باعث افزایش مقاومت فشاری و شکل پذیری در بتن فشاری می شود. به دلیل زوال در آرماتور های عرضی خورده شده ، اثر محصور شدگی کاهش می یابد. در این مقاله سطح مقطع عرضی آرماتور های طولی و خاموت های عرضی همانند مقاومت تسلیم و نهایی برای محاسبه ی رفتار هسته ی بتن بر اساس مدل اصلاح شده ی کنت-پارک کاهش یافته است که ساده و دقیق می باشد [۳۹].

شکل زیر مدل بتن محصور شده را نمایش می دهد:



شکل ۱۰-۳- نمودار تنش کرنش بتن محصور شده

۳- ماده فولاد

برای تعریف ماده فولاد که برای تعریف آرماتور های طولی در بتن استفاده می شود از ماده steel ۰۲ در این پایان نامه استفاده شده است.

۳-۳-۵ مدل آرماتور خورده شده

آرماتور هایی که خوردگی را متحمل شده اند ، از سطح مقطع کاهش یافته ای برخوردار می باشند که می توان آن را به صورت زیر تخمین زد:

$$A_{s.corr} = A_{so} \times (1 - \dots \times X_{corr}) \quad (3-3)$$

$$X_{corr} = \frac{W_{so}-W_s}{W_{so}} \times 100 \quad (4-3)$$

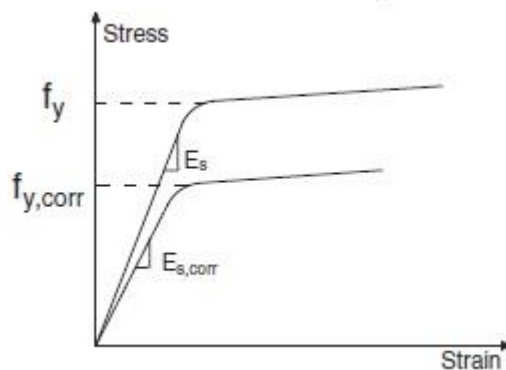
در این پایان نامه کمتر شدن مقاومت تسلیم و مدول الاستیک میلگرد توسط معادلات زیر قابل برآورد است:

$$f_{y.corr} = f_y \times (1 - \alpha_1(X_{corr}/100)) \quad (5-3)$$

$$E_{s.corr} = E_s \times (1 - \alpha_2(X_{corr}/100)) \quad (6-3)$$

در این پایان نامه ضرایب α_1 و α_2 برای خوردگی یکنواخت برابر ۱.۲۴ و ۰.۷۵ و همچنین برای خوردگی حفره ای ضرایب α_1 و α_2 به ترتیب برابر ۱.۹۸ و ۱.۱۳ می باشد که توسط لی و همکارانش پیشنهاد شده و مورد استفاده قرار گرفته است [۴۰].

شکل زیر مدل میلگرد خورده شده را نمایش می دهد:



شکل ۱۱-۳- نمودار تنش کرنش میلگرد خورده شده

۳-۳-۶ تعریف المان های تیر و ستون

برای تعریف المان ها جهت مدل سازی اعضای سازه ای در برنامه OpenSees ، از المان تیر ستون غیر خطی استفاده می کنیم. این دستور برای ساخت المان تیر ستون غیر خطی است و توزیع گسترده پلاستیسیته در طول المان را در نظر می گیرد.

انتگرال گیری در طول المان بر اساس قانون گوس-لوباتو (Gauss-Lobatto quadrature) می باشد. (دو نقطه اجباری انتگرال گیری در دو انتهای المان).

۳-۳-۷ روابط سازگاری دستور قیود (Constraints)

دستور قیود از جمله موارد سازگاری یا Penalty Approach هایی هستند که در هر سازه ای می بایست به آن ها دقت شود و شامل دو نوع دستور مربوط به قیود تک گره ای و قیود چند گره ای می باشند.

قیود تک گره ای

۱- دستور Fix

برای معرفی گیردار یا مفصلی بودن یک گره استفاده می شود.

۲- دستورات گیرداری همزمان برای چند نقطه FixX, FixY FixZ

با این دستور تمام نقاط واقع در یک راستا را به تعداد درجات آزادی مورد نظر گیردار یا آزاد می کنیم.

در سازه های بتن آرمه مورد مطالعه پای ستون های متصل به زمین با استفاده از این دستور گیردار گردیده است.

۳-۳-۸ خصوصیات هندسی (Geometric Transformation)

این دستور برای ساخت یک سیستم مختصات محلی به کلی به کار می رود که سختی و نیروی مقاوم المان تیر را از سیستم پایه به سیستم مختصات کلی تبدیل می کند. این دستور حداقل یک آرگومان دارد و آن نوع تبدیل می باشد. در مسایل دو بعدی به طور پیش فرض این نرم افزار مقطع را در قاب به گونه ای در نظر می گیرد که خمش حول محور Z باشد. بنا براین مشکل تعیین موقعیت در سازه های دو بعدی مطرح نبوده اما در حالت سه بعدی به وسیله GeomTransf می توان جهت قرار گیری مقطع در المان را به برنامه معرفی کرد.

دستور GeomTransf به سه دسته زیر تقسیم می شود:

۱- Linear Transformation

۲- P-Delta Transformation

۳- Corotational Transformation

Linear Transformation: تبدیل هندسی خطی

این دستور برای ساخت یک تبدیل مختصات خطی به کار می رود که سختی و نیروی مقاوم تیر را با انجام یک تبدیل هندسی خطی از سیستم پایه به سیستم مختصات کلی انتقال می دهد. این دستور برای انجام کار های معمولی و جا به جایی های کم به کار می رود.

ما در این پایان نامه از دستور تبدیل هندسی خطی استفاده می کنیم.

۹-۳-۳ بارگذاری

یک از مزیت های OpenSees قابلیت انواع بارگذاری استاتیکی و دینامیکی خطی و غیر خطی در آن می باشد. برای بارگذاری ابتدا نیاز به مشخص کردن الگوی بارگذاری مربوطه است و بعد تعریف دامنه ی بارگذاری که به صورت یکی از حالات استاتیکی و دینامیکی است.

۹-۳-۳-۱ الگوی بارگذاری

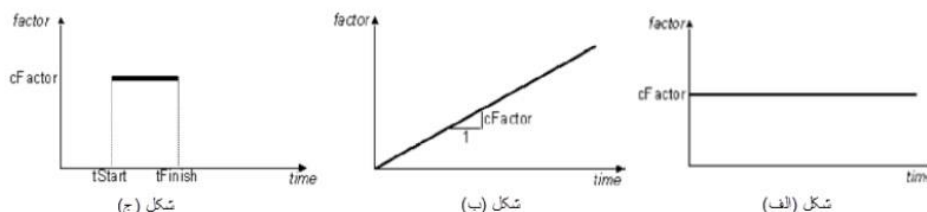
۱- بارگذاری ثابت

۲- بارگذاری مثلثی خطی (جهت انجام تحلیل پوش اور)

۳- Rectangular Time Series (مخصوص بار ضربه)

۴- Path Time Series

در شکل زیر انواع الگوی بارگذاری نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۳- انواع الگوی بارگذاری

۳-۹-۲ تعریف بارگذاری

کلا سه روش برای تعریف بارگذاری وجود دارد که از این بین برای بارگذاری استاتیکی از روش Plain pattern و برای بارگذاری دینامیکی از روش UniformExcitation Pattern یا MultipleSupport Pattern استفاده می شود.

۳-۴ معرفی PINCHING

این دستور برای ساخت مصالح تک محوری می باشد. که نشان دهنده پاسخ های تغییر شکل بار تحت بارگذاری های چرخه است. که شکل کلی دستور به شکل زیر است:

uniaxialMaterial Pinching \$matTag \$ePf^۱ \$ePd^۱ \$ePf^۲ \$ePd^۲ \$ePf^۳ \$ePd^۳ \$ePf^۴ \$ePd^۴ <\$eNf^۱ \$eNd^۱ \$eNf^۲ \$eNd^۲ \$eNf^۳ \$eNd^۳ \$eNf^۴ \$eNd^۴> \$rDispP \$rForceP \$uForceP <\$rDispN \$rForceN \$uForceN > \$gK^۱ \$gK^۲ \$gK^۳ \$gK^۴ \$gKLim \$gD^۱ \$gD^۲ \$gD^۳ \$gD^۴ \$gDLim \$gF^۱ \$gF^۲ \$gF^۳ \$gF^۴ \$gFLim \$gE \$dmgType

ما در این پایان نامه از مقدارهای زیر که در مقاله بینگ لی [۱۶] مورد استفاده قرار گرفته است استفاده کرده ایم.

جدول ۳-۱: پارمترها برای مدل مصالح **pinching** [۱۶]

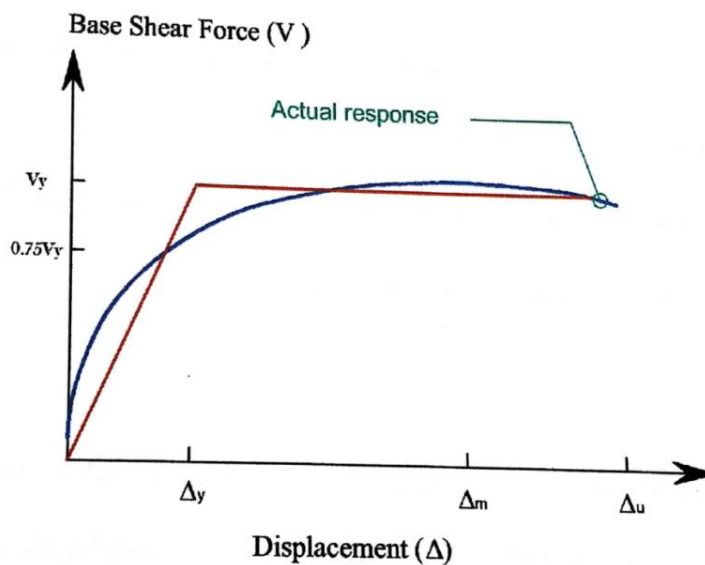
Parametr	Value
[rDispP, rForceP, uForceP]	[۰,۴, ۰,۳۵, ۰,۰۵]
[rDispN, rForceN, uForceN]	[۰,۴, ۰,۳۵, ۰,۰۵]
[gK ^۱ , gK ^۲ , gK ^۳ , gK ^۴ , gKLim]	[۱,۳, ۰, ۰,۲۴, ۰, ۰,۹]
[gD ^۱ , gD ^۲ , gD ^۳ , gD ^۴ , gDLim]	[۰,۱۲, ۰, ۰,۲۳, ۰, ۰,۹۵]
[gF ^۱ , gF ^۲ , gF ^۳ , gF ^۴ , gFLim]	[۱,۱۱, ۰, ۰,۳۲, ۰, ۰,۱۲۵]

۳-۵ روش های دو خطی کردن نمودار پوش

معمولاً نمودار پوش آور به یکی از روش های زیر دو خطی می شود:

۳-۵-۱ روش پریستلی و پاولی

در این روش که توسط پریستلی و پاولی [۲] بیان شد یک مقدار برای V_y (مقاومت تسلیم سازه) فرض شده، سپس از مبدأ به نقطه $0.75V_y$ روی منحنی تغییرمکان- نیروی برش پایه (شکل ۲) وصل نموده و تا خط V_y ادامه داده می شود. از محل تقاطع این دو خط منحنی مذکور افقی فرض می شود.



شکل ۳-۱۳- نحوه دوخطی کردن منحنی پوش آور به روش پریستلی و پاولی [۲]

در شکل ۳-۱۳ که مربوط روش پریستلی و پاولی می باشد یک نمودار دو خطی برش پایه- جابه جایی نشان داده شده است که K (سختی الاستیک نمودار دو خطی است که شیب قسمت خطی منحنی نیرو- تغییرمکان است و K_1 سختی سازه بعد از تسلیم می باشد که به صورت ضربی از K خواهد بود:

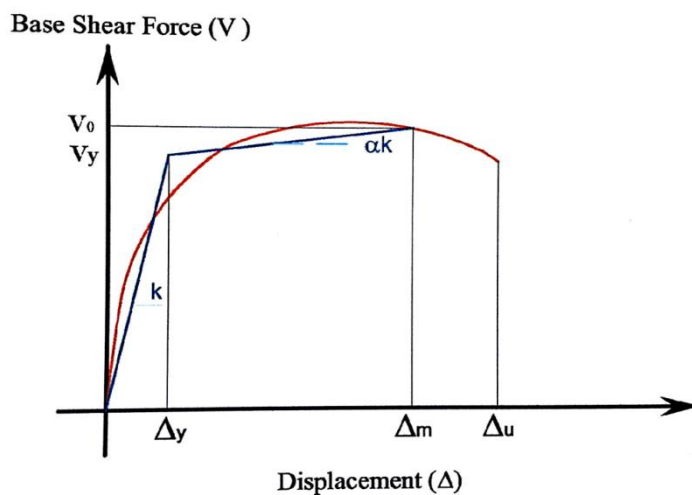
[۲]

$$K_1 = \alpha K, = \frac{V_1 - V_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (3-7)$$

در رابطه فوق V_y نیروی برش تسلیم، V نیروی برشی ماکزیمم (بر روی منحنی دو خطی)، Δ_m تغییر مکان متناظر با V ، Δ_y تغییر مکان متناظر با V_y و Δ_u تغییر مکان در آستانه شکست سازه می باشد.

قابلیت یک سازه در داشتن تغییر مکان بالاتر از حد خطی و جذب انرژی در تغییر شکل های بزرگ به وسیله رفتار غیرخطی را شکل پذیری می گویند. معمولاً نسبت شکل پذیری به صورت زیر تعریف می شود: [۱] و [۲]

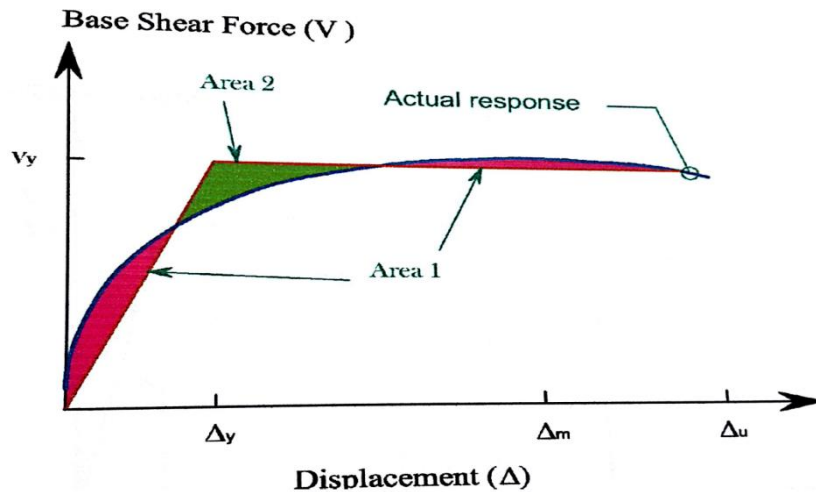
$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}, \mu_{max} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۳-۸)$$



شکل ۱۴-۳- نمودار دو خطی برش پایه-جابه جایی [۲]

۳-۵-۲ روش انرژی معادل

در این روش منحنی دو خطی به گونه ای رسم می گردد که سطح محصور بالا و پایین منحنی نیرو-تغییر مکان و منحنی دو خطی مفروض (بین منحنی و خطوط رسم شده) با یکدیگر برابر باشند.



شکل ۱۵-۳- روش انرژی معادل [۲]

۳-۶ تعریف مدل

ساختمانها طبق دستور العمل HAZUS-MH MR^۵ از نظر ارتفاع به سه دسته ی کوتاه، متوسط و بلند مطابق جدول زیر تقسیم می شوند. در این پایان نامه ساختمانهای ۳، ۵ و ۸ طبقه برای مدلسازی و تحلیل انتخاب شده اند تا از هر بازه ی کوتاه، متوسط و بلند یک نمونه وجود داشته باشد.

جدول ۲-۳- تیپ بندی ساختمانها از نظر ارتفاع

Lable	Description	Range	
		Name	Stories
C ^۱ L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	۱-۳
C ^۱ M		Mid-Rise	۴-۷
C ^۱ H		High-Rise	۸+

در پایان نامه سه مدل ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه طراحی شده است. که سایر مشخصات از این قرار می باشد:

- سازه مورد نظر در شهر مشهد در استان خراسان رضوی واقع می باشد که طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم این استان در منطقه ی با خطر نسبی زیاد قرار دارد.

- با توجه به دسته بندی آیین نامه ۲۸۰۰ ایران خاک محل احداث سازه از نوع III در نظر گرفته شده می شود.
- سازه ها در جهت X دارای ۴ دهانه ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر فرض شده است.
- میلگردهای طولی استفاده شده در بتن از نوع AIII با تنش تسلیم $F_y = 4000 \frac{kg}{cm^2}$ می باشند
- بتن مورد استفاده در تیرها و ستون ها دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه $F_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ می باشد.
- میلگرد خاموت های تیرها و ستون ها از نوع میلگرد AII با تنش تسلیم $F_y = 3000 \frac{kg}{cm^2}$ میباشند.
- سقف هر طبقه از نوع تیرچه بلوک فرض شده است.
- آیین نامه های مورد استفاده در طراحی سازه های این پژوهش مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مربوط به بار های وارده بر ساختمان [۴۱] و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مربوط به طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه [۴۲] و آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۴۳] می باشند.
- ساختمان های ۳، ۵ و ۸ طبقه مدل سازی شده در ایتبس طبق آیین نامه های ذکر شده طراحی شدند. در ادامه ابعاد و اندازه تیر ها و ستون ها و آرماتورهای ساختمان ها طبق جدول های زیر قابل مشاهده هستند.

جدول ۳-۳- مقاطع بدست آمده برای سازه سه طبقه

طبقه	مقطع ستون (cm)	میلگردها ستون		مقطع تیر (cm)	میلگردها تیر	
		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)
اول	۴۵x۴۵	۱۶	۲۰	۴۵x۳۵	۷بالا-۴پایین	۱۸
دوم	۴۰x۴۰	۱۶	۱۸	۴۰x۳۵	۷بالا-۴پایین	۱۸
سوم	۳۵x۳۵	۱۶	۱۶	۳۵x۳۵	۷بالا-۴پایین	۱۴

جدول ۳-۴- مقاطع بدست آمده برای سازه پنج طبقه

طبقه	مقطع ستون (cm)	میلگردها ستون		مقطع تیر (cm)	میلگردها تیر	
		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)
اول	۶۰x۶۰	۱۶	۲۲	۶۰x۴۵	۶بالا-۵پایین	۱۸
دوم	۵۵x۵۵	۱۶	۱۸	۵۵x۴۵	۸بالا-۶پایین	۱۸
سوم	۵۰x۵۰	۱۲	۲۰	۵۰x۴۰	۷بالا-۵پایین	۱۸
چهارم	۴۵x۴۵	۱۲	۱۸	۴۵x۴۰	۸بالا-۵پایین	۱۶
پنجم	۴۰x۴۰	۱۲	۱۶	۴۰x۳۵	۷بالا-۳پایین	۱۴

جدول ۳-۵- مقاطع بدست آمده برای سازه هشت طبقه

طبقه	مقطع ستون (cm)	میلگردها ستون		مقطع تیر (cm)	میلگردها تیر	
		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)		تعداد میلگرد	قطر میلگرد (mm)
اول	۸۰x۸۰	۲۸	۲۰	۸۰x۵۰	۶بالا-۵پایین	۲۰
دوم	۷۵x۷۵	۲۴	۱۸	۷۵x۵۰	۸بالا-۷پایین	۲۰
سوم	۷۰x۷۰	۲۴	۱۶	۷۰x۵۰	۹بالا-۸پایین	۲۰
چهارم	۶۵x۶۵	۲۰	۱۶	۶۵x۵۰	۹بالا-۸پایین	۲۰

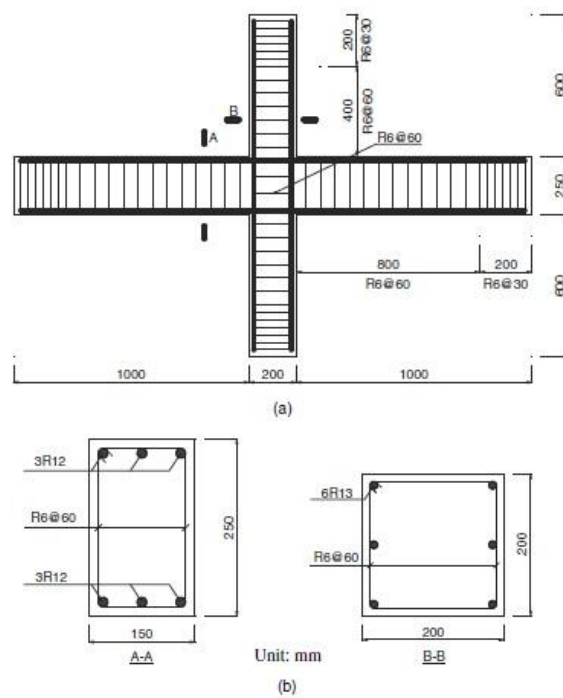
۲۰	۸بالا- ۶پایین	۶۰X۴۵	۱۶	۲۰	۶۰X۶۰	پنجم
۲۰	۷بالا- ۶پایین	۵۵X۴۵	۱۶	۲۰	۵۵X۵۵	ششم
۱۸	۷بالا- ۵پایین	۵۰X۴۰	۱۶	۱۶	۵۰X۵۰	هفتم
۱۶	۶بالا- ۳پایین	۴۵X۳۵	۱۸	۱۲	۴۵X۴۵	هشتم

۳-۷ صحت سنجی

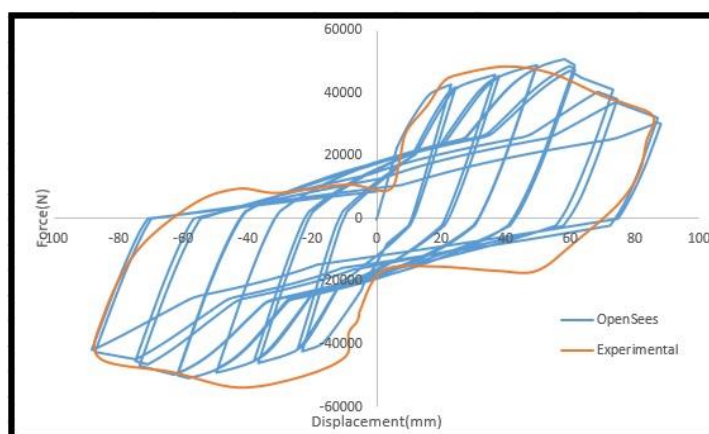
ابتدا باید از صحت نتایج نرم افزار با رفتار واقعی سازه مطمئن شویم. از همین رو، در ادامه یک نمونه مدل آزمایشگاهی با مقادیر به دست آمده از نتایج نرم افزار اپنسیس مقایسه می شود.

شکل ۱۶-۳ نمونه مدل شده یک اتصال داخلی می باشد که توسط ژنگ و همکارانش در سال ۲۰۱۵ ساخته شده است. [۴۴] که در شکل ۱۷-۳ مقایسه نتایج حاصل از تحلیل توسط نرم افزار اپنسیس و آزمایشگاهی این اتصال نشان داده شده است.

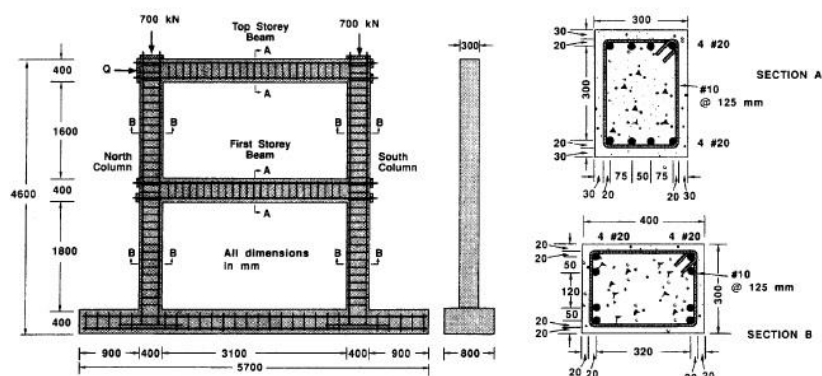
همچنین برای صحت سنجی قاب از یک نمونه واقعی مدل شده یک قاب دو طبقه و یک دهانه که توسط فرانک وچو و محمد بسیل عمارا در سال ۱۹۹۲ ساخته شده است مورد استفاده قرار گرفته است که در شکل ۱۸-۳ نمونه قاب ساخته شده نشان داده شده است [۴۵] و همچنین شکل ۱۹-۳ مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل پوش اور توسط نرم افزار اپنسیس و آزمایشگاهی را نشان می دهد.



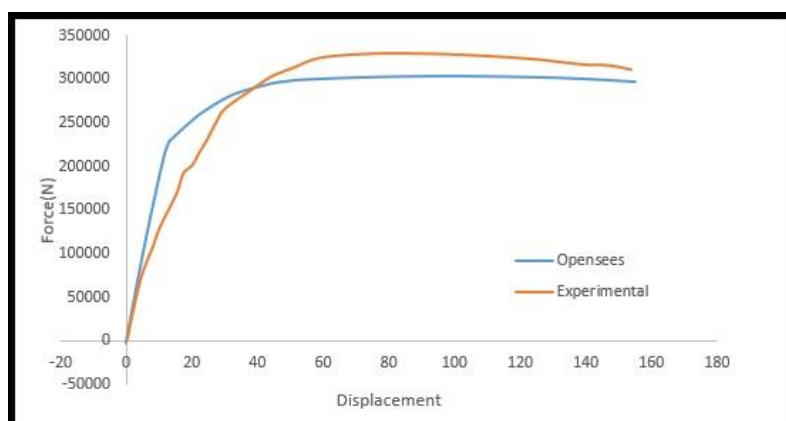
شکل ۱۶-۳- اتصال مدل شده در آزمایشگاه



شکل ۱۷-۳- مقایسه نمودار های هیستریزیس اتصال



شکل ۱۸-۳- قاب مدل شده در آزمایشگاه



شکل ۱۹-۳- نمودار های پوش اور به دست آمده از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

علت تفاوت در نمودار های شکل ۱۹-۳ این است که چون مدل ما pinching است و پارامترهای آن بر اساس یک تحقیق دیگر تنظیم شده است قاعدتا نمی تواند به هر آزمایشی پاسخ دقیق بدهد و حدودا ۱۵-۱۰ درصد خطا طبیعی است و برای همین منظور ما پارامترهای تایید شده مدل را تغییر نداده ایم.

فصل چهارم

نتایج حاصل از تحلیل عددی

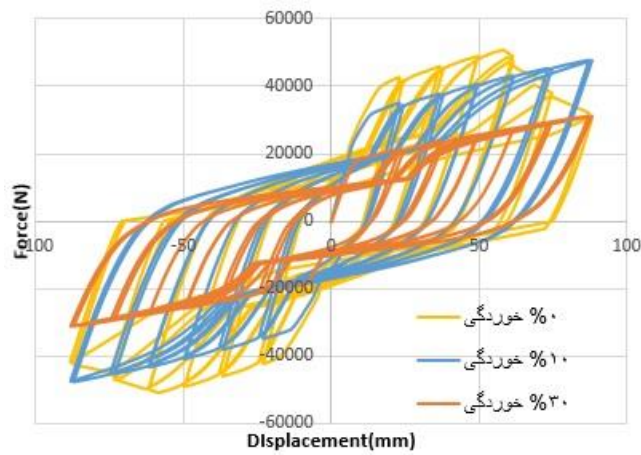
۴-۱ مقدمه

سازه‌ها و ساختمان‌های بتن‌آرمه از دیرباز مورد توجه بسیاری از طراحان و مهندسان قرار داشته است. فراوانی و در دسترس بودن مصالح، فرم‌پذیری بتن در هنگام ساخت، مقاومت فشاری بالا، مقاومت در برابر شرایط محیطی سخت، مقاومت در برابر آتش‌سوزی و دوام و عمر مفید سازه‌های بتن‌آرمه از مزایای این سیستم ساختمانی است. از مهمترین معایب بتن مقاومت کششی آن است که حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن است. این مسئله باعث به وجود آمدن ترک در بتن تحت کشش می‌شود. در طراحی برای جبران این مقاومت کششی اندک باید مقاطعی با ابعاد بزرگتر در نظر گرفته شود، که این خود باعث افزایش وزن سازه‌ی بتن‌آرمه و در نتیجه افزایش نیروی زلزله می‌شود و اعضای سازه باید برای نیرویی به مراتب بزرگتر طراحی شوند. از این رو مقاومسازی با روشه‌های نوین بسیار پرکاربرد و اقتصادی تر خواهد بود، همچون استفاده از ورق‌های لایه frp در این فصل خروجی تحلیل مدل‌ها مورد بررسی و ارزیابی قرار خواهد گرفت.

۴-۲ نتایج خروجی

۴-۲-۱ نتایج خروجی از تحلیل استاتیکی اتصال داخلی

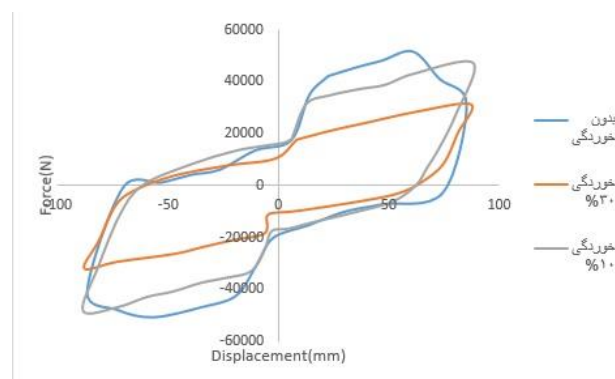
اتصال داخلی تیر-ستون را به سه صورت بدون خوردگی، خوردگی با ۱۰٪ و ۳۰ درصد مدل سازی کرده ایم. در شکل ۴-۱ نمودار هیستریزس اتصال داخلی تیر-ستون داری خوردگی ۱۰٪، ۳۰٪ و بدون خوردگی را می‌توان مشاهده کرد.



شکل ۴-۱: مقایسه نمودار هیستریزیس اتصال داخلی

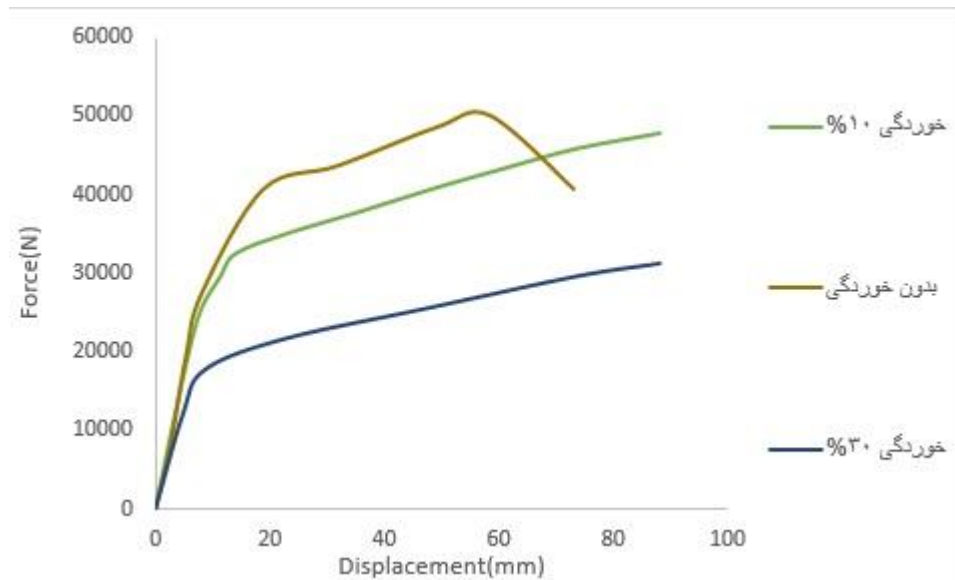
با توجه به مقایسه نمودار هیستریزیس اتصال داخلی شکل ۴-۱ می توان مشاهده کرد که مدل با خوردگی ۱۰٪ نسبت به مدل اتصال بدون خوردگی ۱۰/۸ درصد کاهش مقاومت دارد و همچنین در مدل اتصال با خوردگی ۳۰٪ نسبت به مدل بدون خوردگی باعث کاهش ۲۸/۵۷ درصدی مقاومت مقطع اتصال تیر به ستون شده است.

در شکل ۴-۲ نمودار پوش اور هیستریزیس اتصال داخلی تیر-ستون داری خوردگی ۱۰٪، ۳۰٪ و بدون خوردگی را می توان مشاهده کرد.



شکل ۴-۲: مقایسه نمودار پوش اور هیستریزیس اتصال داخلی

در شکل ۳-۴ نمودار دو خطی پوش اور هیستریزیس اتصال داخلی تیر-ستون داری خوردگی ۱۰٪ و ۳۰٪ بدون خوردگی را می توان مشاهده کرد.



شکل ۳-۴ مقایسه نمودار پوش اور هیستریزیس اتصال داخلی

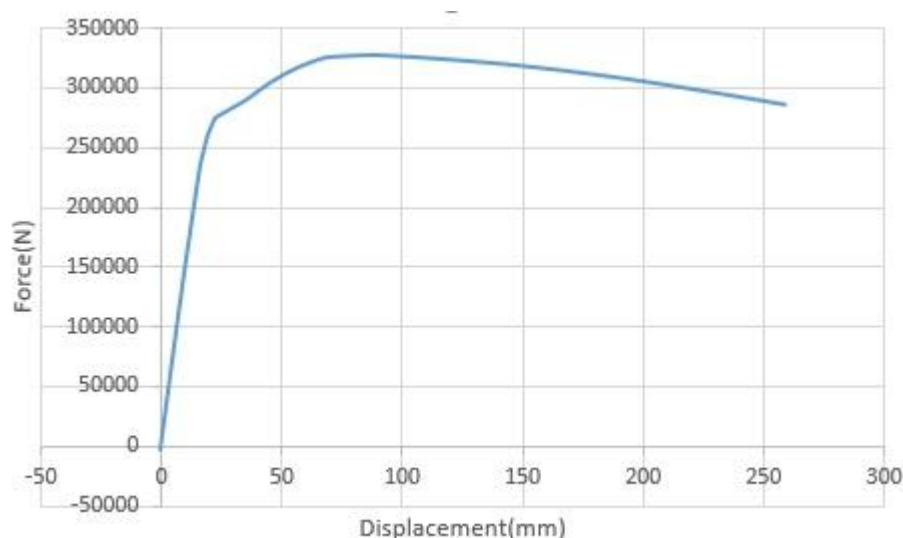
جدول ۴-۱ مقایسه نتایج تحلیل نمونه اتصال داخلی

نمونه	تغییر مکان تسلیم (mm)	نیرو تسلیم (N)	تغییر مکان نهایی (mm)	نیرو نهایی (N)	حداکثر نیرو (N)	انرژی جذب شده (N.mm)	شکل پذیری (μ)	سختی (k)
بدون خوردگی	۱۸	۴۰.۸	۷۲.۹۷	۴۰.۸۱	۵۰.۱۶	۴۳۵۰.۵۷	۲.۷۳	۳.۷۴
خوردگی ۱۰٪	۱۴.۰۴	۳۲.۴۵	۸۸.۱	۴۷.۷	۴۷.۷	۴۰۸۷.۶۳	۲.۹۸	۳.۶۳
خوردگی ۳۰٪	۸.۶۴	۱۷.۷	۸۸.۱	۳۱.۱۴	۳۱.۱۴	۲۷۴۳.۱۸	۳.۸۵	۲.۹۶

با توجه به جدول ۴-۱، می توان مشاهده کرد که در نمونه اتصال داخلی تیر-ستون، اتصال دارای خوردگی ۳۰٪ نسبت به اتصال بدون خوردگی به علت خوردگی در میلگرد ها، جذب انرژی ۳۶.۹۴٪ کاهش یافته همچنین شکل پذیری سازه ۴۱.۰۲٪ افزایش یافته است و چون هرچه شکل پذیری افزایش یابد سختی کاهش یافته، می توان مشاهده کرد که سختی دارای خوردگی ۳۰٪ نسبت به اتصال بدون خوردگی ۲۰.۸۵٪ کاهش یافته است.

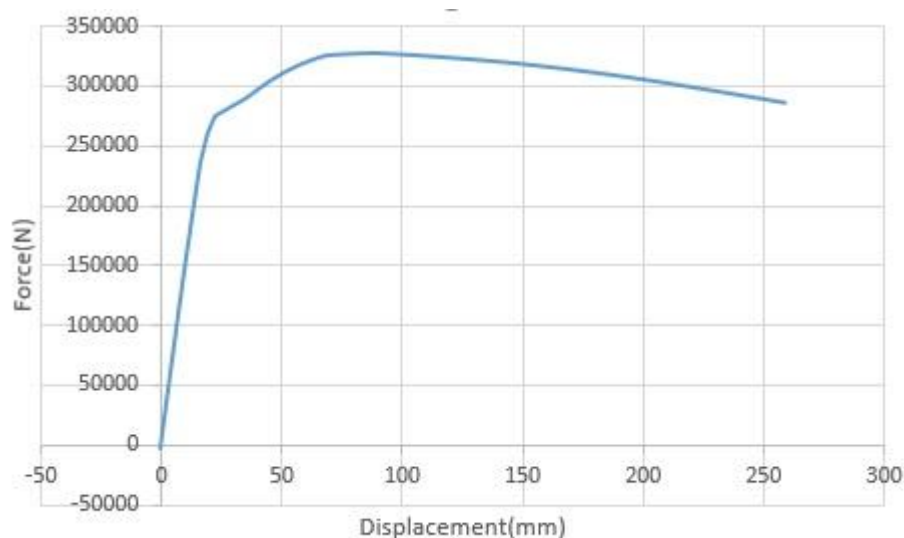
۴-۲-۲ تحلیل نتایج قاب ۳ طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب سه طبقه را در محیط ریزولیشن می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلفی را مشاهده کرد، در شکل ۴-۴ نمودار منحنی پوش نمونه بدون خوردگی را مشاهده کرد.



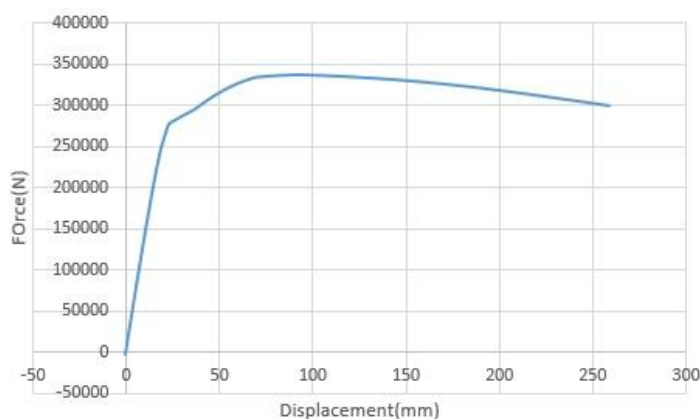
شکل ۴-۴- نمودار نیرو تغییر مکان مدل بدون خوردگی برای قاب سه طبقه

بعد از انجام تحلیل مدل قاب سه طبقه می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۵ نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه قاب سه طبقه با خوردگی ۱۰٪ در ستون را مشاهده کرد.



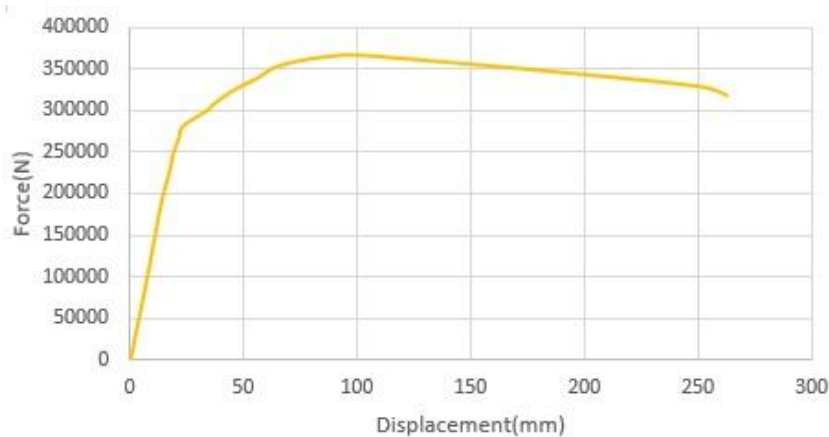
شکل ۴-۵ نمودار نیرو تغییر مکان با خوردگی ۱۰٪ سطح مقطع میلگرد ستون برای قاب سه طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب سه طبقه در محیط ویزولیشن می‌توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۶ نمودار نیرو تغییر مکان نمونه قاب سه طبقه با خوردگی ۳۰٪ در تیر را مشاهده کرد.



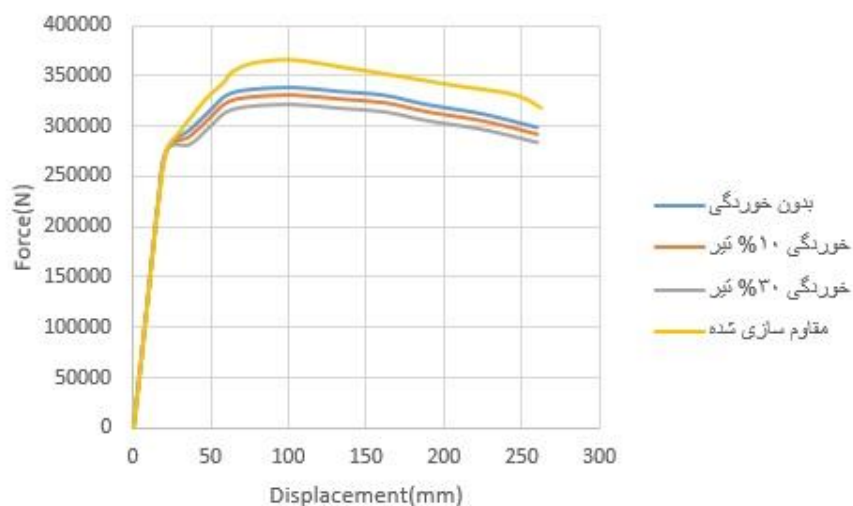
شکل ۴-۶ نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۳۰٪ سطح مقطع میلگرد در تیرها برای قاب سه طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب سه طبقه در محیط ویزولیشن می‌توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۷ نمودار نیرو تغییر مکان نمونه با قاب سه طبقه تقویت شده را مشاهده کرد.



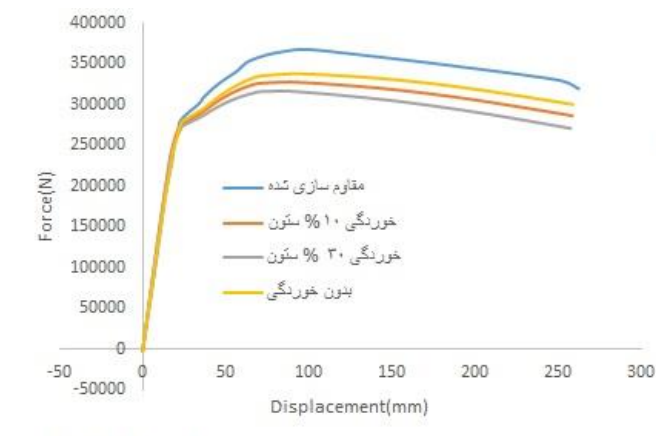
شکل ۷-۴ نمودار نیرو تغییر مکان مدل تقویت شده با ورق الیاف FRP برای قاب سه طبقه

بعد از انجام تحلیل مدل های قاب سه طبقه و مقایسه آن ها می توان پارامترهای تحلیلی مختلفی را مشاهده نماییم، در شکل ۸-۴ نمودار مقایسه نمودار های نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی میلگرد در تیر را مشاهده کرد.



شکل ۸-۴ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی در تیر برای قاب سه طبقه

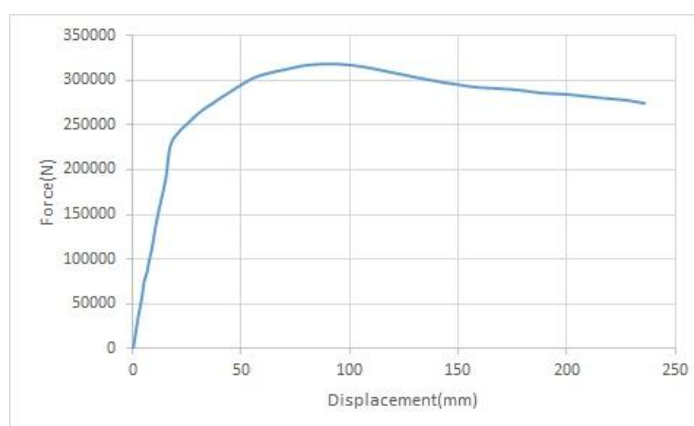
بعد از انجام تحلیل مدل های قاب سه طبقه دارای خوردگی میلگرد در ستون ها می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده نماییم، در شکل ۹-۴ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان قاب دارای خوردگی میلگرد در ستون را می توان مشاهده کرد.



شکل ۹-۴ نمودارهای نیرو- تغییر مکان مدل قاب سه طبقه دارای خوردگی در ستون برای قاب سه طبقه

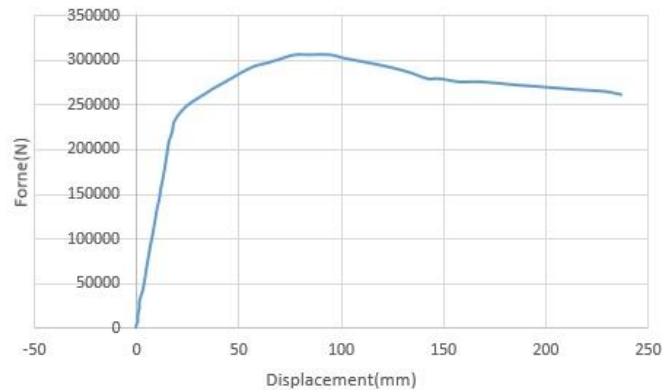
۳-۲-۴ تحلیل نتایج قاب ۵ طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب پنج طبقه می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۱۰-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان قاب دارای خوردگی ۳۰ درصد در تیر را مشاهده کرد.



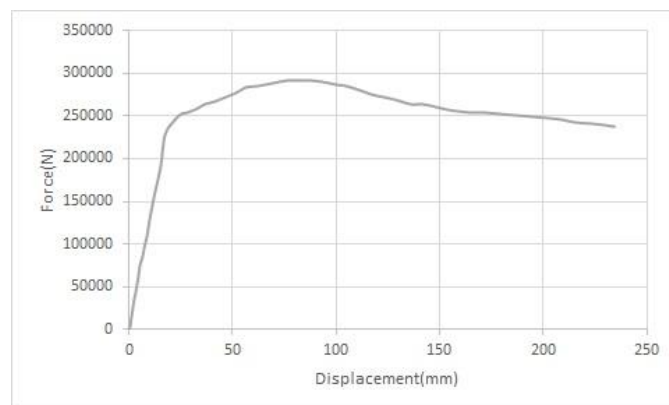
شکل ۱۰-۴ نمودار نیرو-تغییر مکان دارای خوردگی ۳۰٪ در تیر برای قاب ۵ طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب پنج طبقه می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۱۱ نمودار قاب پنج طبقه با خوردگی ۱۰٪ در ستون را مشاهده کرد.



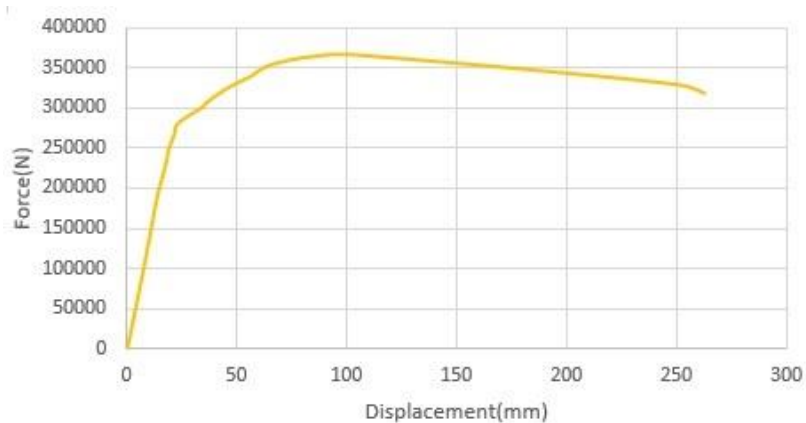
شکل ۴-۱۱ نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۱۰٪ سطح مقطع میلگرد در ستون برای قاب ۵ طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب پنج طبقه در محیط ویزولیشن می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۱۲ نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه با قاب پنج طبقه با خوردگی ۳۰٪ در ستون را مشاهده کرد.



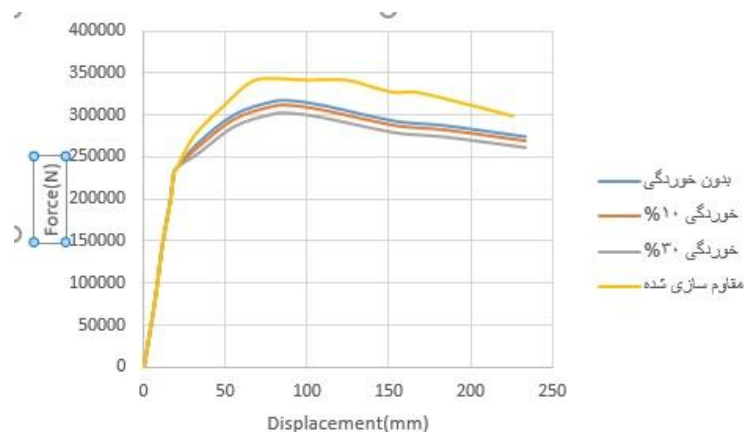
شکل ۴-۱۲ نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۳۰٪ سطح مقطع میلگرد در ستون برای قاب ۵ طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب پنج طبقه در محیط ویزولیشن می‌توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۱۳ نمودار نیرو تغییر مکان نمونه با قاب پنج طبقه تقویت شده با ورق الیاف FRP را مشاهده کرد.



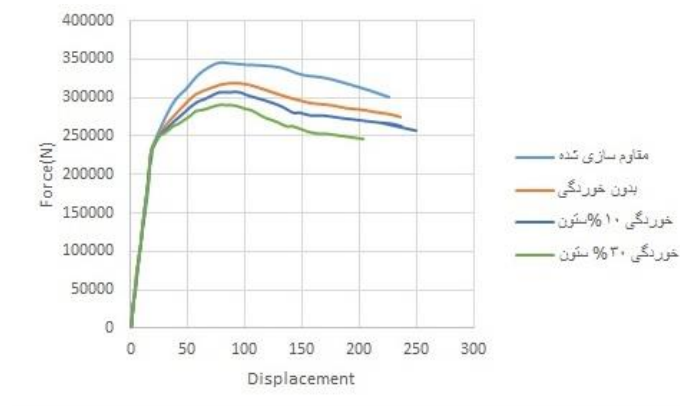
شکل ۴-۱۳-نمودار نیرو-تغییر مکان مدل تقویت شده با ورق الیاف FRP برای قاب ۵ طبقه

بعد از انجام تحلیل مدل های قاب پنج طبقه پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده نماییم، در شکل ۴-۱۴ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی میلگرد در تیر را مشاهده کرد.



شکل ۴-۱۴-مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی در میلگرد برای قاب ۵ طبقه

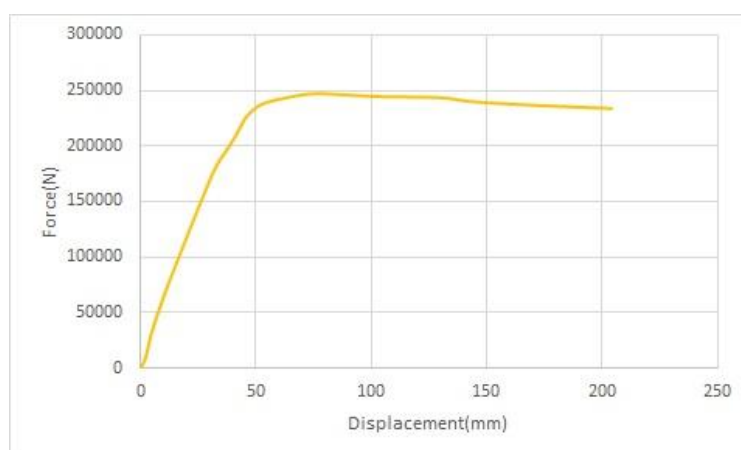
بعد از انجام تحلیل مدل های قاب پنج طبقه می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده نماییم، در شکل ۴-۱۵ مقایسه نمودار های نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی میلگرد در ستون را می توان مشاهده کرد.



شکل ۴-۱۵- نمودارهای نیرو- تغییر مکان قاب پنج طبقه دارای خوردگی در ستون برای قاب ۵ طبقه

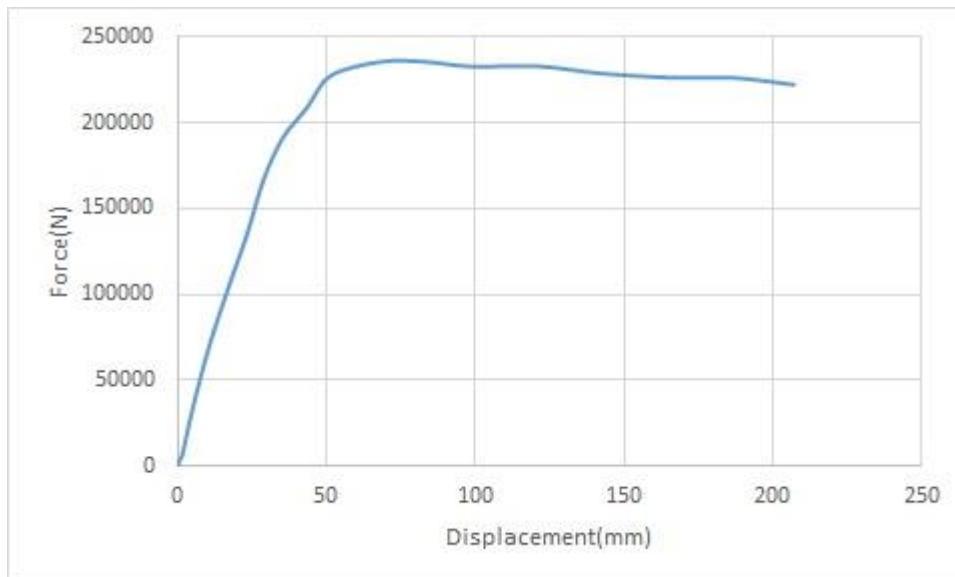
۴-۲-۴ تحلیل نتایج قاب ۸ طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب هشت طبقه را در محیط ویزولیشن می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۱۶ نمودار نیرو-تغییر مکان قاب هشت طبقه دارای خوردگی ۳۰٪ در تیر را مشاهده کرد.

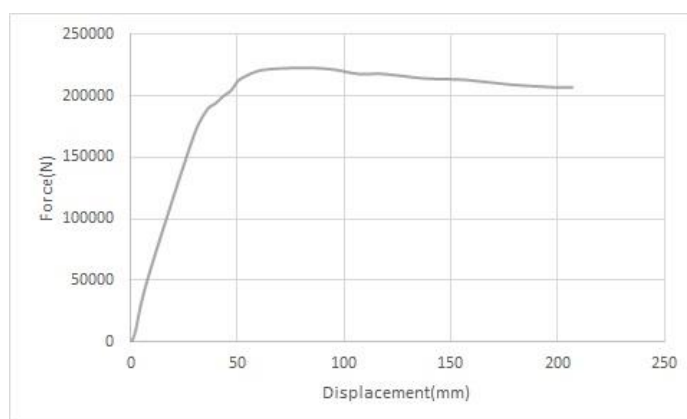


شکل ۴-۱۶- نمودار نیرو-تغییر مکان قاب هشت طبقه دارای خوردگی ۳۰٪ در تیر برای قاب ۸ طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب هشت طبقه در محیط ویزولیشن می‌توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۱۷ نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه با قاب هشت طبقه با خوردگی ۱۰٪ در ستون را مشاهده کرد.

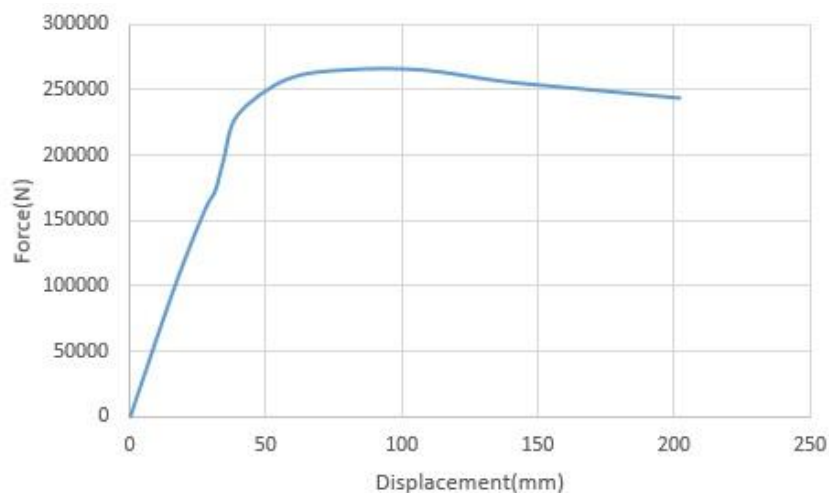


شکل ۴-۱۷- نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۱۰٪ سطح مقطع میلگرد در ستون برای قاب ۸ طبقه بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب هشت طبقه در محیط ویزولیشن می‌توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۱۸ نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه با قاب هشت طبقه با خوردگی ۳۰٪ در ستون را مشاهده کرد.



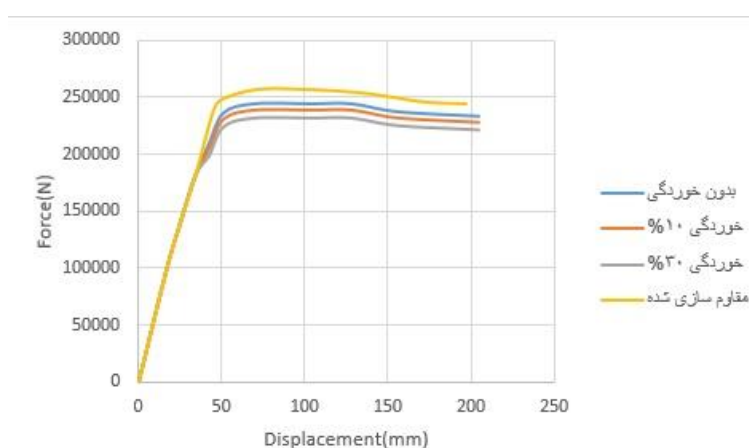
شکل ۴-۱۸- نمودار نیرو-تغییر مکان با خوردگی ۳۰٪ سطح مقطع میلگرد در ستون برای قاب ۸ طبقه

بعد از انجام تحلیل استاتیکی مدل قاب هشت طبقه در محیط ویزولیشن می‌توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۱۹ نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه با قاب هشت طبقه تقویت شده با ورق الیاف FRP را مشاهده کرد.



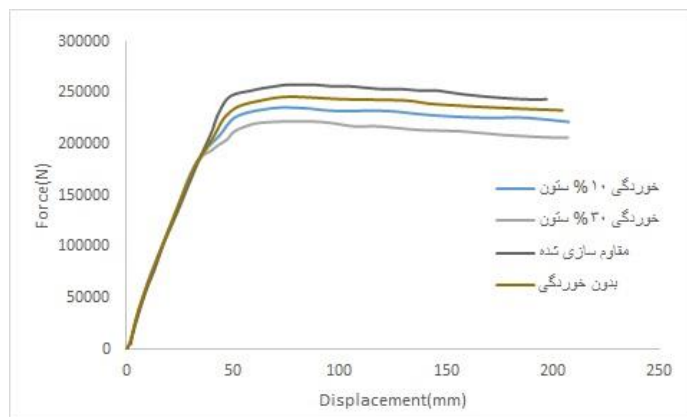
شکل ۴-۱۹- نمودار نیرو-تغییر مکان مدل تقویت شده با ورق الیاف FRP برای قاب ۸ طبقه

بعد از انجام تحلیل مدل های قاب هشت طبقه پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده نماییم، در شکل ۴-۲۰ مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان دارای خوردگی میلگرد در تیر را مشاهده کرد.



شکل ۴-۲۰-مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان دارای خوردگی در تیر برای قاب ۸ طبقه

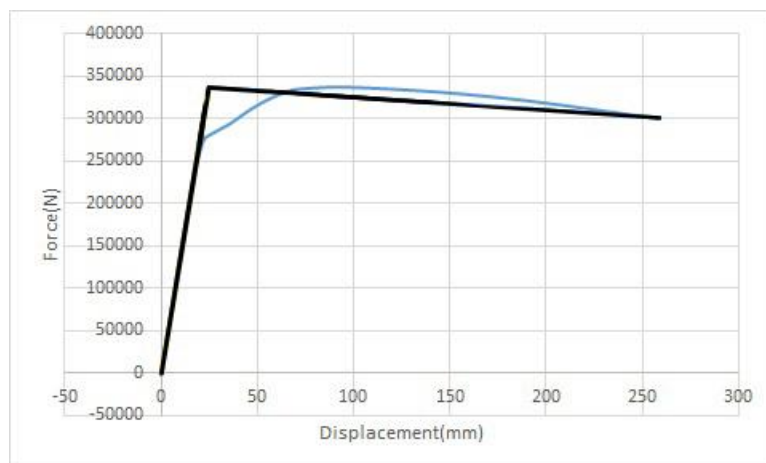
بعد از انجام تحلیل مدل های قاب هشت طبقه پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده نماییم، در شکل ۴-۲۱ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان دارای خوردگی میلگرد در ستون را مشاهده کرد.



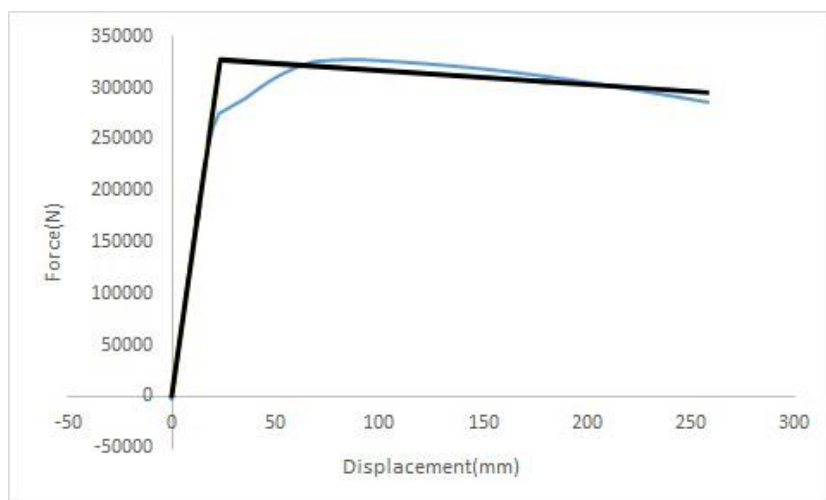
شکل ۴-۲۱- مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان قاب هشت طبقه دارای خوردگی ستون برای قاب ۸ طبقه

۴-۳ نتایج دو خطی کردن نمودار پوش اور

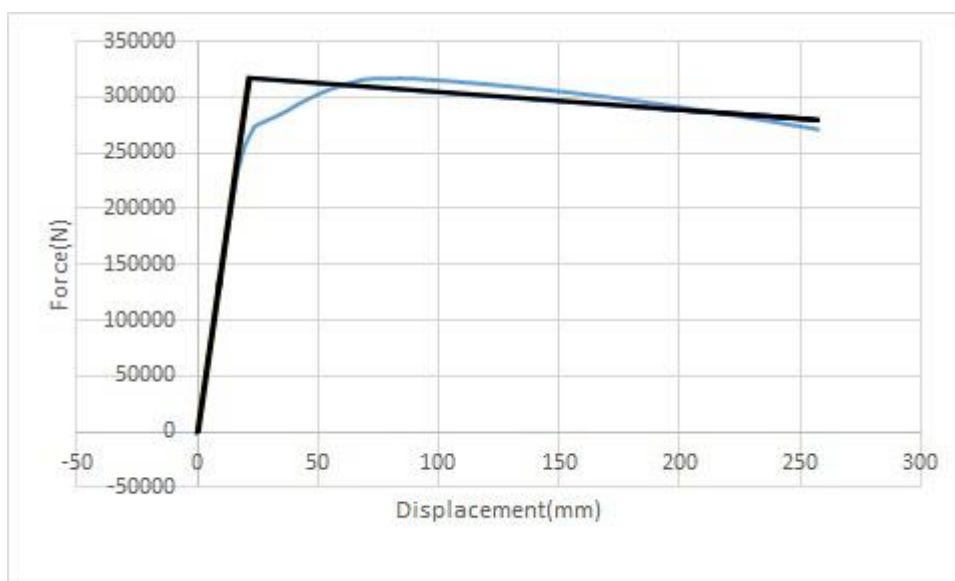
بعد از انجام تحلیل مدل های نمونه های مطالعاتی قاب ۳ و ۵ و ۸ طبقه اقدام به دو خطی کردن نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی می شود، در محیط ویزولیشن می توان نمودار پارامترهای تحلیلی مختلف را مشاهده کرد، در شکل ۴-۲۲ تا شکل ۴-۲۵ نمودارهای قاب سه طبقه که با استفاده از روش پریستلی و پاولی [۲] دوخطی شده اند، ارائه شده است.



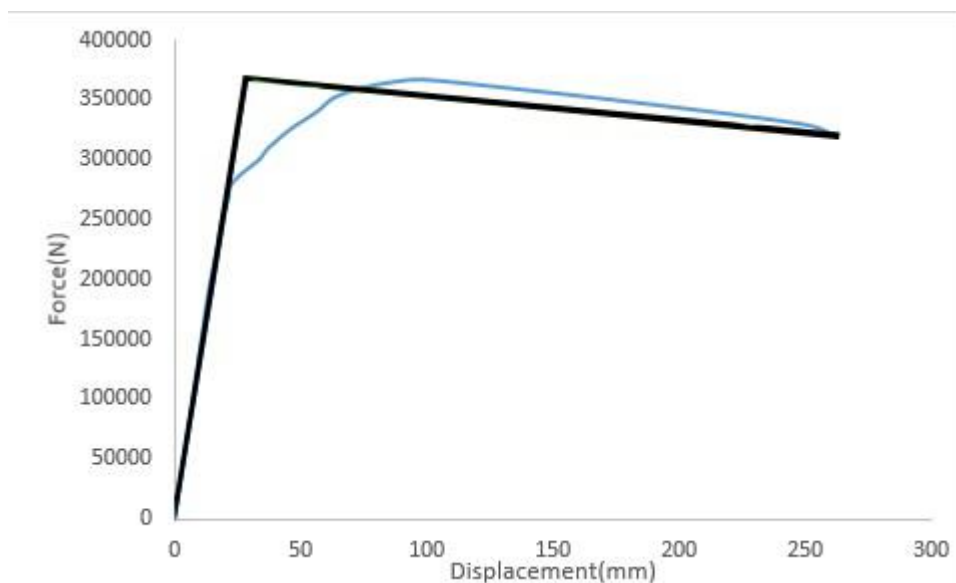
شکل ۴-۲۲-نمودار دوخطی برای قاب سه طبقه در حالت بدون خوردگی



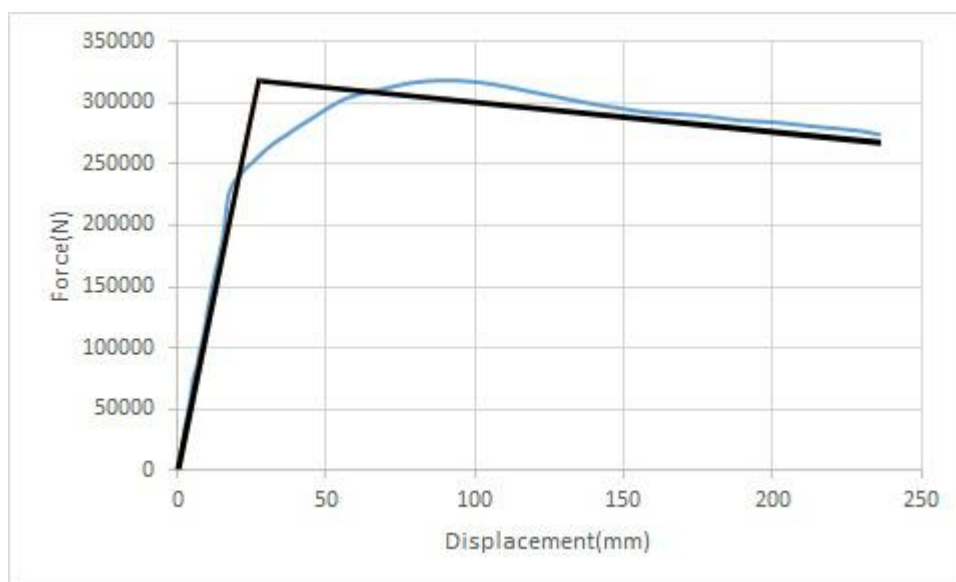
شکل ۴-۲۳- نمودار دوخطی برای قاب سه طبقه در حالت خوردگی ۱۰٪ ستون



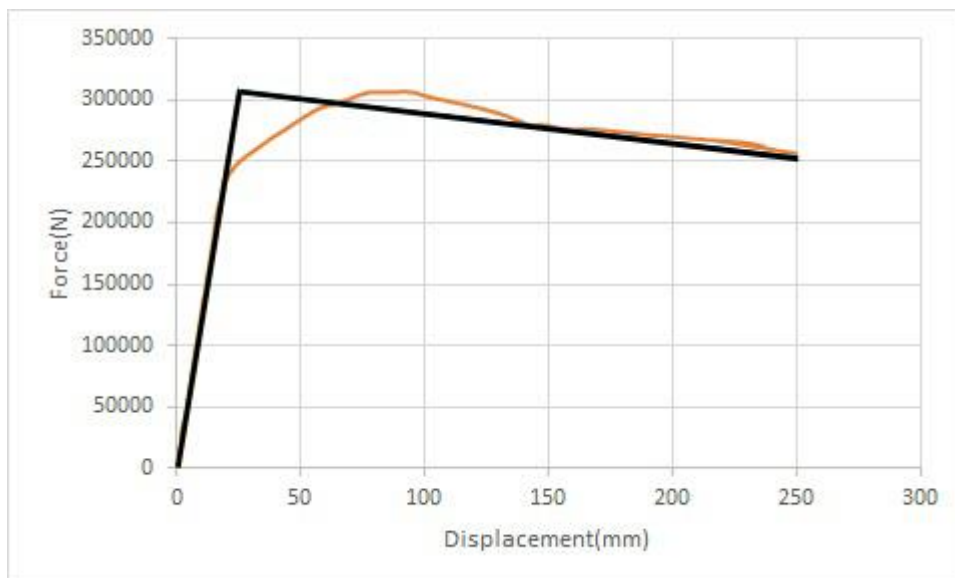
شکل ۴-۲۴- نمودار دو خطی برای قاب سه طبقه در حالت خوردگی ۳۰٪ ستون



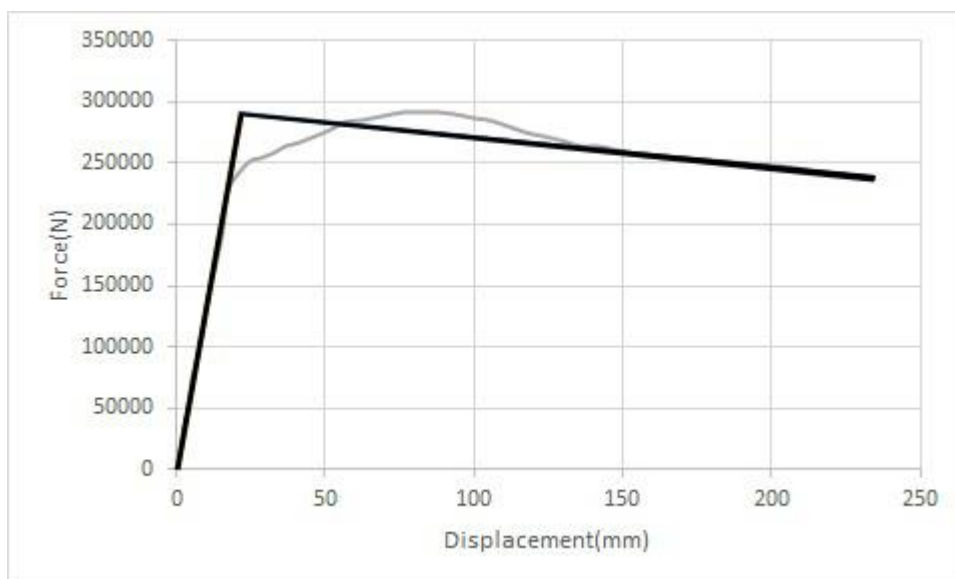
شکل ۴-۲۵- نمودار دو خطی برای قاب سه طبقه مقاوم سازی شده
 در شکل ۴-۲۶ تا شکل ۴-۲۹ نمودارهای دوخطی نمونه‌های مطالعاتی قاب پنج طبقه که با استفاده از روش پریستلی و پاولی [۲] دوخطی شده اند، ارائه شده است.



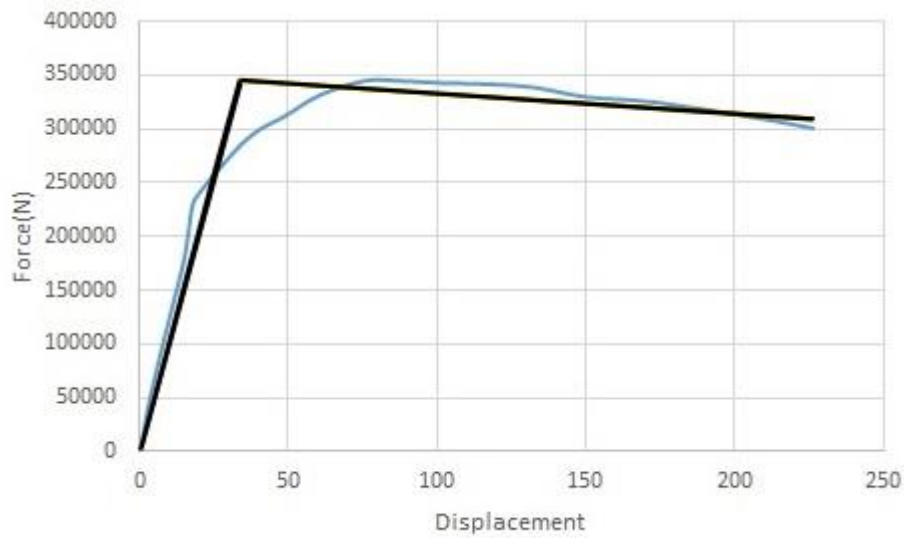
شکل ۴-۲۶- نمودار دو خطی برای قاب پنج طبقه بدون خوردگی



شکل ۲۷-۴- نمودار دوخطی برای قاب پنج طبقه دارای خوردگی ۱۰٪ در ستون

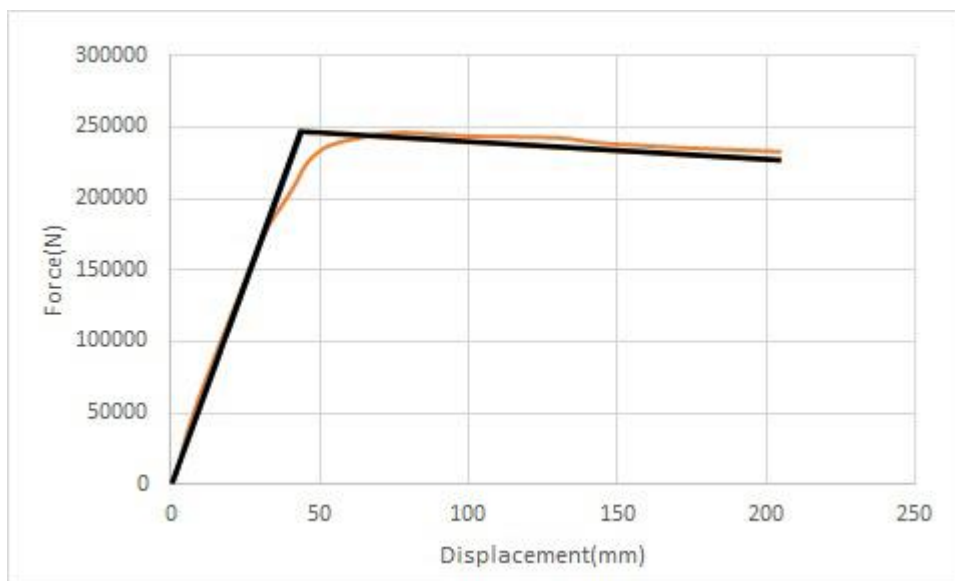


شکل ۲۸-۴- نمودار دوخطی برای قاب پنج طبقه دارای خوردگی ۳۰٪ در ستون

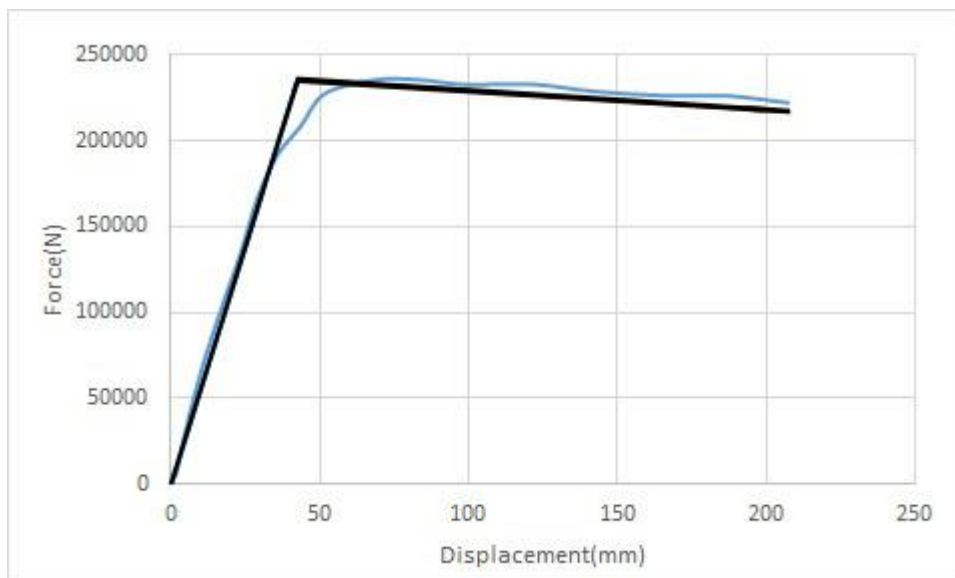


شکل ۲۹-۴- نمودار دو خطی برای قاب پنج طبقه مقاوم سازی شده

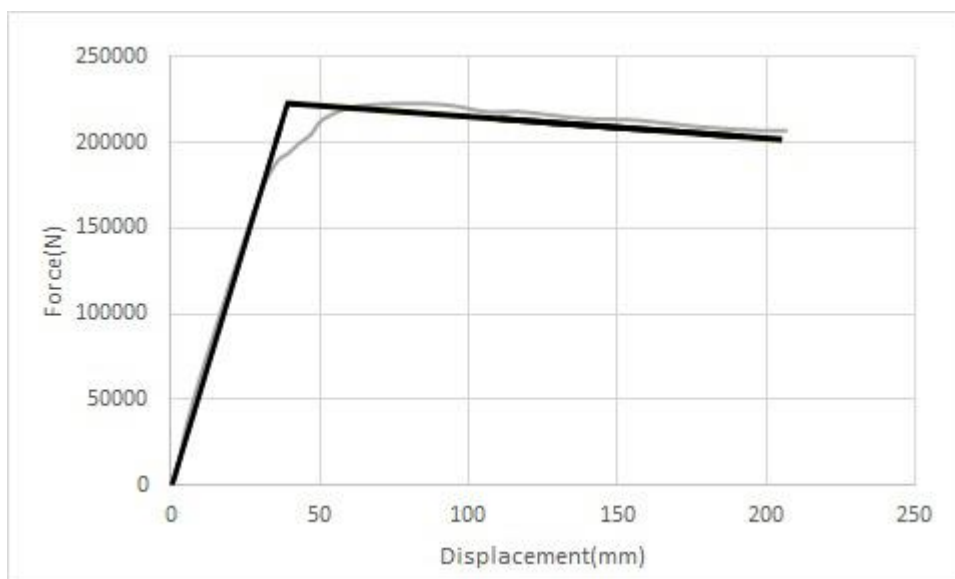
در شکل ۳۰-۴ تا شکل ۳۳-۴ نمودارهای دوخطی نمونه‌های مطالعاتی قاب هشت طبقه که با استفاده از روش پریستلی و پاولی [۲] دوخطی شده اند، ارائه شده است.



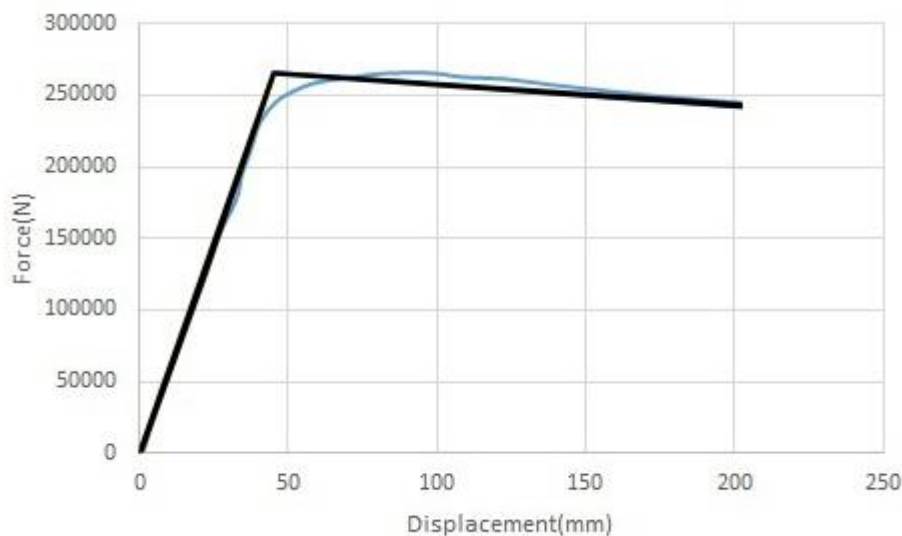
شکل ۳۰-۴- نمودار دو خطی برای قاب هشت طبقه بدون خوردگی



شکل ۳۱-۴- نمودار دوخطی برای قاب هشت طبقه با خوردگی ۱۰٪ ستون



شکل ۳۲-۴- نمودار دو خطی برای قاب هشت طبقه با خوردگی ۳۰٪ ستون



شکل ۴-۳۳- نمودار دو خطی برای قاب هشت طبقه مقاوم سازی شده

۴-۴ مقایسه نتایج تحلیل دوخطی استاتیکی غیرخطی پوش اور

بعد از تحلیل نتایج و مشاهده نمودار های نیرو-تغییر مکان در جدول ۴-۲ الی جدول ۴-۴ مقایسه نتایج نمونه قاب سه پنج و هشت طبقه به ترتیب آورده شده است.

جدول ۴-۲-مقایسه نتایج تحلیل نمونه قاب سه طبقه

نمونه	تغییر مکان تسلیم (mm)	نیرو تسلیم (KN)	تغییر مکان نهایی (mm)	نیرو نهایی (KN)	حداکثر نیرو (kN)	انرژی جذب شده (KN.mm)	سختی (k)	شکل پذیری (μ)
بدون خوردگی	۹۲.۶۸	۳۳۷	۲۵۹.۰۳۹	۳۰۰	۳۳۷	۷۷۲۴۵.۸۲	۴.۳	۲.۷۹
خوردگی ۱۰٪ ستون	۸۸.۸۵	۳۲۷	۲۵۸.۸۹	۲۸۶.۲	۳۲۷	۷۳۷۵۹.۲۳	۳.۹	۲.۹۱
خوردگی ۳۰٪ ستون	۸۷.۹۶	۳۱۶	۲۵۷.۵۴	۲۷۰.۷۶	۳۱۶	۶۹۳۹۸.۴۹	۳.۷	۲.۹۲
مقاوم سازی شده	۹۸.۵۱	۳۶۷.۷	۲۶۲.۳	۳۱۹.۳	۳۶۷.۷	۸۳۴۵۸.۰۷	۵	۲.۶۶

با توجه به جدول ۲-۴، می توان مشاهده کرد که در قاب سه طبقه، قاب دارای خوردگی ۳۰٪ نسبت به قاب بدون خوردگی به علت خوردگی در میلگرد ها، جذب انرژی ۱۴.۷۵٪ کاهش یافته همچنین شکل پذیری سازه ۸.۲۸٪ افزایش یافته است و چون هرچه شکل پذیری افزایش یابد سختی کاهش یافته، می توان مشاهده کرد که سختی دارای خوردگی ۳۰٪ نسبت به قاب بدون خوردگی ۲۳.۶۷٪ کاهش یافته است.

جدول ۳-۴- مقایسه نتایج تحلیل نمونه قاب پنج طبقه

شکل پذیری (μ)	سختی (k)	انرژی جذب شده (KN.mm)	حداکثر نیرو (kN)	نیرو نهایی (KN)	تغییر مکان نهایی (mm)	نیرو تسلیم (KN)	تغییر مکان تسلیم (mm)	نمونه
۲.۶۴	۴.۶	۶۴۴۸۳.۰۳	۳۱۸.۹۲	۲۷۴.۷۶	۲۳۵.۷۵	۳۱۸.۹۲	۸۹.۷	بدون خوردگی
۳.۰۷	۴.۱	۶۰۶۵۲.۱۴	۳۰۷.۱۴	۲۵۷.۱۴	۲۳۶.۸۶	۳۰۷.۱۴	۷۷.۶۲	خوردگی ۱۰٪ ستون
۳.۰۸۴	۴	۵۵۷۹۶.۶۳	۲۹۱.۱۲	۲۳۷.۱۴	۲۳۴.۳۳	۲۹۱.۱۲	۷۶.۴۳	خوردگی ۳۰٪ ستون
۲.۵۴	۴.۸	۷۱۸۲۰.۵۵	۳۴۸.۵۷	۳۰۰	۲۳۹.۱۸	۳۴۸.۵۷	۹۴.۶۲	مقاوم سازی

با توجه به جدول ۳-۴، می توان مشاهده کرد که در قاب پنج طبقه، قاب دارای خوردگی ۳۰٪ نسبت به قاب بدون خوردگی به علت خوردگی در میلگرد ها، جذب انرژی ۲۰.۳۱٪ کاهش یافته همچنین شکل پذیری سازه ۱۶.۴۸٪ افزایش یافته است و چون هرچه شکل پذیری افزایش یابد سختی کاهش یافته، می توان مشاهده کرد که سختی قاب دارای خوردگی ۳۰٪ نسبت به قاب بدون خوردگی ۱۴.۳۵٪ کاهش یافته است.

جدول ۴-۴: مقایسه نتایج تحلیل نمونه قاب هشت طبقه

شکل پذیری (μ)	سختی (k)	انرژی جذب شده (KN.mm)	حداکثر نیرو (kN)	نیرو نهایی (KN)	تغییر مکان نهایی (mm)	نیرو تسلیم (KN)	تغییر مکان تسلیم (mm)	نمونه
۲.۹۸	۴.۷	۴۷۶۸۲	۲۴۶.۳۹	۲۳۳.۳۱	۲۰۴.۳۷	۲۴۶.۳۹	۷۶.۲۵	بدون خوردگی
۳.۲۵	۴.۳	۴۵۹۴۷.۲۳	۲۳۵.۲۹	۲۲۱.۹۲	۲۰۷.۲۵	۲۳۵.۲۹	۶۸.۵۴	خوردگی ۱۰٪ ستون
۳.۶۳	۴.۱	۴۲۹۵۷.۹	۲۲.۳۵	۲۰۶.۸۳	۲۰۶.۸۷	۲۲۲.۳۵	۷۵	خوردگی ۳۰٪ ستون
۲.۷۶	۴.۹	۴۹۴۹۰.۰۱	۲۵۳.۴۵	۲۴۲.۸۶	۲۰۳.۷۸	۲۵۳.۴۵	۸۱.۴۷	مقاوم سازی شده

با توجه به جدول ۴-۴، می توان مشاهده کرد که در قاب هشت طبقه، قاب دارای خوردگی ۳۰٪ نسبت به قاب بدون خوردگی به علت خوردگی در میلگرد ها، جذب انرژی ۱۱.۳۲٪ کاهش یافته همچنین شکل پذیری سازه ۲۹.۶۳٪ افزایش یافته است و چون هرچه شکل پذیری افزایش یابد سختی کاهش یافته، می توان مشاهده کرد که سختی دارای خوردگی ۳۰٪ نسبت به قاب بدون خوردگی ۱۵.۳۲٪ کاهش یافته است.

با مقایسه خروجی های جداول ۴-۲ الی ۴-۴ و مقایسه آنها می توان مشاهده کرد که با افزایش ارتفاع قاب، شکل پذیری افزایش یافته ، سختی و مقاومت کاهش می یابد و می توان نتیجه گرفت افزایش ارتفاع برای سازه های خورده شده باعث بدتر شدن عملکرد سازه و کاهش مقاومت آن می گردد.

فصل پنجم

نتیجه گیری و پیشنهادات

۵-۱ مقدمه

امروزه روش‌های نوین مقاوم سازی مثل مقاوم سازی و استفاده از FRP در حال جایگزین شدن به جای روش‌های سنتی و متداول مقاوم سازی هستند. سیستم مقاوم سازی با FRP، یکی از روش‌های نوین مقاوم سازی ساختمان، تقویت سازه‌ها و پوشش محافظتی در صنایع مختلف می‌باشد. از مزایای مهم مقاوم سازی با FRP می‌توان به مقاومت کششی بسیار بالا و وزن بسیار کم اشاره کرد. در این فصل به نتایج تحلیل اجزای محدود که در فصل چهارم انجام شد اشاره خواهد شد.

۵-۲ نتیجه‌گیری

در این پژوهش از سه مدل سازه ۳ و ۵ و ۸ طبقه که دارای انواع مختلف خوردگی می‌باشد و مقاوم سازی آن‌ها با FRP مدل سازی شده است. در این فصل به نتیجه‌گیری نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود که توسط نرم افزار اپنسیس انجام شد به طور کامل تشریح می‌شود و خروجی تحلیل مدل‌ها مورد بررسی و ارزیابی قرار خواهد گرفت.

۱- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب سه طبقه دارای خوردگی ۱۰ درصدی در ستون‌ها با مدل مقاوم سازی شده توسط ورق‌های FRP سبب افزایش ۲۳٪ مقاومت مقطع مدل مقاوم سازی شده نسبت به مدل خورده شده گردید.

۲- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب سه طبقه دارای خوردگی ۳۰ درصدی در ستون‌ها با مدل مقاوم سازی شده توسط ورق‌های FRP سبب افزایش ۳۴.۳۵٪ مقاومت مقطع مدل مقاوم سازی شده نسبت به مدل خورده شده گردید.

۳- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب سه طبقه دارای خوردگی در تیر نسبت به مدل خورده نشده مشاهده گردید که خوردگی در تیرها تأثیر چندانی در کاهش مقاومت مقطع ندارد.

- ۴- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب سه طبقه دارای خوردگی در ستون با مدل مقاوم سازی شده توسط ورق های FRP سبب افزایش ۱۲ درصدی شکل پذیری مقطع مدل خورده شده نسبت به مدل مقاوم سازی شده با استفاده از ورق های FRP شده است.
- ۵- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب پنج طبقه دارای خوردگی ۱۰ درصدی در ستون ها با مدل مقاوم سازی شده توسط ورق های FRP سبب افزایش ۱۸.۷۳٪ مقاومت مقطع مدل مقاوم سازی شده نسبت به مدل خورده شده گردید.
- ۶- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب پنج طبقه دارای خوردگی ۳۰ درصدی در ستون ها با مدل مقاوم سازی شده توسط ورق های FRP سبب افزایش ۳۲.۱۷٪ مقاومت مقطع مدل مقاوم سازی شده نسبت به مدل خورده شده گردید.
- ۷- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب پنج طبقه دارای خوردگی در تیر نسبت به مدل خورده نشده مشاهده گردید که خوردگی در تیر ها تاثیر چندانی در کاهش مقاومت مقطع، شکل پذیری و سختی مقطع ندارد.
- ۸- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب پنج طبقه دارای خوردگی در ستون با مدل مقاوم سازی شده توسط ورق های FRP سبب افزایش ۱۳.۶۸ درصدی شکل پذیری مقطع مدل خورده شده نسبت به مدل مقاوم سازی شده با استفاده از ورق های FRP شده است.
- ۹- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب هشت طبقه دارای خوردگی ۱۰ درصدی در ستون ها با مدل مقاوم سازی شده توسط ورق های FRP سبب افزایش ۲۴.۴۸٪ مقاومت مقطع مدل مقاوم سازی شده نسبت به مدل خورده شده گردید.
- ۱۰- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب هشت طبقه دارای خوردگی ۳۰ درصدی در ستون ها با مدل مقاوم سازی شده توسط ورق های FRP سبب افزایش ۳۵.۱۷٪ مقاومت مقطع مدل مقاوم سازی شده نسبت به مدل خورده شده گردید.

۱۱- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب هشت طبقه دارای خوردگی در تیر

نسبت به مدل خورده نشده مشاهده گردید که خوردگی در تیر ها تاثیر چندانی در کاهش

مقاومت مقطع، شکل پذیری و سختی مقطع ندارد.

۱۲- با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل قاب پنج طبقه دارای خوردگی در ستون با

مدل مقاوم سازی شده توسط ورق های FRP سبب افزایش ۱۱.۳۹ درصدی شکل پذیری

مقطع مدل خورده شده نسبت به مدل مقاوم سازی شده با استفاده از ورق های FRP شده

است.

۱۳- با توجه به مقایسه نمودار هیستریزس اتصال داخلی می توان مشاهده کرد که مدل با خوردگی

۱۰٪ نسبت به مدل اتصال بدون خوردگی ۱۰/۸ درصد کاهش مقاومت دارد و همچنین در مدل

اتصال با خوردگی ۳۰٪ نسبت به مدل بون خوردگی باعث کاهش ۲۸/۵۷ درصدی مقاومت مقطع

اتصال تیر به ستون شده است.

۳-۵ پیشنهادات

با توجه به این امر که تحقیق و پژوهش در امری از لحاظ گستردی علمی و مبانی تئوری بسیار گسترده

هست و هر روز در این بی کران هستی ذره ای از علم و خلقت خداوند رو اثبات و اشکار شدن برای

جامعه بشری هست، با توجه به این نکته این پژوهش هم از قاعده مستثنی نخواهد بود، به همین جهت

با توجه و به روز بودن این موضوع می توان پژوهش های جامعی در این حوزه انجام داد از جمله این

موارد می توان به موارد زیر اشاره نمود:

با توجه و به روز بودن این موضوع می توان پژوهش های جامعی در این حوزه انجام داد از جمله این

موارد می توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱- بررسی اثر مقاومسازی میلگردهای FRP در اتصالات بتنی تیر به ستون با نقص خوردگی

میلگرد

۲- بررسی اثر مقاومتی ورق‌های کامپوزیتی CFRP در اتصالات بتنی تیر به ستون با نقص

خوردگی میلگرد

۳- بررسی اثر بتن پر مقاومت و بتن سبک در ترکیب ورق‌های FRP در مقاومتی اتصالات

بتنی تیر به ستون با نقص خوردگی میلگرد

۴- تحلیل لرزه ای قاب ها توسط تحلیل تاریخچه زمانی و تحلیل IDA

منابع و مآخذ:

- [١] K. Tuutti, "Corrosion of steel in concrete," Lund University, .١٩٨٢
- [٢] A. A. Almusallam, A. S. Al-Gahtani, A. R. Aziz, F. H. Dakhil, and Rasheeduzzafar, "Effect of reinforcement corrosion on flexural behavior of concrete slabs," *Journal of materials in civil engineering*, vol. ٨, pp. ١٢٣-١٢٧, .١٩٩٦
- [٣] H.-S. Lee and Y.-S. Cho, "Evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforcement corrosion," *International journal of fracture*, vol. ١٥٧, pp. ٨١-٨٨, .٢٠٠٩
- [٤] J. Cairns, G. A. Plizzari, Y. Du, D. W. Law, and C. Franzoni, "Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement," *ACI Materials Journal*, vol. ١٠٢, p. ٢٥٦, .٢٠٠٥
- [٥] A. Meda, S. Mostosi, Z. Rinaldi, and P. Riva, "Experimental evaluation of the corrosion influence on the cyclic behaviour of RC columns," *Engineering Structures*, vol. ٧٦, pp. ١١٢-١٢٣, .٢٠١٤
- [٦] R. T. Leon, "Shear strength and hysteretic behavior of interior beam-column joints," *Structural Journal*, vol. ٨٧, pp. ٣-١١, .١٩٩٠
- [٧] A. Béres, S. P. Pessiki, R. N. White, and P. Gergely, "Seismic performance of existing reinforced concrete frames designed primarily for gravity loads," in *Earthquake Engineering*, ed: University of Toronto Press, ٢٠١٩, pp. ٦٥٥-٦٦٢
- [٨] Y. Ma, Y. Che, and J. Gong, "Behavior of corrosion damaged circular reinforced concrete columns under cyclic loading," *Construction and Building Materials*, vol. ٢٩, pp. ٥٤٨-٥٥٦, .٢٠١٢
- [٩] K.-s. DAI and Y.-s. YUAN, "Experimental Study on Seismic Performance of Corroded Exterior Joints in RC Frame [J]," *Journal of China University of Mining & Technology*, vol. ١, .٢٠٠٥
- [١٠] D. Coronelli and P. Gambarova, "Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines," *Journal of structural engineering*, vol. ١٣٠, pp. ١٢١٤-١٢٢٤, .٢٠٠٤
- [١١] B. Isecke, "Failure analysis of the collapse of the Berlin Congress Hall," in *Stress corrosion of prestressing steel*, ١٩٨١, pp. ٦-١٦
- [١٢] S. C. Cederquist, "Motor speedway bridge collapse caused by corrosion," *Materials performance*, vol. ٣٩, pp. ١٨-١٩, .٢٠٠٠
- [١٣] W. Aquino and N. M. Hawkins, "Seismic retrofitting of corroded reinforced concrete columns using carbon composites," *ACI Structural Journal*, vol. ١٠٤, p. ٣٤٨, .٢٠٠٧

- [۱۴] Y.-C. Ou and H.-H. Chen, "Cyclic behavior of reinforced concrete beams with corroded transverse steel reinforcement," *Journal of Structural Engineering*, vol. ۱۴۰, p. ۰۴۰۱۴۰۵۰, ۲۰۱۴
- [۱۵] Y. C. Ou, L. L. Tsai, and H. H. Chen, "Cyclic performance of large-scale corroded reinforced concrete beams," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. ۴۱, pp. ۵۹۳-۶۰۴, ۲۰۱۲
- [۱۶] X. Zhang and B. Li, "Shear-strength capacity assessment of corroded reinforced concrete beam-column joints," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. ۳۲, p. ۰۴۰۱۸۰۶۷, ۲۰۱۸
- [۱۷] D. Zhang, Y. Zhao, W. Jin, T. Ueda, and H. Nakai, "Shear strengthening of corroded reinforced concrete columns using pet fiber based composites," *Engineering Structures*, vol. ۱۵۳, pp. ۷۵۷-۷۶۵, ۲۰۱۷
- [۱۸] C. Lu, H. Tamai, and Y. Sonoda, "A numerical study on the impact resistant capacity of RC beams with corroded reinforcement," *Procedia engineering*, vol. ۲۱۰, pp. ۳۴۱-۳۴۸, ۲۰۱۷
- [۱۹] Y.-C. Ou and N. D. Nguyen, "Influences of location of reinforcement corrosion on seismic performance of corroded reinforced concrete beams," *Engineering Structures*, vol. ۱۲۶, pp. ۲۱۰-۲۲۳, ۲۰۱۶
- [۲۰] A. Ilki, I. Bedirhanoglu, and N. Kumbasar, "Behavior of FRP-retrofitted joints built with plain bars and low-strength concrete," *Journal of Composites for Construction*, vol. ۱۵, pp. ۳۱۲-۳۲۶, ۲۰۱۱
- [۲۱] C. E. Bakis, A. Ganjehlou, D. I. Kachlakev, M. Schupack, P. Balaguru, D. J. Gee, *et al.*, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures," *Reported by ACI Committee*, vol. ۴۴۰, ۲۰۰۲
- [۲۲] L. C. Bank, *Composites for construction: structural design with FRP materials*: John Wiley & Sons, ۲۰۰۶
- [۲۳] R. Jones, R. Swamy, and A. Charif, "Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates," *Structural Engineer*, vol. ۶۶, ۱۹۸۸
- [۲۴] Y. Ziraba, M. Baluch, I. Basunbul, A. Sharif, A. Azad, and G. Al-Sulaimani, "Guidelines toward the design of reinforced concrete (RC) beams with external plates," *Structural Journal*, vol. ۹۱, pp. ۶۳۹-۶۴۶, ۱۹۹۴
- [۲۵] D. Choudhuri, J. B. Mander, and A. M. Reinhorn, "Evaluation of seismic retrofit of reinforced concrete frame structures: Part I-Experimental performance of retrofitted

- subassemblages," *National Center for Earthquake Engineering Research, Report No. NCEER-92-0030, State University of New York at Buffalo, 1992*, 1992
- [26] A. Nanni, "Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement," *Concrete International*, vol. 17, pp. 22-26, 1995
- [27] A. Seifi, A. Hosseini, M. S. Marefat, and M. S. Zareian, "Improving seismic performance of old-type RC frames using NSM technique and FRP jackets," *Engineering Structures*, vol. 147, pp. 705-723, 2017
- [28] P. Behzard, M. K. Sharbatdar, and A. Kheyroddin, "A different NSM FRP technique for strengthening of RC two-way slabs with low clear cover thickness," *Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering*, vol. 23, p. 520, 2016
- [29] A. Ghobarah and A. Said, "Shear strengthening of beam-column joints," *Engineering structures*, vol. 24, pp. 881-888, 2002
- [30] P. J. Granata and A. Parvin, "An experimental study on Kevlar strengthening of beam-column connections," *Composite structures*, vol. 53, pp. 163-171, 2001
- [31] J. Li, S. L. Bakoss, B. Samali, and L. Ye, "Reinforcement of concrete beam-column connections with hybrid FRP sheet," *Composite structures*, vol. 47, pp. 805-812, 1999
- [32] A. Mosallam, "Strength and ductility of reinforced concrete moment frame connections strengthened with quasi-isotropic laminates," *Composites Part B: Engineering*, vol. 31, pp. 481-497, 2000
- [33] S. Asplund, "Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement," in *Journal Proceedings*, 1949, pp. 397-406
- [34] M. R. Coelho, J. M. Sena-Cruz, and L. A. Neves, "A review on the bond behavior of FRP NSM systems in concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 93, pp. 1157-1169, 2015
- [35] L. D. Lorenzis and A. Nanni, "Strengthening of RC structures with near-surface mounted FRP rods. Report," ed: University of Lecce, Italy, 2002
- [36] و. ا. اصغر، "مقایسه تجربی و عددی ترمیم اتصال تیر به ستون کناری بتن مسلح با استفاده از الیاف بسپاری (FRP)." (2017)
- [37] G. J. Al-Sulaimani, A. Sharif, I. A. Basunbul, M. H. Baluch, and B. N. Ghaleb, "Shear repair for reinforced concrete by fiberglass plate bonding," *Structural Journal*, vol. 91, pp. 458-464, 1994

- [۳۸] H. Lee, T. Noguchi, and F. Tomosawa, "FEM analysis for structural performance of deteriorated RC structures due to rebar corrosion," in *Proceedings of the second international conference on concrete under severe conditions*, ۱۹۹۸, pp. ۳۲۷-۳۳۶
- [۳۹] D. C. Kent and R. Park, "Flexural members with confined concrete," *Journal of the Structural Division*, vol. ۹۷, pp. ۱۹۶۹-۱۹۹۰, ۱۹۷۱
- [۴۰] S. K. Verma, S. S. Bhadauria, and S. Akhtar, "Evaluating effect of chloride attack and concrete cover on the probability of corrosion," *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, vol. ۷, pp. ۳۷۹-۳۹۰, ۲۰۱۳
- [۴۱] وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، "مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم، بارهای وارد بر ساختمان". ویرایش سوم. ۱۳۹۲.
- [۴۲] وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، "مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه". ویرایش چهارم. ۱۳۹۲.
- [۴۳] وزارت راه و شهرسازی، کمیته ی دائمی بازنگری آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، "آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۵۸۱۱". ویرایش چهارم. ۱۳۹۴.
- [۴۴] Z. Shansuo, W. Meng, and H. Yi, "Study on influence of stirrups corrosion on energy dissipation capacity of RC frame column," *Building Structure*, p. ۰۵, ۲۰۱۴
- [۴۵] F. J. Vecchio and M. B. Emara, "Shear deformations in reinforced concrete frames," *ACI Structural journal*, vol. ۸۹, pp. ۴۶-۵۶, ۱۹۹۲
- [۴۶] C. Lee, J. F. Bonacci, M. DA Thomas, M. Maalej, S. Khajepour, and N. Hearn, "Accelerated corrosion and repair of reinforced concrete columns using carbon fibre reinforced polymer sheets," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. ۲۷, no. ۵, pp. ۹۴۱-۹۴۸, Oct. ۲۰۰۰.
- [۴۷] S. J. Pantazopoulou, J. F. Bonacci, S. Sheikh, M. D. a. Thomas, and N. Hearn, "Repair of Corrosion-Damaged Columns with FRP Wraps," *J. Compos. Constr.*, vol. ۵, no. ۱, pp. ۳- ۱۱, Feb. ۲۰۰۱.
- [۴۸] H. S. Lee, T. Kage, T. Noguchi, and F. Tomosawa, "An experimental study on the retrofitting effects of reinforced concrete columns damaged by rebar corrosion strengthened with carbon fiber sheets," *Cem. Concr. Res.*, vol. ۳۳, no. ۴, pp. ۵۶۳-۵۷۰, ۲۰۰۳.
- [۴۹] S. N. Bousias, T. C. Triantafillou, M. N. Fardis, L. Spathis, and B. A. O'Regan, "Fiberreinforced polymer retrofitting of rectangular reinforced concrete columns with or without corrosion," *ACI Struct. J.*, vol. ۱۰۱, no. ۴, pp. ۵۱۲-۵۲۰, Jul. ۲۰۰۴.
- [۵۰] Y. G. Du, L. A. Clark, and A. H. C. Chan, "Residual capacity of corroded reinforcing bars," *Mag. Concr. Res.*, vol. ۵۷, no. ۳, pp. ۱۳۵-۱۴۷, ۲۰۰۵.

[51] X. H. Wang and F. Y. Liang, "Performance of RC columns with partial length corrosion," Nucl. Eng. Des., vol. 238, no. 12, pp. 3194–3202, 2008.

Abstract

Considering that corrosion of rebar in reinforced concrete structures is one of the most important reasons for failure in this type of structures and also corrosion of concrete reduces the seismic performance of this type of structures against seismic loads, so we want to see that What is the percentage of rebar corrosion that affects the seismic performance of the structure and then by strengthening it using FRP to increase the resistance of the structure to seismic loads. Therefore, three models of 3, 6 and 9 storey buildings with similar plans and a medium bending frame system are considered and designed in Appendix software. Then, by modeling them in Appendice software, four forms without corrosion, with 10%, 30% specificity, and FRP-modeled and static analysis of pushover are performed. In this design, the connections are considered as PCHING⁴. Taken. Reinforcement is also designed using FRP sheets. By examining the results and comparing them with each other, it can be seen that the amount of resistance in the frames that have corrosion decreases compared to the frames without corrosion. Also, in the frame without corrosion, compared to the frame reinforced with FRP, an increase in strength and hardness can be observed. Also, by observing the results of static analysis of the frame, it can be concluded that the nature of the columns has a greater effect than the corrosion of the beams on the seismic performance of the structure. Therefore, it can be concluded that columns are more sensitive to corrosion than beams.

Keywords: Corrosion, Overload analysis, Concrete frame, FRP retrofitting



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Seismic performance of concrete structure with corroded bars

By: Babak Ghodrati

Supervisor:
Dr. Ebrahim Zamani Bidokhti

october ۲۰۲۱