

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

رشته مهندسی عمران گرایش سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

گسیختگی جداشدگی و لایه لایه شدگی در تیرهای بتنی تقویت شده خمشی با

صفحات FRP

نگارنده: ابراهیم عجم اکرامی

استاد راهنما:

دکتر فرشید جندقی علائی

شهریور ۱۳۹۵

دانشکده: مهندسی عمران

گروه: سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای ابراهیم عجم اکرامی به شماره دانشجویی: ۹۲۱۶۵۱۴

تحت عنوان: مدلسازی گسیختگی جداشدگی در تیرهای بتن مسلح تقویت شده با اف. آر. پی.

در تاریخ ۱۳۹۵/۶/۱۶ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی:		نام و نام خانوادگی: دکتر فرشید جندقی علایی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی:		نام و نام خانوادگی: دکتر فرنوش باسلیقه
	دکتر کرامتی		نام و نام خانوادگی: دکتر شقائی

تقدیم به

ماحصل آموخته‌هایم را تقدیم می‌کنم به آنان که مهر آسمانی‌شان آرام‌بخش آلام زمینی‌ام است.

به استوارترین تکیه‌گاهم، دستان پرمهر پدرم

به سبزترین نگاه زندگی‌ام، چشمان سبز مادرم

که هرچه آموختم در مکتب عشق شما آموختم و هرچه بکوشم قطره‌ای از دریای بیکران مهربانی‌تان را
سپاس نتوانم بگویم.

امروز هستی‌ام به امید شماست و فردا کلید باغ بهشت‌م رضای شماست.

ره‌آوردی گران‌سنگ‌تر از این ارزان نداشتم، تا به خاک پایتان نثار کنم، باشد که حاصل تلاش‌م نسیم
گونه، غبار خستگی‌تان را بزدايد .

قدردانی

از آنجایی که تجلیل از معلم، سپاس از انسانی است که هدف و غایت آفرینش را تأمین می‌کند و سلامت امانت‌هایی را که به دستش سپرده‌اند، تضمین، برحسب وظیفه و از باب "من لم یشکر المنعم من المخلوقین لم یشکر الله عزّ و جلّ" از استاد با کمالات و شایسته، جناب آقای دکتر فرشید جندقی علائی که در کمال سعه‌صدر، و با حسن خلق از هیچ کمکی در این عرصه بر من دریغ ننمودند و زحمت راهنمایی این رساله را بر عهده گرفتند و همچنین از استادان فرزانه، جناب آقای دکتر باسلیقه و جناب آقای دکتر شفائی که زحمت داوری این رساله را متقبل شدند، کمال تشکر و قدردانی را دارم.

اقرارنامه

اینجانب ابراهیم عجم اکرامی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته‌ی مهندسی عمران-سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود، نویسنده پایان‌نامه "مدلسازی گسیختگی جداسازی در تیرهای بتن مسلح تقویت شده با اف. آر. پی." تحت راهنمایی آقای دکتر فرشید جندقی علایی متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این پایان‌نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان‌نامه 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 شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه شاهرود» و یا «Shahrood University» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان‌نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان‌نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آن‌ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

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 است) متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان‌نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده

یک مدل سه بعدی اجزا محدود برای شبیه سازی رفتار تیرهای تقویت شده با اف. آر. پی، توسعه داده شده است. از برنامه آباکوس برای این هدف استفاده کرده ایم. بتن با استفاده از یک مدل آسیب پلاستیک مدل شده است. آرماتورها به صورت مصالح و با اتصال کامل بین بتن و آرماتور، مدل می شوند. یک مدل چسب برای مدل سازی سطح اتصال بتن و اف. آر. پی استفاده شده است. مشخصات اتصال مورد نیاز برای ورودی مدل چسب، از قبیل سختی اولیه، مقاومت برشی و انرژی شکست، بر اساس نتایج اجزا محدود به نتایج آزمایشگاهی حاصل از مقالات پیشنهاد شده است. سختی اولیه به خواص چسب منسوب شده است. مقاومت برشی و انرژی شکست به عنوان تابعی از مقاومت کششی بتن و مشخصات چسب بیان شده است. مدل از طریق مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در مورد مود شکست و رفتار بار-جابجایی تأیید شده است.

اثر چندین پارامتر از قبیل مدول الاستیسیته، ضخامت، طول و عرض اف. آر. پی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می دهد، هنگامی که طول اف. آر. پی افزایش می یابد، ظرفیت باربری تیر برای مقاومت خمشی افزایش می یابد. نتایج همچنین نشان می دهد که نسبت عرض اف. آر. پی به بتن و سختی اف. آر. پی روی مود شکست تیر تقویت شده اثر می گذارد. بار ماکزیمم با افزایش نسبت عرض افزایش می یابد. با افزایش سختی اف. آر. پی تا یک مقدار معینی باعث افزایش بار ماکزیمم می شود، بعد از آن باعث کاهش بار ماکزیمم می شود.

کلمات کلیدی: اجزا محدود، آباکوس، مدل آسیب پلاستیک، مقاوم سازی، اف. آر. پی.

فهرست مطالب:

۱	فصل اول: کلیات.....
۲	۱-۱- مقدمه.....
۴	۲-۱- سازه‌های بتن آرمه.....
۵	۱-۲-۱- پیشینه تاریخی بتن آرمه.....
۷	۲-۲-۱- سازگاری بتن و فولاد.....
۷	۳-۲-۱- مزایا و معایب بتن آرمه.....
۸	۳-۱- FRP.....
۹	۱-۳-۱- اشکال مختلف FRP.....
۹	۱-۱-۳-۱- ورقه‌های FRP.....
۱۰	۲-۱-۳-۱- کابل، نوار و تاندون‌های پیش‌تنیدگی.....
۱۱	۳-۱-۳-۱- میلگردهای FRP.....
۱۲	۲-۳-۱- دلایل استفاده روزافزون از FRP.....
۱۲	۳-۳-۱- مزایای استفاده از FRP در سازه‌های بتن آرمه.....
۱۳	۴-۳-۱- برخی از موارد کاربرد FRP.....
۱۳	۴-۱- مقاوم‌سازی و اهمیت آن.....

- ۱-۴-۱- عوامل مؤثر در انتخاب تکنیک مقاومسازی..... ۱۵
- ۱-۴-۲- برخی از روش‌های مقاومسازی سازه‌های بتن‌آرمه..... ۱۵
- ۱-۵-۱- مقاومسازی سازه‌های بتنی با FRP..... ۱۶
- ۱-۵-۱- سیستم‌های مرکب جدید..... ۱۷
- ۱-۵-۲- مقاومسازی اعضای باربر سازه‌ای با ورقه FRP..... ۱۷
- ۱-۵-۲-۱- تقویت خمشی..... ۱۸
- ۱-۵-۲-۲- تقویت برشی..... ۱۸
- ۱-۵-۲-۳- تقویت ستون‌ها..... ۲۰
- ۱-۵-۲-۴- تقویت اتصال و سیستم دال یا عرشه پل..... ۲۱
- ۱-۶-۱- گسیختگی سازه‌های تقویت شده با FRP..... ۲۲
- فصل دوم: ۲۵
- ۱-۲- مقدمه: ۲۶
- ۱-۲-۲- FRP..... ۲۶
- ۱-۲-۳- تاریخچه صنعت FRP در آمریکا و ظهور آن در صنعت ساختمان..... ۲۷
- ۱-۲-۴- کامپوزیت..... ۲۷
- ۱-۲-۵- پلیمر..... ۲۸
- ۱-۵-۱- پلیمر ترموست..... ۲۸

- ۲۹..... پلیمر ترموپلاستیک ۲-۵-۲
- ۳۰..... پرکننده ۶-۲
- ۳۱..... انواع الیاف‌های تشکیل دهنده FRP ۷-۲
- ۳۱..... الیاف شیشه‌ای یا GFRP ۱-۷-۲
- ۳۲..... E-Glass ۱-۱-۷-۲
- ۳۲..... Z-Glass ۲-۱-۷-۲
- ۳۲..... A-Glass ۳-۱-۷-۲
- ۳۳..... S-Glass ۴-۱-۷-۲
- ۳۳..... C-Glass ۵-۱-۷-۲
- ۳۳..... الیاف کربنی یا CFRP ۲-۷-۲
- ۳۳..... الیاف کربنی از نوع PAN ۱-۲-۷-۲
- ۳۴..... الیاف با اساس قیری ۲-۲-۷-۲
- ۳۴..... الیاف آرامیدی یا AFRP ۳-۷-۲
- ۳۶..... الیاف وینیلی یا VFRP ۴-۷-۲
- ۳۷..... روش‌های تولید کامپوزیت FRP ۸-۲
- ۳۷..... بافتن رشته‌ها به هم ۱-۸-۲
- ۳۸..... فرآیند پالتروزن ۲-۸-۲
- ۳۸..... از طریق فرآیند فشرده سازی در خلأ ۳-۸-۲

- ۳۹.....۴-۸-۲- فرآیند تولید قالب گیری متناسب.....
- ۳۹.....۹-۲- عوامل مؤثر در خواص یک محصول تولیدی FRP.....
- ۳۹.....۱۰-۲- عوامل مؤثر در خواص مکانیکی FRP.....
- ۳۹.....۱۱-۲- تکنیک های تسلیح سطحی عضو بتن آرمه با ورقه FRP.....
- ۴۰.....۱-۱۱-۱- نصب میله های تعبیه شده نزدیک به سطح FRP , NSM.....
- ۴۱.....۲-۱۱-۲- نصب لایه های پیوندی خارجی.....
- ۴۲.....۱۲-۲- انواع روش های نصب FRP به صورت اتصال خارجی.....
- ۴۳.....۱-۱۲-۲- روش نصب تر.....
- ۴۳.....۲-۱۲-۲- روش نصب ماشینی.....
- ۴۳.....۳-۱۲-۲- روش پیش عمل آوری شده.....
- ۴۵.....فصل سوم: تحقیقات مرتبط و مقررات طراحی.....
- ۴۶.....۱-۳- رفتار تیرهای تقویت شده.....
- ۴۶.....۱-۱-۳- مقدمه.....
- ۴۷.....۲-۱-۳- مقاوم سازی خمشی تیر.....
- ۴۸.....۳-۱-۳- مقاوم سازی برشی تیرها.....
- ۴۹.....۴-۱-۳- مودهای گسیختگی.....
- ۵۱.....۵-۱-۱- انواع جداشدگی و سوابق امور انجام گرفته پیرامون آن.....
- ۵۱.....۱-۵-۱-۱- جدا شدن انتهای ورق از سطح بتن.....

- ۵۳.....۳-۱-۵-۲- جداشدگی در محل ترک‌های خمشی.....
- ۵۴.....۳-۱-۵-۳- جداشدگی در محل ترک‌های برشی.....
- ۵۵.....۳-۲- آیین‌نامه‌های طراحی.....
- ۵۵.....۳-۲-۱- کلیات.....
- ۵۶.....۳-۲-۲- ضرایب اطمینان مصالح.....
- ۵۷.....۳-۲-۳- کرنش مجاز.....
- ۵۷.....۳-۲-۴- امنیتی کاهنده.....
- ۵۷.....۳-۲-۵- محاسبه خمش.....
- ۵۹.....۳-۲-۶- عمل مرکب.....
- ۵۹.....۳-۲-۶-۱- جداشدگی صفحات در ترک‌های انتهایی و ترک‌های خمشی.....
- ۶۲.....۳-۲-۶-۲- ترک‌های برشی.....
- ۶۳.....۳-۲-۶-۳- تمرکز تنش در انتهای صفحات.....
- ۶۵.....۳-۳- بحث.....
- ۶۷..... فصل چهارم: مدل‌سازی.....
- ۶۸.....۴-۱- روش المان محدود.....
- ۷۰.....۴-۲- آباکوس.....
- ۷۳.....۴-۳- مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن.....
- ۷۳.....۴-۳-۱- معرفی مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن.....

- ۷۵.....کاهش سختی الاستیک در هنگام نرم شوندگی کرنش.....۲-۳-۴
- ۷۵.....رفتار تک محوری تناوبی.....۳-۳-۴
- ۷۷.....سخت شدن کششی.....۴-۳-۴
- ۷۸.....رفتار تنش کرنش پس از شکست.....۵-۳-۴
- ۷۹.....تعریف رفتار فشاری.....۶-۳-۴
- ۸۰.....تعریف آسیب و بازیابی سختی.....۷-۳-۴
- ۸۱.....آسیب کششی.....۸-۳-۴
- ۸۱.....آسیب فشاری.....۹-۳-۴
- ۸۱.....بازیابی سختی.....۱۰-۳-۴
- ۸۲.....تحلیل غیرخطی تیر و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی.....۴-۴
- ۸۲.....نمونه‌های آزمایشگاهی.....۱-۴-۴
- ۸۳.....تیر کنترل.....۲-۴-۴
- ۸۴.....تیرهای تقویت شده.....۳-۴-۴
- ۸۵.....مدل‌های تشکیل دهنده.....۵-۴
- ۸۵.....کلی.....۱-۵-۴
- ۸۵.....بتن.....۲-۵-۴
- ۹۱.....آرماتور فولادی.....۳-۵-۴
- ۹۳.....FRP.....۴-۵-۴

۹۳۵-۵-۴ اتصال بتن و میلگردها.
۹۴۶-۵-۴ اتصال بتن و FRP.
۹۸۷-۵-۴ اتصال بین چسب و FRP.
۹۸۸-۵-۴ هندسه مدل و نوع المان‌ها.
۹۹۹-۵-۴ مش و مسائل همگرایی.
۱۰۰۱۰-۵-۴ شرایط مرزی.
۱۰۰۱۱-۵-۴ مقایسه با نتایج آزمایشگاهی.
۱۰۱۶-۴ نتایج.
۱۰۱۱-۶-۴ منحنی بار-تغییر شکل.
۱۰۲۲-۶-۴ اثر مقاوم‌سازی روی تنش.
۱۰۲۳-۶-۴ گسترش ترک.
۱۰۲۴-۶-۴ مود شکست.
۱۰۲۵-۶-۴ تنش در لایه اتصال.
۱۰۴۷-۴ نمودارهای خروجی از آباکوس.
۱۰۴۱-۷-۴ نمودار صحت‌سنجی تیر کنترل.
۱۰۶۲-۷-۴ نمودار صحت‌سنجی تیر تقویت شده RB2.
۱۰۹۳-۷-۴ نمودار صحت‌سنجی تیر تقویت شده RB3.
۱۱۰۴-۷-۴ نمودار مقایسه‌ای.

فصل پنجم: مطالعات پارامتریک.....	۱۱۱
۵-۱- مقدمه.....	۱۱۲
۵-۲- منحنی‌های بار-تغییر شکل.....	۱۱۳
۵-۳- مقایسه پارامتری مصالح.....	۱۱۷
۵-۳-۱- مود شکست.....	۱۱۷
۵-۳-۲- عرض FRP.....	۱۱۹
۵-۳-۳- مدول الاستیسیته.....	۱۲۲
۵-۳-۴- ضخامت FRP.....	۱۲۴
۵-۴- مقایسه نتایج با روابط آیین‌نامه ACI.....	۱۲۶
فصل ششم: نتیجه‌گیری.....	۱۲۹
۶-۱- نتیجه‌گیری.....	۱۳۰
۶-۲- پیشنهادها.....	۱۳۳
فصل هفتم: منابع.....	۱۳۵
۷-۱- منابع.....	۱۳۶

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱-۱- اجزای تشکیل دهنده FRP..... ۹
- شکل ۲-۱- انواع صفحات FRP..... ۱۰
- شکل ۳-۱- نوار FRP..... ۱۰
- شکل ۴-۱- میلگردهای FRP..... ۱۱
- شکل ۵-۱- (الف) تقویت سازه با اضافه کردن اعضای جدید، (ب) ترمیم با تقویت موضعی..... ۱۶
- شکل ۶-۱- حالات مختلف تقویت ستون بتن آرمه مربعی شکل..... ۲۱
- شکل ۷-۱- اشکال مختلف تقویت اتصال با ورقه FRP..... ۲۱
- شکل ۱-۲- الیاف شیشه‌ای..... ۳۲
- شکل ۲-۲- الیاف کربنی..... ۳۳
- شکل ۳-۲- الیاف آرامید..... ۳۵
- شکل ۴-۲- الیاف وینیلولی..... ۳۷
- شکل ۵-۲- تولید FRP با استفاده از بافتن رشته‌ها به هم..... ۳۷
- شکل ۶-۲- روند تولید ورقه و پوشش FRP از طریق فرایند پلترژن..... ۳۸
- شکل ۱-۳- مقاوم‌سازی خمشی دال‌های پل بتن مسلح بزرگراهی در چین..... ۴۸
- شکل ۲-۳- مودهای شکست در تیرهای تقویت شده برای خمش..... ۵۰
- شکل ۳-۳- مودهای شکست در اتصال بتن و صفحات..... ۵۱

- شکل ۳-۴- دیاگرام تنش کرنش برای مقطع مستطیل شکل تیر..... ۵۸
- شکل ۳-۵- دیاگرام بیشترین افزایش ممکن در تنش کششی بین دو ترک مجاور..... ۶۰
- شکل ۳-۶- مدل مشابه برای تجزیه تحلیل شکست برشی انتهای FRP..... ۶۳
- شکل ۴-۱- پاسخ بتن تحت بارگذاری تک محوره..... ۷۴
- شکل ۴-۲- تأثیر پارامتر بازیابی سختی فشاری (w_c)..... ۷۷
- شکل ۴-۳- تعریف کرنش ترک خوردگی ϵ_t^{ck} برای بیان سخت شدگی کششی..... ۷۸
- شکل ۴-۴- تعریف کرنش فشاری غیر الاستیک ϵ_c^{in} برای بیان سخت شدگی فشاری..... ۷۹
- شکل ۴-۵- چرخه بار محوری (کشش-فشار-کشش) با فرض مقادیر پیش فرض برای سختی..... ۸۲
- شکل ۴-۶- هندسه، آرماتورها و بارهای تیرهای آزمایش..... ۸۳
- شکل ۴-۷- طول FRP در تیرهای سری RB1, RB2 و RB3 آزمایش..... ۸۳
- شکل ۴-۸- منحنی بار-تغییر شکل برای تیر کنترل حاصل از کارهای آزمایشگاهی..... ۸۴
- شکل ۴-۹- منحنی بار-تغییر شکل برای تیر RB2 حاصل از کارهای آزمایشگاهی..... ۸۴
- شکل ۴-۱۰- منحنی بار-تغییر شکل برای تیر RB3 حاصل از کارهای آزمایشگاهی..... ۸۴
- شکل ۴-۱۱- منحنی تنش-کرنش تک محوره بتن..... ۸۶
- شکل ۴-۱۲- منحنی نرم شوندگی بتن تحت کشش یک محوره..... ۸۶
- شکل ۴-۱۳- بتن تحت کشش یک جهته..... ۸۸
- شکل ۴-۱۴- پاسخ بتن به بارگذاری یک جهته فشاری..... ۸۹
- شکل ۴-۱۵- منحنی تنش-کرنش بتن در فشار..... ۸۹

- شکل ۴-۱۶- منحنی تنش- کرنش کششی برای آرماتورهای فولادی معمولی..... ۹۱
- شکل ۴-۱۷- منحنی تنش- کرنش ایده آل شده برای آرماتورهای فولادی..... ۹۲
- شکل ۴-۱۸- رفتار تنش- کرنش فولاد..... ۹۲
- شکل ۴-۱۹- قانون دو خطی ترکیب کشش-جداشدگی..... ۹۴
- شکل ۴-۲۰- مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود برای مدل‌های مختلف از رفتار سطح تماس و رفتار ایزوتروپیک برای FRP برای تیر RB1..... ۹۷
- شکل ۴-۲۱- تیر به صورت یک دوم مدل شده است..... ۹۸
- شکل ۴-۲۲- المان Cohesive از نوع COH3D6..... ۱۰۰
- شکل ۴-۲۳- شرایط مرزی استفاده شده در کار عددی..... ۱۰۰
- شکل ۴-۲۴- تنش محوری در مصالح کامپوزیت و تنش برشی در لایه اتصال..... ۱۰۳
- شکل ۴-۲۵- مقایسه منحنی بار-تغییر شکل بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود در تیر کنترل..... ۱۰۴
- شکل ۴-۲۶- تنش‌های محوری در تیر کنترل تحت بار ۶۸ کیلونیوتن..... ۱۰۴
- شکل ۴-۲۷- کرنش پلاستیک در تیر کنترل..... ۱۰۵
- شکل ۴-۲۸- مقایسه گسترش ترک خوردگی بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود توسط Obaidat..... ۱۰۵
- شکل ۴-۲۹- مقایسه منحنی بار-تغییر شکل بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود در تیر RB2..... ۱۰۶
- شکل ۴-۳۰- تنش‌های محوری در تیر RB2 تحت بار ۶۸ کیلونیوتن..... ۱۰۶
- شکل ۴-۳۱- کرنش پلاستیک در تیر RB2..... ۱۰۶
- شکل ۴-۳۲- تنش‌های برشی در سطح اتصال در اولین مراحل بارگذاری..... ۱۰۷

- شکل ۴-۳۳- تنش‌های برشی در سطح اتصال در انتهای بارگذاری ۱۰۷.....
- شکل ۴-۳۴- تنش‌های برشی سطح اتصال در بارهای مختلف برای تیر RB2 ۱۰۷.....
- شکل ۴-۳۵- بیشترین مقدار معیار شروع شکست کششی در سطح تماس در اولین مراحل بارگذاری تیر RB2 ۱۰۸.....
- شکل ۴-۳۶- بیشترین مقدار معیار شروع شکست کششی در سطح تماس در انتها بارگذاری تیر RB2 ۱۰۸.....
- شکل ۴-۳۷- مقایسه منحنی بار-تغییر شکل بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود در تیر RB3 ۱۰۹.....
- شکل ۴-۳۸- کرنش پلاستیک در تیر RB3 ۱۰۹.....
- شکل ۴-۳۹- مقایسه نمودار بار-تغییر شکل ۱۱۰.....
- شکل ۵-۱- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۵۰-۵۰ ۱۱۳.....
- شکل ۵-۲- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۲۴-۵۰-۵۰ ۱۱۴.....
- شکل ۵-۳- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۱۶۵-۵۰ ۱۱۴.....
- شکل ۵-۴- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۲۴-۱۶۵-۵۰ ۱۱۴.....
- شکل ۵-۵- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۳۰۰-۵۰ ۱۱۵.....
- شکل ۵-۶- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۲۴-۳۰۰-۵۰ ۱۱۵.....
- شکل ۵-۷- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۵۰-۱۵۰ ۱۱۵.....
- شکل ۵-۸- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۲۴-۵۰-۱۵۰ ۱۱۶.....
- شکل ۵-۹- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۱۶۵-۱۵۰ ۱۱۶.....

- شکل ۵-۱۰- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۲۴-۱۶۵-۱۵۰..... ۱۱۶
- شکل ۵-۱۱- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۳۰۰-۱۵۰..... ۱۱۷
- شکل ۵-۱۲- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۲۴-۳۰۰-۱۵۰..... ۱۱۷
- شکل ۵-۱۳- انتشار ترک در تیر ۲۴-۵۰-۵۰ در لحظه شکست..... ۱۱۸
- شکل ۵-۱۴- انتشار ترک در تیر ۲۴-۵۰-۱۵۰ در لحظه شکست..... ۱۱۸
- شکل ۵-۱۵- مقدار برش در تیر ۲۴-۵۰-۵۰ کمی قبل از وقوع شکست..... ۱۱۹
- شکل ۵-۱۶- مقدار برش در تیر ۲۴-۵۰-۵۰ در انتهای بارگذاری..... ۱۱۹
- شکل ۵-۱۷- آغاز تغییر شکل‌های پلاستیک در آرماتورها در لحظه شکست در تیر ۲۴-۵۰-۵۰..... ۱۱۹
- شکل ۵-۱۸- مقایسه تأثیر عرض FRP..... ۱۲۰
- شکل ۵-۱۹- مقایسه تأثیر عرض FRP..... ۱۲۰
- شکل ۵-۲۰- مقایسه تأثیر عرض FRP..... ۱۲۰
- شکل ۵-۲۰- مقایسه تأثیر عرض FRP..... ۱۲۱
- شکل ۵-۲۲- مقایسه تأثیر عرض FRP..... ۱۲۱
- شکل ۵-۲۳- مقایسه تأثیر عرض FRP..... ۱۲۱
- شکل ۵-۲۴- مقایسه تأثیر مدول الاستیسیته FRP..... ۱۲۲
- شکل ۵-۲۵- مقایسه تأثیر مدول الاستیسیته FRP..... ۱۲۲
- شکل ۵-۲۶- مقایسه تأثیر مدول الاستیسیته FRP..... ۱۲۳
- شکل ۵-۲۷- مقایسه تأثیر مدول الاستیسیته FRP..... ۱۲۳

شكل ٥-٢٨- مقايسه تأثير ضخامت FRP ١٢٤

شكل ٥-٢٩- مقايسه تأثير ضخامت FRP ١٢٤

شكل ٥-٣٠- مقايسه تأثير ضخامت FRP ١٢٥

شكل ٥-٣١- مقايسه تأثير ضخامت FRP ١٢٥

شكل ٥-٣٢- مقايسه تأثير ضخامت FRP ١٢٥

شكل ٥-٣٣- مقايسه تأثير ضخامت FRP ١٢٦

فهرست جداول

- جدول ۱-۲- خصوصیات مکانیکی نمونه برای کامپوزیت‌های شیشه، کربن و آرامید..... ۳۶
- جدول ۲-۲- مقایسه خصوصیات مکانیکی نمونه‌های مختلف کامپوزیت..... ۳۶
- جدول ۱-۳- ضرایب اطمینان مصالح..... ۵۶
- جدول ۲-۳- مقادیر γ ۵۸
- جدول ۳-۳- طول مهاری..... ۶۰
- جدول ۴-۳- بیشترین نیرو و محدودیت‌های اضافی..... ۶۱
- جدول ۱-۴- پارامترهای مورد نیاز مدل CDP بتن در تعریف رفتار پلاستیک بتن..... ۹۱
- جدول ۲-۴- تعریف رفتار الاستیک لایه چسب..... ۹۵
- جدول ۱-۵- مشخصات نمونه‌ها..... ۱۱۳
- جدول ۱-۶- درصد تأثیر ضخامت FRP روی ظرفیت باربری..... ۱۳۲
- جدول ۲-۶- درصد تأثیر عرض FRP روی ظرفیت باربری..... ۱۳۲
- جدول ۳-۶- درصد تأثیر مدول الاستیسیته FRP روی ظرفیت باربری..... ۱۳۳

فصل اول

کلیات

۱-۱ - مقدمه

بتن^۱ یکی از رایج‌ترین مصالح ساختمانی است و در ساختمان‌ها، پل‌ها و دیگر سازه‌های سنگین استفاده شده است. به‌طور معمول، سازه‌های بتنی بسیار بادوام هستند، اما گاهی اوقات نیاز به تقویت دارند. علت آن می‌تواند ترک‌خوردگی به‌واسطه اثرات زیست‌محیطی، استفاده از یک پل برای ترافیک سنگین‌تر، مقررات جدید ساختمان یا خسارات حاصل از زمین‌لرزه باشد.

بتن ماده‌ای است که می‌تواند بارهای فشاری را به‌خوبی تحمل کند، اما در برابر بارهای کششی حساس است؛ بنابراین، سازه‌های بتنی معمولاً با قرار دادن میله‌گردهای فولادی در مناطقی که کشش افزایش می‌یابد، مسلح می‌شوند. بعد از بتن‌ریزی نمی‌توان از این تقویت استفاده کرد، یک روش مقاوم‌سازی دیگر، چسباندن تقویت روی سطح خارجی سازه در نواحی تحت کشش است.

¹ Concrete

کامپوزیت الیاف^۱ می‌تواند به صورت خارجی در مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی استفاده شود. مصالح کامپوزیت الیاف چگالی کمی دارند، به راحتی می‌توانند نصب شده و در محل کار به راحتی به طول‌های دلخواه بریده شوند؛ بنابراین، کامپوزیت الیاف به عنوان تقویت خارجی برای سازه‌های بتنی، در سراسر جهان بسیار مورد توجه و محبوب شد.

استفاده از الیاف تقویت پلیمری^۲ به اوایل ۱۹۴۰ بازمی‌گردد؛ زمانی که از آن‌ها در هوا و فضا و نیروی دریایی مورد استفاده قرار گرفت. در طول ۱۹۷۰ و اوایل ۱۹۸۰، استفاده از FRP در کارهای مهندسی عمران برای استفاده در سازه‌های جدید شروع شد، اما بیشتر برای تعمیر و تقویت سازه‌های موجود مهم بود.

مصالح FRP به دلیل نسبت مقاومت به وزن و نسبت سختی به وزن بالا، مقاومت در برابر خوردگی، سرعت نصب، کاهش هزینه‌های نصب و همچنین کاربردهای متنوع و امکان بهینه‌سازی عملکردهای گوناگون این مواد در سازه‌ها مورد توجه بسیاری قرار گرفته‌اند.

این مهم است که رفتار یک سازه تقویت شده را به خوبی درک کنیم و بدانیم چه پارامترهایی روی مود شکست و ظرفیت باربری آن تأثیر می‌گذارد. هدف این پایان‌نامه بررسی رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت شده با کامپوزیت الیاف است.

این سازه‌ها یک مشکل بحرانی دارد و آن این است که ممکن است به صورت ناگهانی گسیخته شوند. این شکست‌ها شامل جدایی^۳ بین بتن و کامپوزیت است. به این پدیده که جداشدگی^۴ نامیده می‌شود، توجه ویژه‌ای شده است.

¹ Fibre composite

² Fiber Reinforcement Polymer (FRP)

³ separation

⁴ debonding

بخشی از این مطالعه توسعه چارچوب مدل‌سازی کامپیوتری است. محاسبات سه‌بعدی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح انجام شده است.

محاسبات به‌وسیله آزمایش‌ها تأیید شده است. نتایج توانایی محاسبات را برای ایجاد مجدد^۱ رفتار بار-تغییر شکل، توزیع ترک و مودهای شکست، تأیید می‌کند. شبیه‌سازی و آزمایش‌ها نشان می‌دهد که کاربرد کامپوزیت الیاف می‌تواند ظرفیت بار و سختی تیر را افزایش دهد.

۱-۲- سازه‌های بتن آرمه^۲

مصالح ساختمانی گوناگونی از دیرباز توسط انسان مورد استفاده قرار گرفته است. در این میان شاید بتوان از چوب، سنگ، فولاد و بتن به‌عنوان پرمصرف‌ترین مصالح ساختمانی نام برد. بتن که در حقیقت یک نوع سنگ ساخته دست بشر است، از مقاومت فشاری قابل قبول و مقاومت کششی بسیار پایین (در حدود ۱۰٪ مقاومت فشاری) برخوردار است. از طرفی در بسیاری از قطعات سازه‌ای، کشش مستقیم و یا کشش ناشی از خمش ایجاد می‌شود. به همین جهت برای جبران ضعف مقاومت کششی بتن، ایده بتن مسلح ابداع شده است. در این روش، در هر قسمت که قطعه سازه‌ای تحت کشش (کشش مستقیم یا کشش ناشی از خمش) قرار گیرد، از فولاد به‌عنوان یک ماده مقاوم در مقابل کشش ایجاد شده، استفاده می‌گردد.

اگرچه ایده اولیه در ابداع بتن مسلح، واگذاری نقش مقاومت در مقابل تنش‌های کششی به فولاد بوده است؛ با این وجود فولاد می‌تواند به‌عنوان یک عنصر کمکی در تحمل فشار نیز در کنار بتن قرار گیرد. به همین دلیل میلگردهای مسلح‌کننده در قطعات فشاری نظیر ستون‌ها و یا حتی در ناحیه فشاری تیرها به‌عنوان فولاد فشاری به کار می‌روند.

¹ recreate

² Reinforced Concrete

توجه داشته باشید که در یک مقطع بتن آرمه، ممکن است ترک‌های کششی در ناحیه کششی بتن و در جهت متعامد نسبت به جهت تنش‌های کششی ایجاد شوند. این ترک‌ها ممکن است از میلگردهای کششی نیز عبور کرده و تا نزدیکی‌های تار خنثی بالا روند. با این وجود، معمولاً عرض این ترک‌ها بسیار محدود بوده (کوچک‌تر از ۰/۳ میلی‌متر) و در عملکرد قطعه بتن مسلح دخالت نمی‌کنند [1].

۱-۲-۱- پیشینه تاریخی بتن آرمه

اگرچه گفته می‌شود سیمان از دیرباز توسط ایرانیان و رومیان به‌عنوان یک ماده ساختمانی به کار گرفته شده است، اما سابقه ثبت سیمان پرتلند به جوزف آسپیدین^۱ انگلیسی در سال ۱۸۲۴ بازمی‌گردد. از آن پس بتن غیرمسلح برای سال‌ها به‌عنوان یک مصالح ساختمانی خوب، تولید شد.

سابقه استفاده از بتن مسلح به سال ۱۸۵۰ برمی‌گردد که جوزف لامبوت^۲ فرانسوی یک قایق بتنی را که با شبکه‌ای از سیم‌های موازی مسلح شده بود، تولید کرد. با این حال اختراع بتن آرمه معمولاً به جوزف مونیر^۳ فرانسوی نسبت داده می‌شود. وی در سال ۱۸۶۷، ابداع ساخت حوضچه‌ها و مخازن بتنی مسلح به شبکه‌ای از سیم آهنی را برای خود ثبت نمود. از آن به بعد مونیر تا سال ۱۸۸۱، موارد متعددی از کاربرد بتن مسلح را از جمله در ساخت لوله‌ها و تانک‌ها، صفحات و دال‌های مسطح، پل‌های عابر پیاده، قوس‌ها، ساختمان‌ها و اجزاء رابط خطوط آهن به نام خود به ثبت رساند. با این وجود گفته می‌شود که وی دانش مربوط به رفتار بتن آرمه و یا روش مناسب جهت محاسبات طراحی را نداشته است.

در آمریکا ویلیام وارد^۴ نخستین ساختمان بتن آرمه را در سال ۱۸۷۵ در نیویورک بنا نمود. همچنین تادیوس هیات^۵ که در ابتدا یک وکیل بود، در دهه ۱۸۵۰ تجربیاتی را در مورد تیر بتن آرمه انجام داد.

¹ Joseph Aspdin

² Joseph Lambot

³ Joseph Monier

⁴ William E. Ward

⁵ Thaddeus Hyatt

وی میله‌های آهنی را در ناحیه کششی تیر قرار داد و در نزدیکی تکیه‌گاه آن را به طرف بالا خم کرده و در ناحیه فشاری مهار نمود. او همچنین میله‌های قائمی را در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها برای تحمل برش به کاربرد. هیات در سال ۱۸۷۷ یک کتاب ۲۸ صفحه‌ای در ارتباط با موضوع تحقیقات خود منتشر کرد.

همچنین رانسام^۱ در دهه ۱۸۷۰ در شهر سانفرانسیسکو مواردی از استفاده از بتن‌آرمه تجربه نمود. وی در سال ۱۸۸۴، استفاده از میله‌های آجدار را با پیچاندن میله‌هایی با سطح مقطع مربعی و به منظور فراهم نمودن چسبندگی بهتر بین فولاد و بتن، به نام خود ثبت کرد. همچنین وی در سال ۱۸۹۰، ساختمان یک موزه دو طبقه به طول ۹۵ متر را به صورت بتن‌آرمه بنا نمود. این ساختمان در زلزله سال ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو و نیز در آتش‌سوزی متعاقب این زلزله، آسیب جزئی دید که این عملکرد و نیز عملکرد مناسب سایر ساختمان‌های بتن‌آرمه در آن زلزله و آتش‌سوزی متعاقب، منجر به اقبال عمومی به این سیستم جدید ساختمان‌سازی گردید.

در سال ۱۹۰۳، تشکیل یک کمیته مشترک از نمایندگان سازمان‌های علاقه‌مند در زمینه بتن‌آرمه در آمریکا، نقطه شروعی برای همگانی کردن دانش طراحی بتن‌آرمه بود. از آن به بعد در دهه اول قرن بیستم، آزمایش‌های متعددی توسط دانشمندان در آمریکا و اروپا جهت تعیین مقاومت فشاری بتن و مدول الاستیسیته بتن انجام گرفت. از سال ۱۹۱۶ تا ۱۹۳۵، بیشتر تحقیقات بر ستون‌های بتن‌آرمه با بار خارج از محور، شالوده بتن‌آرمه و نیز مقاومت نهایی تیرها بیشتر مورد توجه محققین قرار گرفت.

از آن به بعد و تاکنون تحقیقات بسیار زیادی در زمینه رفتار قطعات و سازه‌های بتن‌آرمه انجام گرفته است. هزاران رساله کارشناسی ارشد و دکترا در این زمینه در دهه‌های اخیر به رشته تحریر در آمده است. با این وجود به اعتقاد نگارنده، هنوز ناشناخته‌های فراوانی در زمینه رفتار اجزاء بتن‌آرمه وجود دارد.

^۱ E.L. Ransome

از همین رو در حال حاضر نیز بسیاری از تحقیقات زنده دانشگاه‌های معتبر و مراکز تحقیقاتی دنیا در زمینه اجزاء و قطعات بتن‌آرمه معطوف می‌گردد [1].

۱-۲-۲- سازگاری بتن و فولاد

بتن و فولاد سازگاری قابل توجهی برای تشکیل یک جسم مرکب دارند؛ در ادامه به این موارد اشاره می‌شود. ضریب انبساط حرارتی بتن و فولاد بسیار به هم نزدیک است؛ به همین دلیل تحت تأثیر تغییرات دمای متداول، تنش‌های قابل توجهی بین آن‌ها ایجاد نمی‌شود. بتن و فولاد چسبندگی بسیار خوبی با یکدیگر داشته و بین آن دو معمولاً لغزش اتفاق نمی‌افتد؛ بنابراین می‌توانند عملکرد مرکبی با یکدیگر داشته باشند و همانند یک جسم واحد عمل کنند. چسبندگی بسیار خوب بین بتن و فولاد، ناشی از چسبندگی شیمیایی بین دو ماده و نیز ناصافی‌های سطحی و برآمدگی‌های آج میلگرد می‌باشد. فولاد ماده‌ای است که به راحتی در معرض خوردگی شیمیایی قرار می‌گیرد؛ درحالی که بتن معمولاً نفوذناپذیری قابل قبولی دارد و می‌تواند فولاد مسلح کننده را در مقابل خوردگی محافظت نماید. مقاومت فولاد در مقابل دمای آتش بسیار پایین است؛ درحالی که پوشش بتن که روی میلگردها قرار گرفته است، مقاومت بسیار خوبی در مقابل آتش‌سوزی ایجاد می‌کند [1].

۱-۲-۳- مزایا و معایب بتن‌آرمه

مصالح مختلفی مثل فولاد، چوب، مصالح بنایی و بتن ممکن است به‌عنوان گزینه‌هایی برای ساخت یک بنا مطرح باشند. این گزینه‌ها برای بسیاری از سازه‌های متداول وجود دارند؛ اگرچه در ساخت اسکلت سازه‌های بلند، ممکن است به فولاد و بتن محدود گردند. با این وجود امروزه بتن‌آرمه به‌عنوان یک گزینه قابل اعتماد برای ساخت بسیاری از سازه‌های کوچک و بزرگ محسوب می‌گردد؛ به‌طوری که شاید بتوان از آن به‌عنوان مهم‌ترین ماده ساختمانی موجود با کاربردی فراگیر در تمام دنیا نام برد.

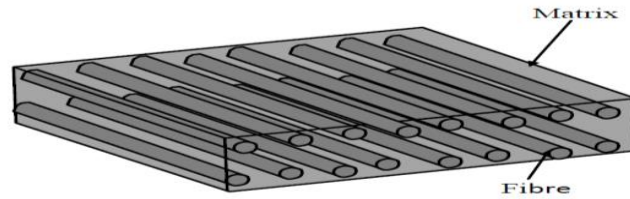
امروزه بسیاری از ساختمان‌های کوچک و بزرگ، پل‌ها، سدها، تونل‌ها، کانال‌ها، مخازن و تانک‌ها، دیوارهای حائل، لوله‌ها و روسازی‌ها از بتن‌آرمه ساخته می‌شود. موفقیت قابل‌توجه بتن‌آرمه نسبت به سایر مصالح ساختمانی و به‌خصوص فولاد در کاربرد فراگیر آن مرهون خصوصیات منحصربه‌فرد بتن است. بتن مقاومت فشاری قابل‌قبولی در مقایسه با بسیاری از مصالح ساختمانی دیگر دارد. تمامی اجزاء تشکیل‌دهنده بتن (به‌جز سیمان) به‌عنوان مصالح محلی و ارزان‌قیمت محسوب می‌شوند. بتن مقاومت بسیار خوبی در مقابل آتش دارد. بتن همچنین مقاومت خوبی در مقابل رطوبت و آب دارد. اجزاء بتن‌آرمه از صلبیت بالایی برخوردار هستند. اجزاء بتنی در مقایسه با سازه فولادی به‌صورت ذاتی به محافظت و نگهداری کمتری نیاز دارند. بتن در مقایسه با سایر مصالح ساختمانی، عمر بهره‌دهی بسیار طولانی دارد. بتن در بعضی از اجزاء سازه‌ای نظیر پی‌ها، دیواره‌های زیرزمین و شمع‌ها، به‌عنوان تنها گزینه اقتصادی محسوب می‌شود. اجرای بتن و سازه بتن‌آرمه در مقایسه با سایر مصالح نظیر فولاد و یا حتی چوب، نیاز به نیروهای اجرایی و کارگران بامهارت بالا ندارد [1].

از طرف دیگر برای بتن نقاط ضعفی را نیز می‌توان برشمرد. مقاومت کششی بتن بسیار پایین است. برای اجرای بتن درجا نیاز به قالب‌بندی و نیز مهار گذاری و شمع بندی است. مقاومت پایین‌تر به ازای واحد وزن بتن در مقایسه با فولاد. کنترل کیفیت بتن یک کنترل کارگاهی است [1].

FRP - ۳-۱

FRP نوعی ماده کامپوزیت متشکل از دو بخش الیاف تقویتی و ماتریس است؛ الیاف تقویتی به‌وسیله ماتریس رزین از جنس پولیمر احاطه شده‌اند. در شکل ۱-۱ می‌توانید اجزای تشکیل‌دهنده FRP را ببینید.

الیاف‌های تشکیل‌دهنده می‌توانند در یک راستا یا دو راستای عمود بر هم قرار داشته باشند.



شکل ۱-۱-۱ اجزای تشکیل دهنده FRP

۱-۳-۱- اشکال مختلف FRP

به طور کلی FRP ها به شکل ورقه، کابل و میلگرد وجود دارند.

۱-۱-۳-۱- ورقه‌های FRP

ورقه‌های FRP، ورقه‌هایی با ضخامت چند میلی‌متر از جنس FRP هستند. این ورقه‌ها با چسب‌های مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می‌شوند. از ورقه‌های FRP جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب‌دیده (ناشی از زلزله و یا ناشی از خوردگی آب‌های یون‌دار) استفاده می‌شود. ورقه‌های FRP از لحاظ شکل‌پذیری می‌توانند به شکل پارچه‌ای و صفحه‌ای باشند. شکل پارچه‌ای خاصیت شکل‌پذیری بالایی دارد و راستای الیاف در آن می‌تواند در یک‌جهت یا دو جهت باشد. صفحه‌ها برخلاف الیاف پارچه‌ای، شکل‌پذیر نیستند و در ضخامت و عرض‌های مختلف یافت می‌شوند.

رفتار ورقه‌های FRP به صورت اورتوتروپیک^۱ یا شبه ایزوتروپیک^۲ بوده؛ یعنی مدول الاستیسیته آن در جهت قرارگیری الیاف با جهات عمود بر آن متفاوت است. در شکل ۱-۲ می‌توانید صفحات مختلف FRP را ببینید.

^۱ Orthotropic

^۲ Isotropic



شکل ۱-۲- انواع صفحات FRP

۱-۳-۱-۲- کابل، نوار و تاندون‌های پیش‌تنیدگی

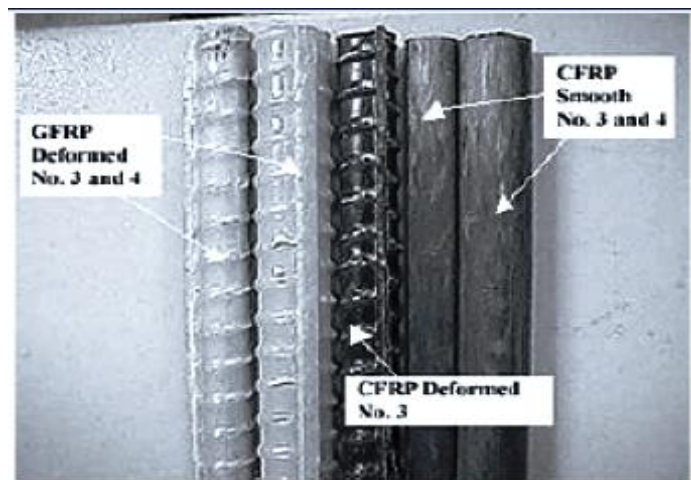
محصولاتی شبیه میله‌های FRP، ولی به صورت انعطاف‌پذیر هستند که در سازه‌های کابلی و بتن پیش‌تنیده در محیط‌های دریایی و خورنده کاربرد دارند. این محصولات در اجزاء پیش‌تنیده در مجاورت آب نیز بکار گرفته می‌شوند. در شکل ۱-۳- یک نمونه نوار FRP نشان داده شده است.



شکل ۱-۳- نوار FRP

۳-۱-۳-۱- FRP میلگردهای

فولادها به طور مختصر در مقابل خوردگی به وسیله قلیای بتن محافظت می‌شوند و معمولاً سبب دوام خدمت‌پذیری سازه می‌گردند. برای خیلی از سازه‌هایی که در محیط‌های مهاجم از قبیل سازه‌های دریایی، پل‌ها، پارکینگ که در معرض نمک‌های یخ‌زا قرار می‌گیرند، ترکیب رطوبت، افزایش دما و محیط کلریدی، 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 غیر شکل‌پذیر می‌باشند؛ لذا موارد استفاده این میلگردها محدود به سازه‌هایی می‌شود که مهم‌ترین مشکل آن‌ها خوردگی یا مشکلات الکترومغناطیسی می‌باشد. رفتار مکانیکی میلگردهای FRP با میلگردهای فولادی تفاوت دارد؛ لذا نحوه طراحی سازه‌های بتنی با استفاده از میلگردهای FRP دارای تغییراتی نسبت به میلگردهای فولادی می‌باشد. میلگردهای فولادی دارای رفتار تقریباً همسانگرد می‌باشند ولی میلگردهای FRP دارای رفتار ناهمسانگرد هستند. این رفتار ناهمسانگرد در مقاومت برشی و رفتار چسبندگی FRP به بتن تأثیر می‌گذارد. برخلاف مصالح فولادی، FRP رفتار الاستیک خطی از خود نشان می‌دهند. در شکل ۴-۱ انواعی از میلگردهای FRP نشان داده شده است.



شکل ۴-۱- میلگردهای FRP

به‌طور کلی عملکرد یک کامپوزیت به موارد مختلفی بستگی دارد. از جمله این موارد می‌توان به مواد سازنده آن، نسبت مواد سازنده آن، ظرفیت باربری الیاف تقویتی، نحوی قرارگیری الیاف و رفتار توأم مواد سازنده با یکدیگر اشاره کرد.

عملکرد الیاف تقویتی تحت تأثیر جهت قرارگیری الیاف، طول الیاف، شکل آن، ترکیب آن با ماتریس و رزین و چسبندگی بین آن دو و جنس الیاف است.

نقش اصلی ماتریس انتقال برش از الیاف تقویتی به ماده مجاور، محافظت از الیاف در برابر شرایط محیطی، جلوگیری از خسارات مکانیکی وارده و کنترل کمانش موضعی الیاف تحت فشار است.

۱-۳-۲- دلایل استفاده روزافزون از FRP

روش‌های تولید و وسیع FRP، کاربرد در صنایع مختلف چون خودروسازی، هوایی، دفاعی و... روش‌های تولید اصلاح شده که منجر به تولید FRP با خواص مقاومتی بالاتر و کاهش هزینه تولید می‌گردد و امکان بهینه کردن ترکیب الیاف با ماتریس چسب برای سازگاری مناسب‌تر با یکدیگر و بتن از جمله دلایل افزایش استفاده از FRP است.

۱-۳-۳- مزایای استفاده از FRP در سازه‌های بتن‌آرمه

استفاده از FRP مزایای بسیاری دارد که از بین آن‌ها می‌توان به دوام بالا، سبک‌وزن بودن، مقاومت مشخصه و مدول بالای برخی از نمونه‌های آن، مقاومت در برابر خوردگی، مقاومت در برابر شرایط محیطی و ترکیبات شیمیایی، نفوذناپذیری مغناطیسی، مقاومت در برابر ضربه، ضخامت کم، حمل‌ونقل آسان به دلیل وزن کم، اجرای ساده ورقه‌ها، توجیه اقتصادی برای تقویت یا ترمیم پروژه‌های سنگین مثل پل‌ها و سطح تمام شده تمیز اشاره کرد.

۱-۳-۴- برخی از موارد کاربرد FRP

از جمله موارد کاربرد FRP می‌توان به افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری ستون‌ها، تیرها، دال‌ها و اتصالات بتن‌آرمه، تقویت مخازن فولادی و بتنی، تقویت سازه‌های فراساحل و دریایی، تقویت سازه‌های مقاوم در برابر انفجار، تقویت تیر و ستون‌های چوبی، تقویت دودکش‌های بتن‌آرمه با مصالح بنایی، تقویت دیوارهای بتن‌آرمه، تقویت دیواره تونل‌ها، تقویت لوله‌های بتنی یا فولادی، تقویت دیوارهای آجری و مصالح سنتی، ساخت دیوارهای ساحلی، سقف‌های پشت‌بام‌های صنعتی، نشیمن‌گاه تجهیزات راکتورها، سیستم‌های دال کف در محیط‌های خورنده شیمیایی و مرمت و تقویت سازه‌های مهمی چون بیمارستان‌ها، آثار باستانی و... اشاره کرد.

۱-۴- مقاومت‌سازی و اهمیت آن

به‌طور کلی فرآیند بازسازی کلی یا محلی سازه‌ای به سه بخش اصلی مقاومت‌سازی، بهسازی و تعمیر تقسیم می‌شود.

مقاومت‌سازی: به مجموعه عملیاتی گفته می‌شود که روی بخشی یا کل سازه انجام می‌شود تا سازه بتواند بارها و سربارهای بیشتری نسبت به حالت اولیه تحمل کند و خصوصیات رفتاری بهتری از خود نشان دهد.

بهسازی: فرایند تغییر و اصلاح پارامترهای طراحی با استفاده از مقطع موجود را بهسازی گویند.

تعمیر: گاهی اوقات برخی از عناصر سازه‌ای یا غیر سازه‌ای بر اثر پدیده‌هایی چون آتش‌سوزی، زلزله، عبور وسایل سنگین، خوردگی آرماتورها به‌مرور زمان، ضربه و برخورد وسایل نقلیه و نظایر آن دچار تخریب شده و نیاز به تعمیر و مرمت برای به دست آوردن عملکرد اولیه خود دارند.

در بازسازی سازه‌ها به‌طور عمده افزایش مقاومت، افزایش سختی، کاهش تغییر مکان، افزایش شکل‌پذیری و افزایش جذب انرژی مورد توجه قرار می‌گیرد که هر کدام از آن‌ها نقشی اساسی در بهبود شرایط عملکرد سازه‌ای خواهد داشت.

پس از زلزله ۱۹۷۱ سانفرناندو^۱ در کالیفرنیا^۲ و زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا^۳ در سانفرانسیسکو^۴ و زلزله ۱۹۹۴ نورثریج^۵ در اسلو^۶ و زلزله ۱۹۹۵ کوبه^۷ تغییرات عدیده‌ای در آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای به‌خصوص در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد به وجود آمد. سازه‌های بتن‌آرمه موجود برای بارهای گرانشی و بارهای جانبی کمتر از آیین‌نامه‌های اخیر طراحی شده بودند و مشکلاتی چون عدم هم‌پوشانی و پیوستگی آرماتورهای طولی تیرها و ستون‌ها، فواصل زیاد آرماتورهای عرضی و سنجاقی‌ها و خاموت‌های باز با خم ۹۰ درجه، کیفیت اجرای نامطلوب اعضای باربر، ازدحام آرماتور در محل اتصالات، عدم تأمین پوشش کافی، فقدان محصورشدگی در ناحیه مفصل خمشی و ... در پیکربندی و جزئیات سازه‌های طراحی شده قبل از سال ۱۹۷۰ به‌وضوح دیده می‌شد تا اینکه در دهه ۹۰ میلادی اداره فدرال مدیریت شرایط اضطراری FEMA بر اثر تحقیقات انجام شده اقدام به ارزیابی لرزه‌ای و روش‌های تقویت و بازسازی سازه‌های موجود نمود و نتایج این تحقیقات را در قالب آیین‌نامه‌هایی ارائه داده است [2].

در سال‌های اخیر پیشرفت زیادی در زمینه مهندسی زلزله و طراحی سازه‌ها انجام است به‌گونه‌ای که امروزه با اعتماد و اطمینان بیشتری می‌توان سازه‌های مقاوم در برابر زلزله را طراحی نمود.

بسیاری از سازه‌های بتنی به دلایل خطاهای محاسباتی، اشتباه در ساخت و ضعف‌های اجرایی و عدم برآورده شدن نیازهای طراحی در حین اجرا، ضعف آیین‌نامه‌های قدیمی و تغییر در آیین‌نامه‌های زلزله یا طراحی ساختمان‌ها، تغییر کاربری و عملکرد، تغییر بارهای بهره‌برداری، خوردگی و زنگ زدن

¹ San Fernando

² California

³ Lvmapyta

⁴ San Francisco

⁵ Northridge

⁶ Oslo

⁷ Kobe

آرماتورها، عدم توجه به تغییر مشخصه مصالح در طول زمان و ... نیاز به مقاومت سازی، بهسازی یا تعمیر دارند [3].

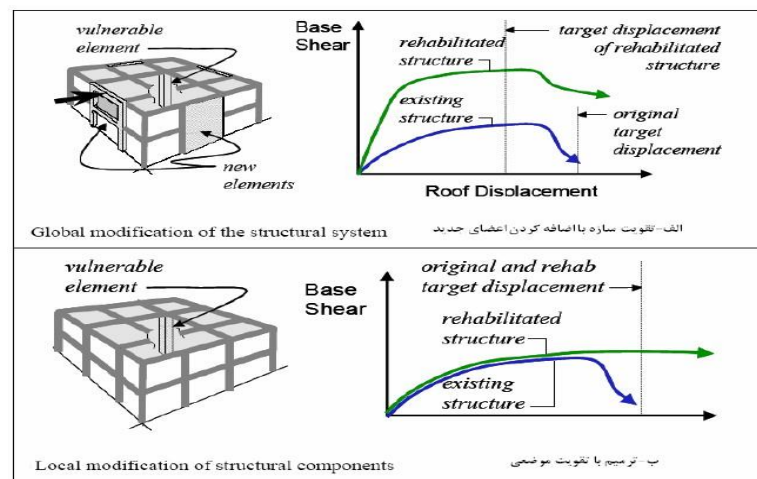
۱-۴-۱- عوامل مؤثر در انتخاب تکنیک مقاوم سازی

عوامل متعددی در انتخاب تکنیک مقاوم سازی تأثیر دارند. ارزش سازه در مقابل اهمیت سازه، نیروی انسانی موجود، طول مدت اجرا یا زمان عدم استفاده، تکمیل و تقویت بر اساس عملکرد مورد نظر کارفرما، توجه به تناسب زیباشناسی (معماری) و نقش سازه‌ای و تکمیل سازه موجود، تداخل برگشت پذیری، کنترل کیفی سطح عملکرد، اهمیت تاریخی و سیاسی سازه، سازگاری روش مقاوم سازی با سیستم سازه‌ای موجود، نامنظمی در سختی، مقاومت و شکل پذیری، کنترل آسیب وارده به اجزای غیر سازه‌ای، ظرفیت مناسب باربری سیستم فونداسیون و مواد ترمیمی و روش‌های موجود مقاوم سازی بخشی از عواملی است که در انتخاب تکنیک مقاوم سازی تأثیر دارند [4].

۱-۴-۲- برخی از روش‌های مقاوم سازی سازه‌های بتن آرمه

روش‌های زیادی برای مقاوم سازی ارائه شده‌اند؛ استفاده از بادبندهای هم‌محور یا برون‌محور فولادی، استفاده از کابل‌های پس تنیده، استفاده از دیوار برشی، استفاده از میان قاب با مصالح بنایی، استفاده از جدایشگرهای پایه، استفاده از پوشش و غلاف فولادی، استفاده از ورق‌های پوششی یا غلاف FRP، استفاده از لایه پوشش بتنی با ملات مسلح (زره‌پوش بتنی)، استفاده از میراگرهای اصطکاکی، هیستریزیس و ویسکوالاستیک، استفاده از روش‌های ترکیبی فوق، محدود نمودن در استفاده از سازه یا تغییر کاربری، اصلاح کلی یا موضعی اعضای آسیب دیده و ندیده و در صورت امکان تبدیل اعضای غیر سازه‌ای به اعضای سازه‌ای، اصلاح سیستم سازه‌ای به منظور افزایش سختی، منظم کردن سازه در پلان و ارتفاع، حذف عضو آسیب پذیر و تغییر مناسب در پیوند طبیعی ساختمان، سبک سازی و کاهش وزن ساختمان و جابه‌جایی کامل اعضای به شدت آسیب دیده یا اعضای نامناسب تعدادی از روش‌های مقاوم سازی سازه‌های بتن آرمه می‌باشد [5].

با توجه به شکل ۱-۵ می بینیم که یا کل سازه با اضافه کردن اعضای جدید چون دیوار برشی فولادی یا بتنی، مهاربند فولادی، دیوارهای پرکننده، کابل‌های پیش‌تنیده و یا جداگر پایه، میراگرها و ... تقویت شده و گاهی اوقات با ترمیم و تقویت اعضای موجود چون استفاده از زره‌پوش بتنی، ژاکت FRP و فولادی و ... برای تقویت موضعی تیرها و ستون‌های بتن‌آرمه آسیب‌دیده که نسبت تنش موجود به ظرفیت بیشتر از یک بوده و نیازمند تقویت هستند، استفاده می‌گردد. به‌طور کلی در اعضای ناکارآمد به دنبال افزایش ظرفیت تغییر شکل نهایی آن‌ها با تقویت موضعی هستیم و در تقویت کلی به دنبال افزایش مقاومت جانبی سازه موجود هستیم [6].



شکل ۱-۵- الف) تقویت سازه با اضافه کردن اعضای جدید، ب) ترمیم با تقویت موضعی

۱-۵- مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی با FRP

در دهه گذشته، توسعه چسب‌های اپوکسی^۱ قوی به تکنیکی منجر شد که پتانسیل بالایی در زمینه به‌روزرسانی سازه‌ها دارد. اساساً تکنیک شامل چسباندن صفحات فلزی یا صفحات FRP به سطح بتن می‌شود. پس از آن صفحات به‌صورت مرکب^۲ با بتن عمل می‌کنند و به تحمل بار کمک می‌کنند.

¹ Epoxy

² composite

هر یک از مصالح مزایا و معایب خاص خود را دارد. صفحات فولادی برای سال‌ها استفاده می‌شد و برای استفاده به‌عنوان تقویت اتصالی^۱ بسیار مؤثر هستند. با این حال، آن‌ها در جابه‌جایی و نصب سنگین هستند، مستعد خوردگی‌اند و طول صفحات ارائه شده محدود است. FRP به‌راحتی می‌تواند با فولاد مقایسه شود. این مصالح مقاومت نهایی بالا و چگالی کمتری نسبت به فولاد دارند. نصب آن‌ها آسان است و به دلیل سبک بودن تا مقاوم شدن چسب به تکیه‌گاه موقت نیاز ندارد. آن‌ها می‌توانند در محل کار اشکال پیچیده‌ای را تشکیل دهند و به‌راحتی به طول مورد نیاز بریده شوند.

۱-۵-۱- سیستم‌های مرکب جدید

گاهی اوقات برای بازسازی یک سازه با یک عضو از ترکیب چندین روش بازسازی یا ترکیب چند روش مقاوم‌سازی می‌پردازیم. به‌عنوان مثال اخیراً پروفیسور تنگ^۲ مدل ستون FCSDS^۳ را، ارائه داده است که متشکل است از یک لوله فولاد داخلی و یک غلاف خارجی FRP است که فضای بین آن دو با بتن پر شده است.

با دقت به عملکرد چنین ستونی می‌بینیم که این ستون معایب لوله‌های فولادی چون کمزش تحت بار فشاری را به دلیل احاطه شدن با غلاف بتنی نداشته، از طرفی بتن موجود به‌وسیله پوشش FRP کاملاً محصور شده و ظرفیت باربر نهایی و کرنش نهایی آن تحت باربر محوری به‌شدت افزایش می‌یابد.

۱-۵-۲- مقاوم‌سازی اعضای باربر سازه‌ای با ورقه FRP

از ورقه‌های FRP برای تقویت خمشی، برشی، پیچشی و ترکیب آن‌ها در اعضای باربر سازه چون تیرها، ستون‌ها، اتصالات، دیوارها و دال‌های بتن‌آرمه و حتی عناصر غیر باربر استفاده می‌شود. اخیراً حتی برای تقویت پروفیل‌ها فولادی ساختمانی از ورقه FRP استفاده شده و برای استفاده بهینه حتی ورقه‌ها را در

^۱ bonding reinforcement

^۲ J.G. Teng

^۳ FRP-Concrete-Steel Double-Skin

حالت پس تنیده و یا پیش تنیده در سیستم تقویت بکار می‌برند. در زیر تقویت انواع مختلف اعضای باربر سازه‌ای با ورقه‌های FRP مشاهده می‌شود.

۱-۵-۲-۱- تقویت خمشی

جهت مقاوم‌سازی تیرها در خمش از روش‌های مختلفی تا به حال استفاده شده است، از جمله این روش‌ها می‌توان به پس تنیدگی خارجی، افزایش ابعاد مقطع تیر و همچنین چسباندن ورق‌های فولادی به تیرها نام برد [7].

اضافه نمودن لایه‌های FRP از نوع CFRP برای تقویت خمشی تیرها برای اولین بار در اواسط سال ۱۹۸۰ در سوئیس مورد آزمایش قرار گرفت و پس از آن مورد توجه قشر بسیاری از محققین واقع شد [7,8,9].

اتصال لایه‌های FRP به ناحیه کششی بتن به نحوی که راستای الیاف آن در جهت طولی یک عضو خمشی باشد، باعث افزایش مقاومت خمشی می‌گردد. در اکثر تحقیقات برای مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتنی، از تیرهای دو سر ساده استفاده شده است، لذا کلیه‌های بحث‌های این بخش نیز روی این‌گونه تیرها می‌باشد [10,11].

۱-۵-۲-۲- تقویت برشی

شکست ناشی از برش و خمش دو حالت عمده شکست در تیرهای معمولی بتن مسلح‌اند. با توجه به اینکه شکست برشی برخلاف شکست خمشی بدون اخطار و علائم اولیه است، لذا تقویت برشی تیر از اهمیت بسیاری برخوردار است.

به‌رغم وجود برخی روش‌های سنتی برای تقویت تیرها در برابر برش، در سال‌های اخیر استفاده از مصالح FRP برای تقویت برشی طرفدار یافته است. از جمله مزیت‌های معمول مصالح FRP، مقاومت در برابر

خوردگی، نسبت بالای مقاومت به وزن این مصالح و قابلیت انطباق آن برای قرار گرفتن روی مقاطع و سطوح با اشکال گوناگون و نیز گوشه‌ها و لبه‌ها می‌توان نام برد [12].

در طول تحقیقاً ثابت شده است که استفاده از صفحه تقویتی زیرین FRP برای تقویت خمشی تیرهای بتن مسلح، تأثیر چندانی بر مقاومت برشی آن‌ها ندارد؛ بنابراین از اثر تقویت خمشی تیرها، برای تقویت برشی، صرف نظر می‌شود. همچنین مشخص شده است که صفحات طولی FRP چسبانده شده به سطوح کناری تیر کمک قابل ملاحظه‌ای به افزایش مقاومت برشی تیر نمی‌کند، ولی تحت زوایای دیگر در مقاومت برشی تیر سهمیم می‌شوند. تقریباً تمام زوایا برای چسباندن الیاف به وجوه جانبی، به جز زوایای موازی با ترک‌های برشی، در مهار و کاهش عرض ترک‌ها مؤثر و مفیدند [13].

طرح‌های مختلفی برای استفاده از مصالح FRP در تقویت برشی پیشنهاد شده است: چسباندن مصالح FRP به سطوح جانبی تیر، استفاده از رکابی U شکل برای سطوح جانبی و سطح تحتانی تیر و دور پیچ کردن کل مقطع با الیاف و نوارهای FRP.

به خاطر اینکه صفحات و نوارهای FRP در جهت قرار گرفتن الیاف مقاومت زیادی دارند، الیاف باید در راستایی قرار گیرند که مصالح FRP حداکثر بهره‌وری را در کنترل عرض ترک خوردگی برشی داشته باشند. همچنین جهت نیروهای برشی تیر ممکن است به دلیل وقوع زلزله و یا سایر بارهای تناوبی (رفت و برگشتی) معکوس شود؛ بنابراین شاید استفاده از الیاف FRP در دو جهت متفاوت متناسب با ترک‌های برشی ناشی از بارگذاری رفت و برگشتی لازم باشد که این می‌تواند حتی در شرایطی که نیروهای برشی معکوس هم وارد نشوند مفید باشد (به شری که هیچ‌کدام از این جهت‌ها موازی با وضعیت ترک خوردگی برشی نباشد). برای حداقل کردن احتمال موازی بودن جهت الیاف با جهت ترک‌ها، پیشنهاد شده است که الیاف در سه راستا (مثلاً ۰، ۶۰ و ۱۲۰ درجه)، نسبت به راستای طول تیر، روی وجوه جانبی چسبانده شوند. ترکیب اشکال گوناگون چسباندن، جهت الیاف و نیز پراکندگی آن‌ها در مجموع به ایجاد طرح‌های گوناگون تقویت برشی منجر می‌شود [12].

تا اوایل دهه ۱۹۹۰، دو روش برای تقویت ستون‌های بتن‌آرمه متداول بود: روش اول اجرای یک قفس بتنی در اطراف ستون و روش دوم نصب یک پوشش فلزی در اطراف ستون بوده است. هرکدام از این روش‌ها دچار مشکلاتی از جمله بالا بردن وزن سازه و ابعاد ستون و مشکلات اجرایی و هزینه بالا و همچنین ضعف در برابر عوامل مخرب محیطی شدند. در این میان تقویت ستون‌های بتن‌آرمه با مصالح مرکب FRP متداول و جایگزین روش‌های قبلی شد [12].

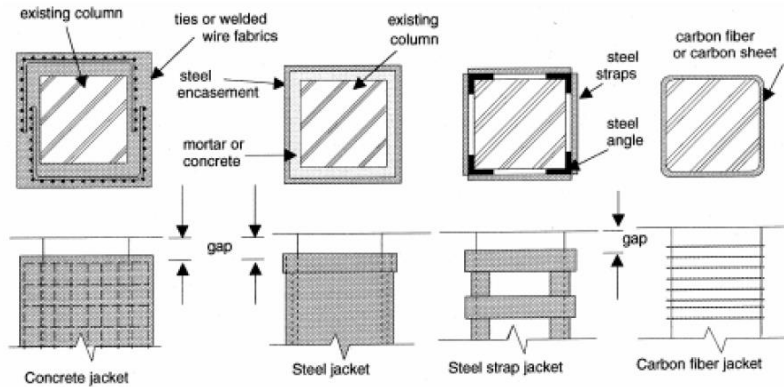
مقاومت بالای کامپوزیت به‌منظور بهبود مقاومت در برابر زلزله در ستون مقاوم‌سازی شده بسیار مؤثر است. تاکنون تعداد زیادی تحقیقات آزمایشگاهی در زمینه کامپوزیت‌ها برای بهبود عملکرد اعضای تحت بار محوری انجام شده است. کامپوزیت‌ها اساساً در مورد بتن مورد استفاده قرار می‌گیرند و باعث بهبود و ارتقاء خواص از جمله مقاومت فشاری و یا ظرفیت نیروی محوری، مقاومت خمشی و برشی، تورق خمشی و کارایی نواحی اتصال می‌شوند. کامپوزیت‌ها برای تعمیر و بازسازی اتصالات تیر-ستون‌ها نیز مورد استفاده قرار می‌گیرند [13].

در سال ۱۹۹۰ تعدادی پروژه توسط وزارت حمل‌ونقل کالیفرنیا جهت بالا بردن مقاومت ستون در برابر زلزله انجام شد. این ستون‌ها توسط پوشش‌هایی از لایه‌های اپوکسی به روش دستی یا الیاف کربن آغشته به رزین به روش ماشینی پوشانده شدند [12].

مطالعات انجام شده نشان داده است، بتن محصورشده با FRP رفتاری متفاوت با بتن محصورشده با فولاد دارد؛ بنابراین به‌رغم شباهت ظاهری، نمی‌توان توصیه‌های ارائه شده برای ستون‌های محصورشده با فولاد را برای ستون‌های تقویت شده با FRP به کار برد [12].

روش‌های تقویت ستون‌ها با ورقه FRP عبارت‌اند از: دور پیچ سرتاسری، پیچاندن و لفاف کردن به‌صورت دورانی، استفاده از نوارها/کابل‌های کامپوزیت، دور پیچ به‌صورت خودکار و اتوماتیک، چسباندن پوسته‌های پیش ساخته و تزریق چسب یا ماتریس. در شکل ۱-۶ می‌توان نحوه تقویت ستون بتن‌آرمه

مربعی شکل با استفاده از ژاکت بتنی، با استفاده از ژاکت فولادی، با استفاده از نوارها یا بست‌های فولادی و با استفاده از غلاف یا دور پیچ FRP را ببینید.

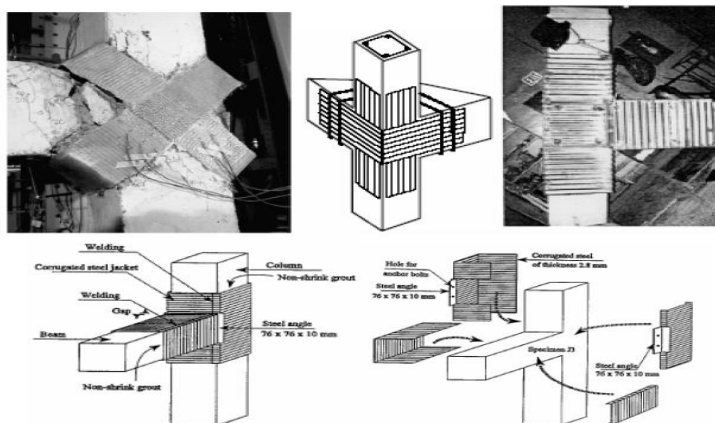


شکل ۱-۶- حالات مختلف تقویت ستون بتن‌آرمه مربعی شکل

بایستی توجه داشت در مورد ستون‌های مربع‌مستطیل شکل پوشش ورقه FRP محصوریت کمتری ایجاد می‌کند، لذا معمولاً این ستون‌ها را با گروت یا بتن پرکننده، به صورت ستون بیضوی یا دایره‌ای درآورده سپس با FRP دور پیچ می‌نمایند.

۱-۵-۲-۴- تقویت اتصال و سیستم دال یا عرشه پل

اتصالات بتن‌آرمه‌ای که از حساسیت زیادی برخوردار هستند و مجموع تقویت آن‌ها به دلایل اجرایی ساده نمی‌باشند را می‌توان به کمک ورقه‌های FRP تقویت نمود. شکل ۱-۷ روش‌های متداول تقویت اتصال و تابلیه پل را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۷- اشکال مختلف تقویت اتصال با ورقه FRP

۱-۶- گسیختگی سازه‌های تقویت شده با FRP

جداشدگی^۱ مشکل اصلی سازه‌های تقویت شده با FRP است. جداشدگی به معنی از دست دادن کامل عمل مرکب بین بتن و FRP است. این امر مانع بهره‌برداری کامل از سیستم FRP-بتن می‌شود و ممکن است منجر به شکست قبل از رسیدن به بار طراحی شود. جداشدگی به واسطه یک تمرکز تنش می‌تواند از انتها صفحات یا اطراف ترک‌ها شروع شود.

تیرهای بتن‌آرمه که به وسیله اتصال خارجی صفحات پلیمری مسلح شده با الیاف، FRP، تقویت خمشی شده‌اند، در اثر تنش‌های برشی در فصل مشترک در معرض شکست‌های ترد هستند. چنین گسیختگی‌هایی به‌طور متداول هنگام وقوع شکست در انتهای صفحه FRP در اثر ترکیب تنش‌های برشی و نرمال و یا در دهانه برشی بین تکیه‌گاه و ناحیه اعمال بار آغاز می‌شوند.

نتایج آزمایشگاهی شایع‌ترین مود شکست سازه‌های بتنی تقویت شده با FRP را به واسطه جداشدگی که بین سطح اتصال بتن و FRP رخ می‌دهد، نشان می‌دهد. از این رو، اتصال بین FRP و بتن یک عامل کلیدی برای کنترل رفتار این سازه‌ها است، به خاطر اینکه، استفاده کامل از مقاومت FRP را محدود می‌کند.

حالت‌های گسیختگی به پنج دسته اصلی تقسیم می‌شوند که عبارت‌اند از: شکست خمشی ناشی از گسیختگی FRP، شکست خمشی ناشی از خرد شدن بتن تحت فشار، گسیختگی برشی، کنده شدن پوشش بتن و جداشدگی انتهای صفحه FRP.

دو حالت اول با در نظر گرفتن رفتار کلاسیک برای تیر تقویت شده رخ می‌دهد و گسیختگی زودرس به دلیل جداشدگی صفحه تقویتی در آن در نظر گرفته نشده است. این حالات، گسیختگی‌های معمولی نامیده می‌شوند. سه حالت بعد مربوط به رفتار واقعی تیرهای تقویت شده با صفحات FRP است که در

^۱ Debonding

آن‌ها گسیختگی زودرس رخ داده است. گسیختگی زودرس در اعضای بتنی تقویت شده با FRP در نواحی با تمرکز تنش بالا و همچنین ناپیوستگی مواد و وجود ترک اتفاق می‌افتد که منجر به کاهش قابل توجهی در ظرفیت عضو خواهد شد. مسیر انتشار جداشدگی در نواحی تمرکز تنش‌ها با توجه به خواص الاستیک و قدرت مصالح سطح و تعمیر بتن و صفحه FRP و لایه چسب و میزان آرماتورهای خمشی و برشی و همچنین رفتار شکست در ناحیه سطح اتصال آغاز می‌شود.

در آیین‌نامه‌های طراحی با اعمال محدودیت‌هایی بر روی کرنش‌ها و اعمال ضرایب گوناگون، از گسیختگی‌های زودرس چشم‌پوشی شده و گسیختگی‌های معمولی مد نظر می‌باشد. به این علت ظرفیت خمشی آیین‌نامه‌ای از مقدار واقعی آن محافظه کارانه تر است. تحقیقات تئوری، عددی و آزمایشگاهی بسیاری برای فهم علل و مکانیسم شکست در حالت گسیختگی زودرس صورت گرفته است. در این بین مدل‌هایی تئوریک توسط محققین ارائه شده است که پیچیدگی‌های مدل‌های عددی و آزمایشگاهی را ندارد و با وجود رفتار غیرخطی مواد، این مدل‌های که از روابطی نسبتاً ساده تشکیل شده‌اند، می‌توانند ظرفیت واقعی تیر را در مدت زمان اندکی پیش‌بینی نمایند. این مدل‌ها برای کاربرد در طراحی‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند.

فصل دوم

FRP

۲-۱- مقدمه

برای آشنایی با مفهوم FRP، آشنایی با برخی از مفاهیم چون کامپوزیت، پلیمر، رزین یا ماتریس، طبقه‌بندی FRP بر اساس الیاف یا الیاف تشکیل‌دهنده یا انواع رزین‌های پلیمری تشکیل‌دهنده آن، مقایسه بین آن‌ها، روش‌های تولید، عوامل مؤثر در خواص مکانیکی لازم است.

۲-۲- FRP

این کلمه اختصاری از کلمات Fiber Reinforced Polymer or Plastic می‌باشد به عبارت دیگر به یک ماده مرکب و کامپوزیتی اطلاق می‌شود که از الیاف یا الیاف تقویتی و ماتریس (ماده در برگیرنده) یا رزین از جنس پلیمر تشکیل شده است.

۲-۳- تاریخچه صنعت FRP در آمریکا و ظهور آن در صنعت ساختمان:

بعد از جنگ دوم ابتدا از FRP به صورت یک جسم شیشه‌ای جامد برای ساختن چوب ماهیگیری و گلف، پایه پرچم و چوب اسکی استفاده می‌شد. به تدریج از FRP در ساخت تجهیزات الکتریکی به دلیل مقاومت کششی و فشاری بالا و قابلیت نارسایی الکتریکی بالا مورد استفاده قرار گرفت. امروزه کاربردهای مختلف آن در تولیدات خانگی چون نردبان، کانال‌های تهویه و ریل‌ها به وضوح قابل ملاحظه است. به طور کلی می‌توان گفت FRP کاربردهای وسیعی در زمینه‌های مختلف چون خودروسازی، الکترونیک، پزشکی، هوافضا، ساختمان‌سازی و... دارد [14].

از اوایل دهه ۱۹۶۰ با گسترش احداث سازه‌های فراساحل، ویلاهای بزرگ در معرض آب دریا که محیط خورنده‌ای است قرار دارند، محققان درصدد رفع بزرگ‌ترین عیب ورقه‌های تقویتی فلزی که همان خوردگی و زنگ زدن فولاد است، برآمدند. آن‌ها برای حل این مشکل استفاده از ورقه‌های گالوانیزه (آلیاژ فولاد و روی) را توصیه کردند؛ ولی این آلیاژ در یک محیط اسیدی واکنش شیمیایی داده و پیوند بین فولادی و روی گسسته می‌شود. شرکت‌های مختلف برای حل این معضل پیشنهادات گوناگونی دادند.

استفاده از اسپری الکترواستاتیک، چسب‌های ترکیبی پودر شده، آغشته کردن به روغن مانند لوله‌های گاز و غیره؛ تا این که اداره فدرال بزرگ ایالت متحده، استفاده از فولاد اپوسکی را توصیه کرد. در نهایت شرکت مارشال وگا^۱، GFRP را تولید و به بازار عرضه کرد. یکی از کاربردهای میلگردهای GFRP در ساخت محفظه MRI می‌باشد [14].

۲-۴- کامپوزیت

به ماده‌ای اطلاق می‌شود که از دو یا بیشتر ماده مجزا با نواحی قابل تشخیص و تفکیک از یکدیگر و یک سطح مشترک و در پاره‌ای موارد یک ناحیه واسط تشکیل می‌شود. FRP یک کامپوزیت است که

^۱ Marshall-Vega

برای افزایش چسبندگی الیاف یا الیاف تقویتی با ماتریس رزین معمولاً از اصلاح سطحی استفاده می‌شود. چوب را می‌توان یک کامپوزیت طبیعی در نظر گرفت و در یک نگاه کلی تر بتن آرمه نیز یک نوع کامپوزیت و متشکل از اجزای متمایز است.

۲-۵- پلیمر

به یک زنجیره طویل از مولکول‌ها که از یک یا چندین اتم که با یکدیگر از طریق پیوند کووالانسی متصل شده‌اند اطلاق می‌شود.

پلیمرها بر اساس روند تشکیل پیوند یا ترتیب نامنظم و غیر بلوری یا ترتیب تقریباً منظم و نیمه بلوری دارند و نسبت مولکول‌ها در پلیمر بستگی به انگیزش تصادفی آن‌ها دارد. هر چه درجه حرارت زمان تشکیل پلیمر بالا می‌رود برانگیزش تصادفی نیز بیشتر می‌گردد [14].

پلیمرهای تشکیل ماتریس FRP به دو دسته کلی پلیمرهای ترموست^۱ و پلیمرهای ترموپلاستیک^۲ تقسیم می‌شوند.

به‌طور کلی هرچه نرخ بارگذاری افزایش یا مدت بارگذاری کاهش و یا درجه حرارت زمان تشکیل کاهش یابد، رفتار پلیمر به دست آمده تردتر خواهد بود.

۲-۵-۱- پلیمر ترموست

از مزایای مزایای پلیمر ترموست می‌توان به این موارد اشاره کرد. پلیمر ترموست نسبت به پلیمر ترموپلاستیک قابلیت و عملکرد تحمل بار در درجه حرارت و فشار بالاتر را دارند. پلیمر ترموست دارای وزن مولکولی کم و به‌صورت مایع یا ویسکوزیته پایین هستند که با استفاده از رادیکال‌ها آزاد در پیوند

¹ Thetmosetting

² Thermoplastic

آن‌ها به صورت جامد در می‌آیند. پلیمرهای ترموست پایداری حرارتی مناسبی دارند. پلیمر ترموست دارای مقاومت شیمیایی مناسب هستند. در برابر خزش و آسودگی تنش عملکرد مناسبی دارند.

پلیمر ترموست در کنار مزایای خود، معایبی نیز دارد. عمر مفید^۱ کوتاهی دارد و ترکیب آن با ماده عمل‌آوری^۲ منجر به کاهش کرنش نهایی در زمان گسیختگی و مقاومت کم در برابر ضربه می‌شود.

رزین‌های پلیمری ترموست به دو دسته اشباع^۳ و غیراشباع^۴ تقسیم می‌شوند.

پلیمرهای غیر اشباع به سه دسته پلی استر غیراشباع شامل پلی‌استر اورتو^۵ و پلی‌استر ایزو^۶، وینیل استر^۷ و پلیمر غیراشباع BPA^۸ تقسیم می‌شوند.

پلیمرهای اشباع به پنج دسته اپوکسی، پلیمرهای آمینو، پلیمرهای فتولیک، پلیمرهای متاکریت و پلیمر اورتان تقسیم می‌شوند.

۲-۵-۲- پلیمر ترموپلاستیک

از مزایای پلیمر ترموپلاستیک می‌توان به موارد زیر اشاره کرد. در برابر ضربه و گسیختگی از مقاومت بالایی برخوردار است. عمر نهایی بالا به شرط دوری از رطوبت و خشک بودن آن‌ها در زمان بهره‌برداری خواهند داشت. سیکل (مراحل) تشکیل کمتری دارد. به صورت مجدد و ثانویه نیز تشکیل می‌شود. کار کردن با آن آسان‌تر و آسیب‌پذیری کمتری دارد.

اما به طور کلی به دلیل ویسکوزیته زیاد و عدم ترکیب مناسب با الیاف‌های پیوسته، استفاده تجاری از پلیمر ترموپلاستیک کمتر صورت می‌گیرد.

¹ Shelf life

² Curing agent

³ Saturated

⁴ Unsaturated

⁵ Orthophthalic

⁶ Isophthalic

⁷ Vinylester (VE)

⁸ Bisphenol A fumarates

انواع رزین‌های پلیمری ترموپلاستیک نایلون، پلی‌اتیلن، ترفتالیت، پلی‌پروپیلن و پلی‌وینیل کلراید هستند.

کیفیت نهایی کامپوزیت‌ها تا حد زیادی بستگی به خواص ماتریس پلیمری آن دارد؛ از جمله ویسکوزیته، نقطه ذوب و شرایط عمل‌آوری. خواص فیزیکی ماتریس رزین در فرآیند تولید بایستی در نظر گرفته شود تا المان کامپوزیتی ۳ بعدی مورد نظر به دست آید.

یکی از پارامترهای مهمی که در ساختمان رزین بایستی بدان توجه داشت ویسکوزیته است. ویسکوزیته ماتریس پلیمری با افزایش درجه حرارت معمولاً کاهش می‌یابد. رزین‌های ترموست در مقابل درجه حرارت سخت هستند و با افزایش درجه به‌راحتی روان نمی‌گردند. در صورتی که رزین‌های ترموپلاستیک در مقابل حرارت ذوب و در اثر سرد شدن مجدد سخت می‌شوند.

۲-۶- پرکننده^۱

عامل افزایش چسبندگی^۲ بین الیاف تقویتی و ماتریس پلیمری رزین می‌باشد. در صورت عدم وجود الیاف یا الیاف تقویتی، آب‌رفتگی بیش از حد در ماتریس رزین به وجود می‌آید که منجر به ایجاد ترک در کامپوزیت و عدم تحمل بار خارجی می‌گردد. فیلرها یا پرکننده‌ها در این میان می‌توانند به ماتریس اضافه شوند تا کمی نقش الیاف یا الیاف تقویتی را داشته و جلوی آب‌رفتگی بیش از حد ماتریس رزین را بگیرد. همچنین استفاده از پرکننده‌ها می‌تواند اصطکاک حجمی را کاهش داده و به ظرفیت باربری الیاف تقویتی کمک شایانی نماید.

نقش پرکننده در ماتریس کاهش هزینه مصرف رزین، کنترل آب‌رفتگی، اصلاح خواص مکانیکی، به تعویض انداختن خسارات ناشی از آتش‌سوزی، اصلاح انتقال بار، کاهش ترک‌های در نواحی که الیاف

¹ Filler

² Adhesion promoter

تقویتی وجود ندارد و ممانعت از انتشار امواج ماورای بنفش^۱ می‌باشد. رس، کربنات کلسیم و خرده‌های شیشه را می‌توان به‌عنوان پرکننده استفاده کرد.

۲-۷- انواع الیاف‌های تشکیل‌دهنده FRP

قسمت عمده ظرفیت باربری یک ماده کامپوزیت توسط الیاف تأمین می‌شود. این الیاف از موادی کاملاً الاستیک، شکننده و بسیار مقاوم ساخته می‌شوند. قطر این الیاف بسته به جنس آن‌ها بین ۵ تا ۲۵ میکرون است [15]. الیاف مذکور امروزه در شکل‌ها، درجه‌ها و جنس‌های مختلف موجود هستند [16]. جنس الیاف می‌تواند از شیشه، کربن، آرامید یا وینیلون باشد. نام FRP ساخته شده با هر یک از این مواد با حرف اول نام ماده تشکیل‌دهنده الیاف شروع می‌شود. به این ترتیب چهار نوع مشخص از FRP می‌تواند وجود داشته باشد. GFRP، FRP ساخته شده با الیاف شیشه؛ CFRP، FRP ساخته شده با الیاف کربن؛ AFRP، FRP ساخته شده با الیاف آرامید و VFRP، FRP ساخته شده با الیاف وینیلون می‌باشد [15]. هر یک از الیاف مورد بحث، مشخصات فیزیکی-مکانیکی خاصی دارند که در ادامه به بخشی از آن‌ها اشاره می‌گردد.

۲-۷-۱- الیاف شیشه‌ای یا GFRP [15]

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. در شکل ۲-۱ می‌توانید یک نمونه از الیاف شیشه‌ای را ببینید.

مدول الاستیسیته یک رشته منفرد Eglass در حدود ۷۳ گیگاپاسگال می‌باشد. ماکزیمم نهایی آن ۲,۵ تا ۳ درصد می‌باشد و اگر GFRP در معرض محیط خورنده با PH بالا قرار گیرد روی دوام آن تأثیرگذار است. در ادامه انواع الیاف شیشه‌ای معرفی شده است.

^۱ UV inhibitors



شکل ۲-۱- الیاف شیشه‌ای

E-Glass - ۱-۱-۷-۲

نوعی الیاف شیشه‌ای که برای کارهای الکتریکی معتبر است. متداول‌ترین نوع الیاف شیشه‌ای موجود در بازار است. دارای مدول الاستیسیته ۷۰ گیگاپاسگال و مقاومت نهایی ۱۵۰۰ تا ۲۵۰۰ مگاپاسگال و حداکثر کرنش نهایی ۱,۸ تا ۳٪ دارد.

E-Glass از سیلیکات آلومینیم کلسیم به دست می‌آید. ۸۰ تا ۹۰ درصد تولیدات GFRP را تشکیل می‌دهد و کمترین مقدار مواد قلیایی در ترکیب آن بکار رفته است.

Z-Glass - ۲-۱-۷-۲

این نوع الیاف مقاومت بسیاری در برابر محیط‌های قلیایی دارند و به‌صورت الیافی برای مسطح کردن بتن‌آرمه بکار می‌رود.

A-Glass - ۳-۱-۷-۲

نوعی الیاف شیشه‌ای است که درصد مواد قلیایی بکار رفته در ترکیب آن زیاد است و امروزه از چرخه تولید خارج شده است.

الیاف پر مقاومت S₂ و ECR Glass که همان E-Glass اصلاح شده و دارای مقاومت مناسب در برابر اسیدها است.

S-Glass -۴-۱-۷-۲

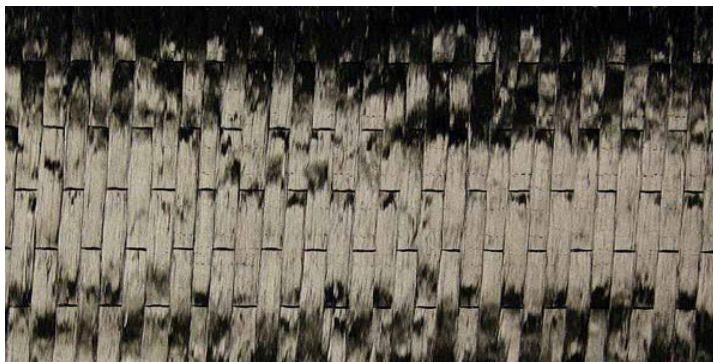
سیلیکات آلومینیم مغناطیسی است. مقاومت بالا و عملکرد حرارتی مناسب در برابر محیط خورنده دارد. GFRP به اشکال مختلف چون سوزن پانچ، دوخته شده^۱، کش بافی شده، چسبیده شده، چند محوره و چندلا می باشد.

C-Glass -۵-۱-۷-۲

از بوروسیلیکات سود آهک به دست می آید. پایداری شیمیایی مناسب در برابر محیط خورنده دارد.

۲-۷-۲- الیاف کربنی یا CFRP [15]

الیاف کربن در دو دسته الیاف کربنی از نوع PAN و الیاف با اساس قیری^۲ طبقه بندی می شوند. در شکل ۲-۲ می توانید یک نمونه از الیاف کربنی را ببینید.



شکل ۲-۲- الیاف کربنی

۱-۲-۷-۲- الیاف کربنی از نوع PAN

الیاف مصنوعی که بانام شیمیایی پلی آکریلونیتریل (PAN) شناخته می شود، مقاومت بسیار زیادی دارند (بیش از ۳۷۰۰ مگاپاسگال)؛ ولی قیمت این نوع الیاف گران است. برای تشکیل این نوع الیاف به درجه حرارتی دست کم ۱۰۰۰ درجه سانتی گراد احتیاج است. اکثر الیاف های مصنوعی در این درجه

¹ stiched

² Pitch-based

حرارت ذوب و تبخیر می‌شوند، ولی الیاف کربنی به دلیل داشتن آکرلیک همچنان باقی می‌ماند. این الیاف به ۳ تیپ دسته بندی شده است.

نوع ۱ سخت‌ترین نوع الیاف کربن است که بیشترین مدول الاستیسیته را دارد.

$$\epsilon_u=0.5\% ; \sigma_u=2000 \text{ MPa}; E=380 \text{ GPa}$$

نوع ۲ مقاوم‌ترین نوع الیاف کربن است که بیشترین مقاومت نهایی را دارد.

$$\epsilon_u=1\% ; \sigma_u=2800 \text{ MPa}; E=240 \text{ GPa}$$

و نوع ۳ که نرم‌ترین این سه نوع الیاف با مقاومت و مدول الاستیسیته بینابین است.

لازم به ذکر است که الیاف کربن مقاومت بسیار خوبی در مقابل محیط‌های قلیایی و اسیدی داشته و در شرایط سخت محیطی از نظر شیمیایی کاملاً پایدار هستند.

۲-۲-۷-۲ الیاف با اساس قیری

الیاف با اساس قیری که اساساً از تقطیر زغال سنگ به دست می‌آیند. این الیاف از الیاف PAN ارزان‌تر بوده و مقاومت و مدول الاستیسیته کمتری نسبت به آن‌ها دارند.

$$\epsilon_u=2.1\% ; \sigma_u=765-2350 \text{ MPa}; E=37.5-140 \text{ GPa}$$

۲-۷-۳ الیاف آرامیدی یا AFRP [15]

آرامید یکی از انواع ساده پلی‌آمیدهای آروماتیک است. این الیاف مصنوعی اولین بار توسط دوپونت^۱ آلمانی بانام کولار^۲ ساخته شد. کولار ۴۹ که برای مسلح سازی بتن ساخته می‌شود و دارای مدول الاستیسیته $E=120\text{GPa}$; $\sigma_u=2700-3500 \text{ MPa}$ و $\epsilon_u=2.0-2.7\%$ می‌باشند. امروزه ۴ نوع الیاف کولار در جهان وجود دارد.

¹ Dupont

² Kevlar

مقاومت کششی الیاف کولار ۵۵٪ مقاومت کششی الیاف شیشه‌ای و مقاومت برشی آن ۱۸۰٪ الیاف شیشه‌ای است و نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد مقاومت کششی الیاف کولار ۱۰٪ از مقاومت الیاف کربنی کمتر است و قیمت آن تقریباً نصف الیاف کربنی است با این حال قابلیت کار کردن با الیاف کولار بیشتر از الیاف شیشه‌ای و کربنی است. میلگرد ساخته شده از کولار نیز دارای مشخصات زیر است [17].

$$\varepsilon_u=1.3-3.6\%; \sigma_u=660-3000 \text{ MPa}; E=41.5-147 \text{ GPa}$$

از خصوصیات AFRP صلب بودن و شبیه میلگرد بودن، پایداری حرارتی بالا، مقاومت بالا و مدول بالا می‌باشد.

مقاومت کششی الیاف آرامید تقریب ۵۰ درصد مقاومت کششی E-Glass می‌باشد. در اتاق حرارتی رطوبت روی خواص کششی الیاف آرامیدی تأثیری کمتر از ۵٪ دارد. الیاف آرامید در برابر خستگی و گسیختگی خزشی مقاوم است.

خواص فشاری آرامید به صورت غیرخطی می‌باشد و رفتار شکل‌پذیر در فشار دارد. در کرنش ۰٫۳ تا ۰٫۵ درصد تسلیم فشاری رخ می‌دهد، اما معمولاً کمانش قبل از تسلیم فشاری رخ می‌دهد.

الیاف آرامید پایداری حرارتی بالایی دارد و عملکرد مناسب در درجه حرارت بین ۲۰۰- تا ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد را دارد. ولی برای عملکرد طولانی مدت و دوام مناسب نایستی درجه حرارت بیشتر از ۱۵۰ درجه سانتی‌گراد گردد. الیاف آرامید ضریب انبساط حرارتی منفی دارد و مقاوم در برابر اسید و بازها می‌باشد. مقاومت فشاری الیاف آرامید به دلیل کمانش کم است، لذا برای اصلاح آن از ترکیب آن با الیاف کربن یا شیشه استفاده می‌شود. در شکل ۲-۳ می‌توانید یک نمونه از الیاف آرامید را ببینید.



شکل ۲-۳- الیاف آرامید

۲-۷-۴- الیاف وینیلوی یا VFRP

الیاف پلیمری پلی اتیلن با مولکول سنگین تولید می کند. نوع خاصی از این پلیمر را شرکت هلندی DSM به نام اسپکترا^۱ تولید می کند. این نوع پلیمر به شکل رشته ای یا به صورت پارچه می باشد. افزایش طول کمی دارد، نیاز به اصلاح پلاسما نیز دارد. در شکل ۲-۴ می توانید یک نمونه از الیاف وینیلوی را ببینید.

در جدول ۱-۲ و ۲-۲ می توانید به ترتیب خصوصیات نمونه برای کامپوزیت های شیشه، کربن و آرامید و مقایسه خصوصیات مکانیکی نمونه های مختلف کامپوزیت را ببینید.

جدول ۱-۲- خصوصیات مکانیکی نمونه برای کامپوزیت های شیشه، کربن و آرامید [18]

مقاومت کششی (مگاپاسگال)	مدول کششی طولی (گیگاپاسگال)	چگالی Kg/m ³	مقدار الیاف % به وزن	مواد کامپوزیتی غیر هم جهت
۴۰۰-۱۸۰۰	۲۰-۵۵	۱۶۰۰-۲۰۰۰	۵۰-۸۰	ورقه های GFRP
۱۲۰۰-۲۲۵۰	۱۲۰-۲۵۰	۱۶۰۰-۱۹۰۰	۶۵-۷۵	ورقه های CFRP
۱۰۰۰-۱۸۰۰	۴۰-۱۲۵	۱۰۵۰-۱۲۵۰	۶۰-۷۰	ورقه های AFRP

جدول ۲-۲- مقایسه خصوصیات مکانیکی نمونه های مختلف کامپوزیت [14]

مصالح		مدول الاستیسیته (گیگاپاسگال)	مقاومت کششی (مگاپاسگال)	کرنش کششی نهایی به %
کربن	مقاومت بالا	۲۱۵-۲۳۵	۳۵۰۰-۴۸۰۰	۱,۴-۲
	مقاومت بسیار بالا	۲۱۵-۲۳۵	۳۵۰۰-۶۰۰۰	۱,۵-۲,۳
	مدول بالا	۳۵۰-۵۰۰	۲۵۰۰-۳۱۰۰	۰,۵-۰,۹
	مدول بسیار بالا	۵۰۰-۷۰۰	۲۱۰۰-۲۴۰۰	۰,۲-۰,۴
شیشه	E	۷۰	۱۹۰۰-۳۰۰۰	۳-۴,۵
	S	۸۵-۹۰	۳۵۰۰-۴۸۰۰	۴,۵-۵,۵
آرامید	مدول پایین	۷۰-۸۰	۳۵۰۰-۴۱۰۰	۴,۳-۵
	مدول بالا	۱۱۵-۱۳۰	۳۵۰۰-۴۰۰۰	۲,۵-۳,۵

¹ spectra

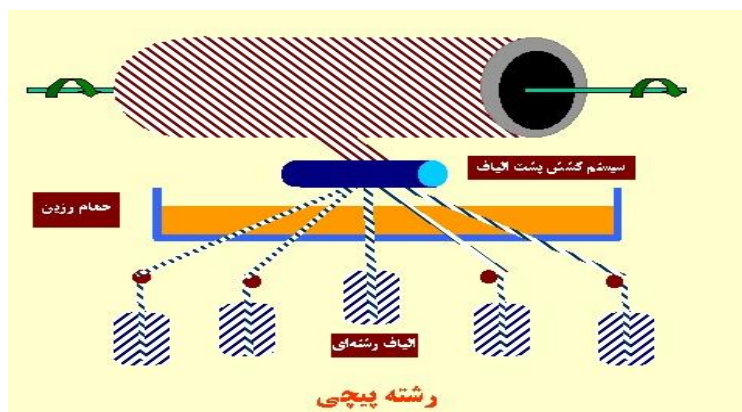


شکل ۲-۴- الیاف وینیلی

۸-۲- روش‌های تولید کامپوزیت FRP

۱-۸-۲- بافتن رشته‌ها به هم^۱

الیاف یا رشته‌های پیوسته به صورت نوارهای موازی به دور سیلندر دوار مطابق شکل پیچانده می‌شود، شکل ۲-۵. در این حین ماتریس رزین پلی‌استر، وینیل استر یا اپوکسی به درون سیلندر دوار که رشته‌های الیاف به دور آن تابیده می‌شود دمیده شده و با الیافها ترکیب می‌شود. تمامی این فرآیند برای به دست آمدن FRP باکیفیت مناسب با کامپیوتر کنترل می‌شود.



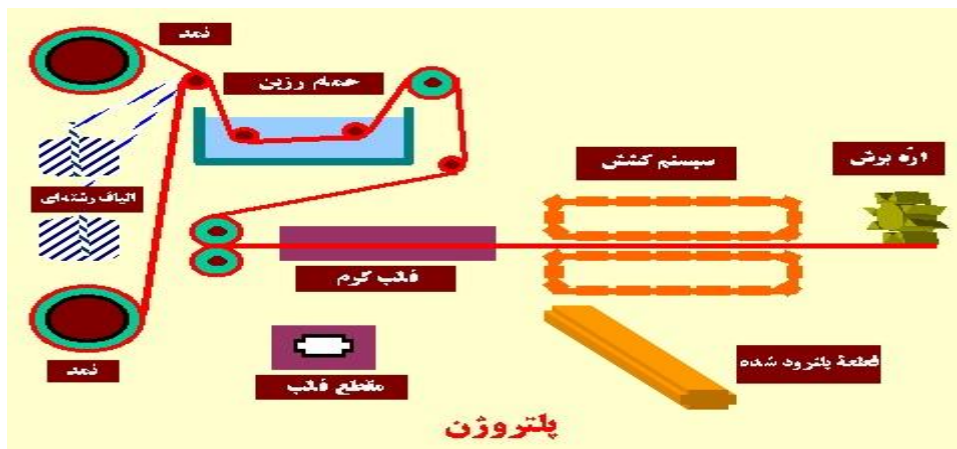
شکل ۲-۵- تولید FRP با استفاده از بافتن رشته‌ها به هم

از FRP تولیدی به این روش در ساخت لوله، لوله‌های تحت پیچش، بدنه و جداره موشک، بطری‌ها و شیشه‌های تحت فشار، تانک‌های ذخیره و فیوز تأخیری هواپیما استفاده می‌شود.

^۱ Filament Winding

۲-۸-۲- فرآیند پالتروژن^۱

با این روش لمینیت‌ها یا ورق‌های پوششی با مقطع عرضی و طول معین ساخته می‌شود. در این روش حین کشیدن نوار الیاف ماتریس که معمولاً پلی‌استر یا وینیل استر می‌باشد، با گرمای الکتریکی به کمک روغن داغ به الیاف اضافه می‌شود و اتاقک پیش گرمایشی فرکانس رادیویی برای کنترل ضخامت در زمان عمل‌آوری وجود دارد. در شکل ۲-۶ می‌توانید فرایند تولید FRP به روش پالتروژن را ببینید.



شکل ۲-۶- روند تولید ورقه و پوشش FRP از طریق فرایند پلتروژن

۲-۸-۳- از طریق فرآیند فشرده سازی در خلأ

در این روش وزن هوای بین لایه‌های FRP مانع از تشکیل آن می‌گردد؛ بنابراین بر اثر پرس و فشار اعمالی بایستی هوای محبوس خارج شود تا FRP یا لمینت شکل گیرد.

یک یا چند لایه با ضخامت مختلف روی فیلم یا غشا قابل گسترش قرار داده شده، سپس تحت پرس و فشار می‌گیرند تا هوای بین لمینت خارج شده و ماتریس رزین به یکی از روش‌های موجود حرارت داده شده و به لایه الیاف تزریق می‌شود.

^۱ Pultrusion

۲-۸-۴- فرآیند تولید قالب‌گیری متناسب

این روش خود به دو صورت برای تولید FRP به کار برده می‌شود. روش اول بکار بردن قالب انتقالی رزین یا RTM و روش دوم بکار بردن قالب مرکب ورق‌های می‌باشد. کامپوزیت‌های FRP تولیدی به این روش خاصیت شبه ناهمسانگرد دارد.

۲-۹- عوامل مؤثر در خواص یک محصول تولیدی FRP

از جمله عوامل مؤثر در خواص یک FRP تولیدی می‌توان به حجم و نوع الیاف و رزین کاربردی، جهت قرارگیری الیافها، تأثیرات ابعادی و کنترل کیفیت در زمان تولید اشاره کرد.

۲-۱۰- عوامل مؤثر در خواص مکانیکی FRP

مدت بارگذاری، تاریخچه بارگذاری، درجه حرارت و رطوبت عواملی است که روی خواص مکانیکی FRP اثر گذار است.

رطوبت خواص رزین را تغییر داده، منجر به باد کردن و تابیدگی یا اعوجاج کامپوزیت می‌گردد. لذا برای جلوگیری از اثر مخرب رطوبت بایستی به شرایط استفاده از کامپوزیت و نوع آن توجه داشت. رزین‌ها به دلیل داشتن مقادیر قابل توجهی کربن و هیدروژن قابل اشتعال هستند، اما ترکیب آن‌ها با الیاف یا الیاف تقویتی منجر به افزایش مقاومت FRP در برابر آتش‌سوزی می‌گردد.

اشعه ماورای بنفش که در نور خورشید وجود دارد با ماتریس پلیمری واکنش شیمیایی داده و اثر مخربی روی FRP می‌گذارد. برای کاهش این اثر سو از مواد افزاینده مناسب استفاده می‌شود.

۲-۱۱- تکنیک‌های تسلیح سطحی عضو بتن‌آرمه با ورقه FRP

به‌طور کلی دو تکنیک برای تسلیح سطحی سازه‌های بتنی موجود است. تکنیک اول استفاده از میله‌های جاسازی شده نزدیک سطح و تکنیک دوم اتصال صفحات خارجی می‌باشد.

۲-۱۱-۱- نصب میله‌های تعبیه شده نزدیک به سطح^۱ NSM FRP

کاربرد میله‌های FRP تعبیه شده نزدیک به سطح، روش جالب برای افزایش مقاومت خمشی و برشی بتن مسلح معیوب می‌باشد. این تکنیک زمانی عملی است که مهار میلگردهای تعبیه شده در مجاورت عضو ممکن باشد. علاوه بر این کاربرد میله‌های NSM FRP به عملیات آماده‌سازی سطح نیاز ندارد. در موارد بخصوص کاربرد میله‌های NSM FRP دارای کارایی بالاتری از ورقه‌های پیوندی FRP می‌باشد. بخصوص مواقعی که مهار انتهای تقویت‌های FRP نیاز به یک طراحی اساسی دارد یا نصب ورقه‌ها شامل یک عملیات وسیع آماده‌سازی سطح باشد. نصب میله‌های بزرگ NSM FRP به وسیله شیار زدن بر روی سطح بتن انجام می‌شود. نصب تقویت‌ها به صورت سنتی موازی با مسلح کننده‌های موجود می‌باشد. شیارهای به وجود آمده ممکن است دارای سطح مقطع مستطیل شکل با ابعادی مساوی با میلگردها به علاوه ۱/۸ اینچ در هر طرف برای تلورانس نصب می‌باشد. شیار زدن بروی سطح بتن به صورت دو برش اره‌ای است که به وسیله ابزار و تکنولوژی متداول بروی سطح بتن زده می‌شود. دو طبقه برش گر با عمقی معین و بافاصله‌ای مساوی با عرض شیار از هم قرار داده می‌شود در اثر خرد شدن بتن بین دو برشگر شیار به وجود می‌آید. برای نصب میله‌های NSM FRP هر شیاری در ابتدا توسط ملاتی با غلظت بالا مانند اپوکسی به صورت نیمه پر می‌شود. این ملات باید با سیستم FRP سازگاری داشته باشد. غلظت بالای ملات سبب سهولت عملیات بخصوص جهت کارهای بالاسری می‌گردد.

یک میله FRP در داخل شیار قرار گرفته و به آسانی در محلش فشار داده می‌شود. این عمل سبب می‌شود که اپوکسی به محیط میله نفوذ کرده و به صورت پوششی روی جدارها را بپوشاند. همچنین میله‌ها می‌توانند به وسیله گوه‌های بافاصله مناسب در محل خود قرار گرفته و بعد توسط ملاتی مشابه پر شوند و با سطح بتن هم سطح گردند.

^۱ Near Surface Mounting

۲-۱۱-۲- نصب لایه‌های پیوندی خارجی

مراحل نصب به‌طور اصولی به ترتیب عبارت‌اند از:

آماده‌سازی: قبل از هر تقویت با ورقه‌ها بایستی بتن تخریب شده و آرماتورهای خورده شده و ترک‌های اصلی با تزریق بتن ترمیم شود.

آماده‌سازی سطح: پس از تعمیر سازه آسیب‌دیده، سطح آن کاملاً صاف شده و نامنظمی‌ها و زوایای تند و تیز گوشه‌ها به وسیله ماسه پاشی^۱، فشار آب^۲ یا ساب کاملاً گرد می‌شود.

بکار بردن لایه آستری یا پرایمر: برای افزایش چسبندگی و جلوگیری از جدایش ورقه FRP از لایه چسب بین بتن و ورقه، با غلتک یک لایه اپوکسی با لزجت کم به‌طور موضعی روی سطح مورد نظر به‌عنوان پرایمر می‌زنیم.

بتونه کردن: یک لایه چسب با ویسکوزیته بالا برای پر کردن خلل و فرج و فرورفتگی‌ها در محل‌های مورد نیاز به کار برده می‌شود.

بریدن ورقه: بر روی یک سطح تمیز و آماده که عاری از هرگونه آلودگی، چسب و ناصافی است، ورقه FRP مطابق مشخصات و جزئیات ارائه شده بریده می‌شود.

اشباع کردن ورقه: در پروژه‌های بزرگ و حجیم ورقه‌ها با دستگاه‌های گرداننده خاص در کارخانه اشباع می‌شود و لایه اپوکسی یا ماتریس رزین به آن اضافه می‌شود و فقط کافی است در محل مورد نظر خشک و بدون چسب بروی سطح بتن چسبانده می‌شود.

بکار بردن ورقه: ورقه را با دقت روی سطح همواره و بدون هیچ گونه آلودگی و حباب هوای محبوس به‌صورت کاملاً صاف و مستقیم دقیق می‌چسبانند.

¹ sand Blast

² Water get

نظارت بر کنترل کیفیت: در زمان عمل‌آوری، ۲ تا ۶ ساعت بسته به شرایط حاکم، ورقه‌ها چک و کنترل می‌شوند تا هیچ گونه حباب هوا بین لایه FRP و بتن حبس نشده باشد و خم شدگی یا شکم دادن^۱ وجود نداشته باشد و ناظرهای تربیت شده‌ای برای کنترل کیفیت ورقه‌های FRP استفاده می‌شود.

لایه رویین: پس از عمل‌آوری و نظارت بر کیفیت ورقه‌های FRP برای نیاز به حفاظت و نگهداری کمتر و حفظ زیبایی معماری با یک لایه بتن رویین یا ماده‌ای دیگر پوشانده می‌شوند.

نصب نامناسب می‌تواند به صورت‌های مختلف نظیر مخلوط نشدن اعضا به صورت کافی، اشباع نشدن الیاف‌ها، ناهم‌راست بودن الیاف‌ها و... ظاهر شود.

برای اطمینان از عملکرد نصب مناسب انجام آزمایش کنترل و بازرسی به صورت دقیق انجام می‌شود.

۲-۱۲- انواع روش‌های نصب FRP به صورت اتصال خارجی

گام‌های مورد نیاز برای نصب عموماً توسط تولید کننده الیاف و چسب ارائه می‌شود. این گام‌های با توجه به کاربرد و شرایط محیطی در هنگام کار می‌تواند متفاوت باشد. در هنگام نصب می‌بایست به خیس نبودن سطح بتن، رطوبت و دمای محیط توجه داشت. بسیاری از چسب‌های صنعتی بر روی سطوح خیس چسبندگی مناسب ندارند. عموماً پلیمرها و چسب‌های صنعتی در دماهای بالا گیرش سریع‌تر و در نتیجه کارگران زمان کوتاه‌تری را برای عملیات نصب در اختیار دارند. از طرف دیگر در درجه حرارت پایین سرعت سخت شدن چسب کاهش یافته و مدت طولانی‌تری از ورق FRP عمل‌آوری نشده می‌بایست محافظت کرد [13].

تجهیزات مورد نیاز برای نصب بسیار ساده بوده و به بالا برهای سبک، همزن‌های برقی و کاردک و غلتک دستی محدود می‌باشد.

¹ Sagging

۲-۱۲-۱- روش نصب تر

پس از مخلوط کردن رزین که عموماً یک چسب صنعتی دو بخشی است، سطح بتن در صورت نیاز با ماده آماده ساز که قابلیت نفوذ در بتن را دارد پوشانده می‌شود. در صورت وجود حفره‌ها و تو رفتگی‌های بزرگ، این فضاها می‌بایست توسط خمیر پر شوند. اگر از پارچه‌های الیافی برای ساختن FRP در محل استفاده شود که به آن نصب تر گفته می‌شود، پارچه الیافی آغشته شده به رزین بر روی سطح گسترده شده و به وسیله کاردک و غلتک‌های دستی هوای محبوس شده به بیرون رانده می‌شود. در صورت نیاز در پایان یک لایه اضافی بر روی سطح خارجی اعمال می‌شود [13].

۲-۱۲-۲- روش نصب ماشینی

در این روش یک دسته الیاف ابتدا به رزین آغشته شده و به صورت خودکار به دور عضو پیچانده می‌شود. این دسته نوار را می‌توان به صورت افقی و یا مایل به دور عضو پیچاند. عمل‌آوری برخی از این نوارها با حرارت و یا اشعه فرا بنفش صورت می‌گیرد [13].

۲-۱۲-۳- روش پیش عمل‌آوری شده

در این روش ورق FRP که به صورت‌های گوناگون در کارخانه آماده شده با چسب صنعتی به سطح بتن چسبانده می‌شود. در این روش نیز می‌بایست دقت شود تا حباب‌های هوای محبوس از سطح تماس FRP و بتن بیرون رانده شود [13].

فصل سوم

تحقیقات مرتبط و مقررات طراحی

۱-۳ رفتار تیرهای تقویت شده

۱-۱-۳ مقدمه

تکنولوژی مقاوم‌سازی FRP در دهه گذشته، در حوزه مهندسی عمران معرفی شده است. برای کاربردهای سازه‌ای، FRP به‌طور عمده به دو صورت استفاده می‌شود. حالت اول شامل استفاده از میله‌های FRP به‌جای آرماتورهای فولادی یا رشته‌های^۱ پیش‌تنیدگی در سازه‌های بتنی است. حالت دیگر که این پایان‌نامه روی آن تمرکز کرده است، مقاوم‌سازی ساختار اعضای سازه‌ای معیوب با استفاده خارجی^۲ از FRP است.

FRP می‌توانند با استفاده از روش‌های متعدد از قبیل اتصال خارجی^۳، دور پیچ^۴ و نصب نزدیک سطح^۵ به اعضای سازه‌ای بتن مسلح متصل شود. صفحات یا ورقه‌های FRP ممکن است به قسمت کششی یک عضو سازه‌ای برای فراهم کردن تقویت خمشی یا در کناره‌های تیر برای ایجاد تقویت برشی چسبیده

¹ strands

² external

³ external bonding

⁴ wrapping

⁵ near surface mounting

شوند. ورقه‌های FRP همچنین می‌توانند اطراف تیر برای ایجاد تقویت برشی دور پیچ شوند و اطراف یک ستون برای ایجاد محصورشدگی^۱ و در نتیجه افزایش مقاومت و شکل‌پذیری آن دور پیچ شود. نصب نزدیک سطح از اره کردن یک شیار طولی در عضو بتنی، استفاده از مصالح اتصال داخل شکاف و قرار دادن یک میله یا نوار FRP در این شیار، تشکیل می‌شود.

۳-۱-۲ مقاوم‌سازی خمشی تیر

به‌تازگی، استفاده از FRP برای افزایش مقاوم خمشی اعضا شروع شده است. برای افزایش ظرفیت خمشی، FRP باید به‌صورت موازی با جهت تنش‌ها به عضو چسبیده شود.

لاکاسه^۲ و همکارانش ثابت کردند FRP سختی عضو و باربری آن را افزایش می‌دهند و ترک‌خوردگی را کاهش می‌دهند [19].

خیز یک تیر تقویت شده به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای از یک تیر تقویت نشده کمتر است. این به دلیل افزایش سختی عضو به دلیل استفاده از صفحات FRP است [20].

علاوه بر این، تعداد لایه‌های صفحات FRP به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای روی بار و سختی نهایی تیر اثر می‌گذارد. نتایج نشان می‌دهد با افزایش تعداد لایه‌های الیاف کربن تا ۶ لایه، ظرفیت باربری افزایش می‌یابد [21,22,23].

بار اولیه در زمان مقاوم‌سازی یک فاکتور مهم است که روی مقاومت نهایی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با FRP اثر می‌گذارد. تیر تقویت شده‌ای که بار اولیه بیشتری دارد، نسبت به تیری تقویت شده‌ای که بار اولیه کمتری دارد، مقاومت نهایی کمتری ایجاد می‌کند [24].

¹ confinement

² Lacasse

همچنین می‌توان در تیرهای پیوسته از FRP استفاده نمود، یا در مناطق با لنگر منفی یا مناطق با لنگر مثبت [25,26]. استفاده از صفحات FRP برای تقویت تیرهای پیوسته، برای کاهش خیز و افزایش ظرفیت باربری مؤثر است. یک مثال عملی در این زمینه، دال‌های پل بتن مسلح بزرگراه چین است که همان‌طور که در شکل ۱-۳ می‌بینید با استفاده از FRP تقویت شده است.



شکل ۱-۳- مقاومت‌سازی خمشی دال‌های پل بتن مسلح بزرگراهی در چین [27]

۳-۱-۳ مقاومت‌سازی برشی تیرها

در دهه گذشته، تقویت تیرها برای افزایش مقاومت برشی مورد توجه دانشمندان قرار گرفته است [28,29,30]. تقویت برشی معمولاً به‌وسیله اتصال تقویت‌های FRP خارجی روی اطراف تیر در جهت عمود بر محور تیر یا یک زاویه متناظر با جهت تنش‌های اصلی ایجاد می‌شود.

مود شکست و افزایش در مقاومت نهایی به جهت FRP بستگی دارد [31].

استفاده از نوارهای FRP مورب باعث افزایش مقاومت برشی و سختی همراه با کاهش قابل‌توجه در ترک‌های برشی می‌شود [30].

استفاده از دورپیچ U شکل در نواحی خمشی، با توجه به ظرفیت باربری، مؤثرترین پیکربندی^۱ است. استفاده از دورپیچ U شکل با FRP در نواحی خمشی، هم ظرفیت خمشی و هم برشی را افزایش می‌دهد و همچنین ممکن است از شکست ترد جلوگیری کند [30,32].

ظرفیت برشی همچنین به فاصله خاموت‌های فولادی و مقدار و توزیع FRP بستگی دارد [32].

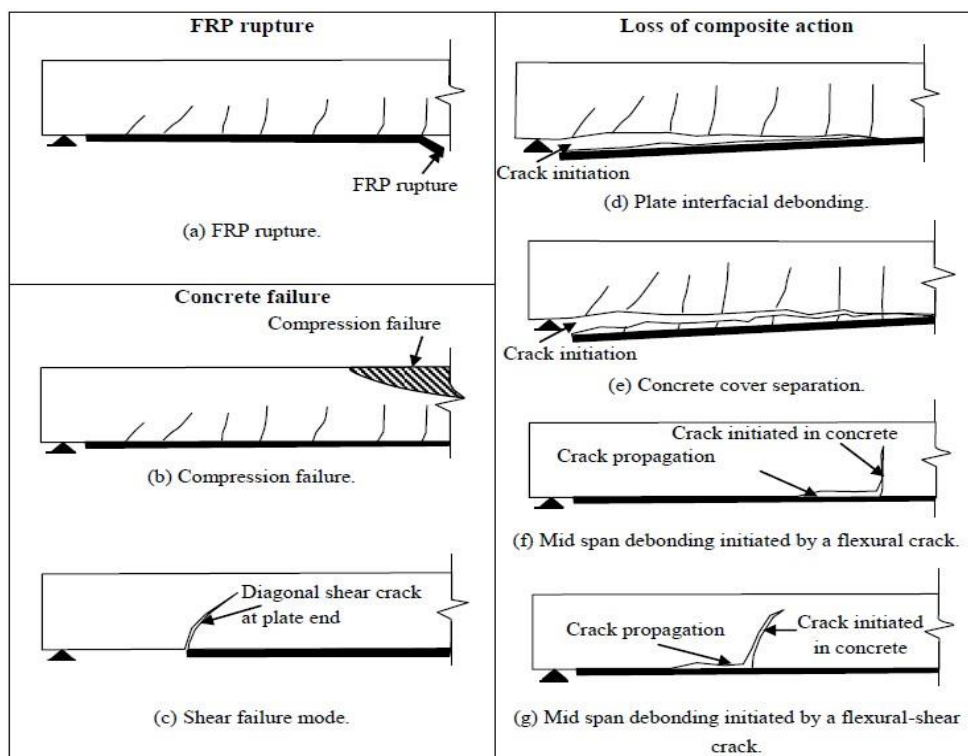
۳-۱-۴- مودهای گسیختگی

سه دسته اصلی شکست برای سازه‌های بتنی تقویت شده با FRP که به صورت آزمایشگاهی مشاهده شده‌اند، وجود دارد [33,34,35,36]. انواع مودهای شکست در تیرهای تقویت شده برای خمش در شکل ۳-۲ نشان داده شده است. نوع اول و دوم مودهای شکست جایی است که عمل مرکب^۲ بین بتن و FRP حفظ می‌شود. به‌طور معمول، در اولین مود شکست، همان‌طور که در شکل ۳-۲-a نشان داده شده است، آرماتورهای فولادی جاری می‌شوند و به دنبال آن FRP پاره می‌شود. در نوع دوم، شکست در بتن رخ می‌دهد. این نوع شکست به‌واسطه خرد شدن بتن، قبل یا بعد از جاری شدن فولاد کششی، بدون هیچ آسیبی به ورقه FRP، شکل ۳-۲-b، یا به‌واسطه یک ترک برشی مورب در انتهای صفحه، شکل ۳-۲-c، اتفاق می‌افتد. در نوع سوم، مودهای گسیختگی با از دست دادن عمل مرکب همراه است. شناخته شده ترین مودهای شکست در این گروه، مودهای جداشدگی است. در چنین حالتی، صفحات تقویتی خارجی دیگر به مقاومت تیر کمک نمی‌کنند، اگر توزیع مجدد تنش از لایه به آرماتورهای فولادی داخلی رخ ندهد، منجر به یک شکست ترد می‌شود. شکل‌های ۳-۲-d تا ۳-۲-g مودهای شکست نوع سوم را برای تیرهای بتن مسلح تقویت شده با FRP نشان می‌دهد. در شکل ۳-۲-d، شکست به‌واسطه تمرکز تنش از انتهای صفحه شروع می‌شود و با گسترش جداشدگی به سمت داخل ادامه می‌یابد. اساساً تنش‌ها در این مکان‌ها تنش برشی است، اما به‌واسطه سختی خمشی کم صفحات (صفر نیست)، تنش‌های نرمال

¹ configuration

² composite action

می‌توانند ایجاد شوند. برای مورد شکل ۳-۲-e کل کاور بتن جدا می‌شود. این مود شکست معمولاً حاصل از تشکیل ترک در یا نزدیک به انتهای صفحات، به واسطه تمرکز تنش نرمال و برش سطحی^۱ است. هنگامی که یک ترک نزدیک انتهای صفحات در بتن رخ می‌دهد، ترک به سمت آرماتورهای کششی گسترش می‌یابد و به صورت افقی در امتداد آرماتورهای فولادی توسعه می‌یابد. با افزایش بار خارجی، ممکن است ترک‌های افقی گسترش پیدا کند و باعث جدا شدن کاور بتن به همراه صفحه FRP شود. در شکل ۳-۲-f و ۳-۲-g شکست به دلیل انتشار ترک در بتن، موازی با صفحات متصل شده و مجاور سطح تماس بتن و چسب، ایجاد می‌شود، از محل تنش‌های بحرانی شروع و به سمت انتهای دیگر صفحه ادامه می‌یابد. اعتقاد بر این است که از تمرکز بالای تنش‌های نرمال و برشی در سطح تماس، ترک در طول تیر حاصل می‌شود. همچنین جداشدگی وسط دهانه ممکن است کاور بتن را همراه FRP جدا کند.



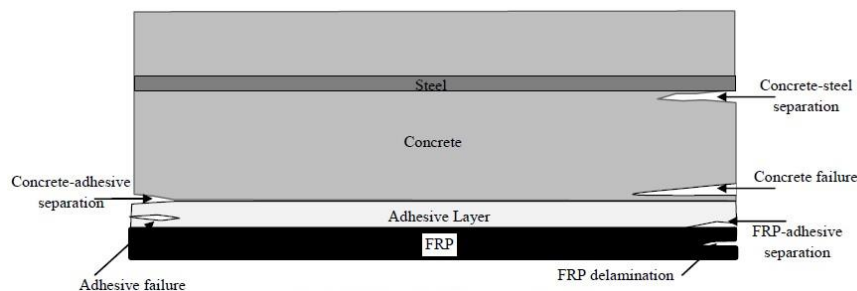
شکل ۳-۲- مدهای شکست در تیرهای تقویت شده برای خمش

^۱ interfacial shear

یک روش برای کاهش تمرکز تنش در انتهای صفحات و به تعویق انداختن یا جلوگیری کردن از شکست ترد، طراحی مخروطی انتهای^۱ FRP است [37]، طراحی مخروطی انتهای به معنی اختلاف طول بین لایه‌های FRP مجاور در انتها است.

۳-۱-۵- انواع جداسدگی و سوابق امور انجام گرفته پیرامون آن

از آنجا که این پدیده طیف گسترده‌ای از انواع عضوهای تقویت شده برای انواع حالات را در بر می‌گیرد و به عوامل متعددی بستگی دارد، دسته‌بندی‌های مختلفی هم از آن ارائه شده است. در حالت کلی می‌توان جداسدگی را به دودسته شاخص تقسیم بندی نمود. دسته اول که شکست در لایه چسب رخ می‌دهد و دسته دوم که شکست در بتن رخ می‌دهد. شکل ۳-۳ به صورت شماتیک انواع گسیختگی رانشان می‌دهد [38]. در ادامه به بررسی بیشتر انواع جداسدگی می‌پردازیم.



شکل ۳-۳- مودهای شکست در اتصال بتن و صفحات

۳-۱-۵-۱- جدا شدن انتهای ورق از سطح بتن

این نوع از جداسدگی از رایج‌ترین انواع آن به شمار می‌رود که بیشترین مطالعات در این زمینه را به خود اختصاص داده است [39]. این پدیده ممکن است همراه با کنده شدن لایه پوشش بتن نیز باشد. این جداسدگی به وسیله ترکی که از انتهای ورق آغاز می‌شود و به تدریج توسعه می‌یابد شناخته می‌شود [40]. محققین زیادی بر روی جداسدگی صفحات از انتها مطالعه نموده‌اند که در ادامه به برخی از آنها اشاره خواهد شد. آنچه قابل ذکر است، اتفاق نظر این محققین بر روی دلیل ایجاد این نوع جداسدگی

¹ taper end FRP design

است؛ که همانا تمرکز تنش در انتهای ورق می‌باشد. مشکلی که در زمینه مطالعه این پدیده وجود دارد، پارامترهای زیادی است که بر روی این نوع جداشدگی مؤثر شناخته شده است [41].

ملک^۱ و همکاران در سال ۱۹۹۸ با استفاده از معادلات دیفرانسیل و ارضای شرایط مرزی، توانستند رابطه‌ای ارزشمند برای پیش‌بینی بار قابل تحمل توسط یک تیر که بر اثر جدا شدن ورق در انتها دچار شکست می‌شود را پیشنهاد دهند [42]. آن‌ها روابطی برای پیش‌بینی تنش‌های متمرکز در انتهای ورق پیشنهاد دادند و در این راه فرضیاتی چون خطی بودن مشخصات مصالح و رفتار توأم و بدون لغزش بتن و FRP را منظور نمودند؛ آن‌ها همچنین ترک‌های خمشی به وجود آمده در یک تیر را نیز که باعث تأثیر در تنش‌های متمرکز انتها می‌شود، مورد نظر قرار داده‌اند و در نهایت صحت رابطه خود را با نتایج آزمایشگاهی و همچنین نتایج برنامه اجزاء محدود سنجیده‌اند.

رابطه ملک و همکاران از مهم‌ترین روابط برای این نوع جداشدگی شناخته شده است. البته بعضی محققین مانند کولوتی^۲ و همکاران که در سال ۲۰۰۴ بر روی این نوع از جداشدگی مطالعه کرده‌اند [38]، این روابط را بسیار محتاطانه و در جهت اطمینان می‌دانند و علت آن را خطی در نظر گرفتن رفتار الاستیک برای مصالح دانسته‌اند.

در سال ۱۳۹۱ صدر ممتازی و رستمی عتیق تعداد ۹ عدد تیر بتنی که ۸ عدد آن‌ها در یک لایه و یک جهت با ورق CFRP تقویت شده بود و انتهای آن با روش‌های تعبیه سوراخ در زیر ورق و دور پیچ کردن انتهای ورق به صورت U شکل را مورد آزمایش خمشی قرار دادند که نتایج به دست آمده نشان دهنده افزایش ظرفیت باربری به میزان ۲۶ و ۳۲ درصد و افزایش شکل‌پذیری به میزان ۷۷ و ۹۰ درصد گردید [43].

¹ Malek

² Colotti

در سال ۲۰۰۸ مستوفی نژاد و محمود آبادی در تحقیقات خود، روش جدید شیار زنی را به عنوان روش مناسبی برای جلوگیری از شکست زودرس برای جایگزینی آماده سازی سطحی ارائه نمودند. در این تحقیق با ایجاد شیار عرضی، قطری و طولی بر روی نمونه ها و پر کردن آن ها با چسب و چسباندن ورق FRP روی کل سطح نمونه و مقایسه تأثیر آن در بار نهایی نسبت به آماده سازی سطحی مورد بررسی قرار گرفت که نتایج نشان داد که تغییر نوع شیار از شیار عرضی به شیار قطری و در نهایت شیار طولی، موجب افزایش مقدار بار نهایی گسیختگی خواهد شد. همچنین افزایش عمق شیار طولی، موجب تغییر نوع گسیختگی از جداسازی زودرس به پارگی ورق FRP شد [44,45].

در سال ۱۳۹۰ مستوفی نژاد و مقدس بیدآبادی با بررسی نمونه هایی از تیرهای بتن-آرمه و تقویت آن با ورق های CFRP با روش شیارزنی و آماده سازی سطحی متعارف و آزمایش ۴ نقطه ای تیرهای مذکور به این نتیجه رسیدند که روش شیارزنی در تغییر مکانیسم جداسازی زودرس و نیز افزایش ظرفیت باربری تیر مؤثرتر است [45].

۳-۱-۵-۲- جداسازی در محل ترک های خمشی

این نوع از جداسازی در مقایسه با نوع قبلی جداسازی کمتر اتفاق می افتد. در مواقعی که تغییر ناگهانی در مقطع و یا تغییر در میزان فولاد اصلی تیر یا دال بنا به دلیلی از جمله خوردگی آرماتور خمشی وجود دارد، این گونه جداسازی رخ می دهد. بروز ترک باعث جدایی قسمتی از کامپوزیت ها و تمرکز تنش در نقاطی می شود که هنوز به عضو متصل هستند. این نوع جداسازی به سرعت به دو طرف گسترش می یابد و ظرفیت باربری عضو افت می کند [46].

در سال ۲۰۰۲ کیم^۱ و سباستیس^۲ ضمن بررسی و معرفی انواع جداسازی، توجه خود را به این نوع خاص از جداسازی معطوف نمودند [47]. پارامترهای مورد نظر آن ها در این بررسی، وجود تغییر مقطع

¹ Kim

² Sebastian

در آرماتور، طول خوردگی، مساحت ورق‌های FRP و ضخامت لایه چسب بود. آن‌ها برای به وجود آوردن این نوع جداسدگی از صفحه‌ای عمود بر محور تیر در هنگام بتن‌ریزی استفاده نمودند تا بتوانند ترکی از پیش تعیین شده در محل لنگر حداکثر تعبیه کنند و سپس کامپوزیت‌های FRP را به زیر تیر چسبانند و رفتار تیر را مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها مشاهده کردند که با افزایش کسری مساحت آرماتور از ۵۷ به ۷۸ درصد، کاهش به میزان ۵۰ درصد در باربری نمونه تقویت شده رخ خواهد داد. آن‌ها ابراز داشتند که تغییر در ضخامت چسب تأثیر زیادی بر بار نهایی نمونه نخواهد داشت.

پر مال سامی^۱ در سال ۲۰۰۱ با استفاده از نتایج آزمایشگاهی توصیه نمود که برای جلوگیری از این نوع جداسدگی، کرنشی در FRP در حضور بارهای گسترده یکنواخت به ۰/۰۰۸ و در حضور بارهای متمرکز یا لنگرهای زیاد به ۰/۰۰۶ محدود شود [48].

۳-۱-۵-۳- جداسدگی در محل ترک‌های برشی

این نوع جداسدگی نسبت به دو نوع جداسدگی ذکر شده در قسمت‌های قبل، کمتر مورد توجه قرار گرفته و در مورد خاصی رخ می‌دهد [40]. جداسدگی در محل ترک‌های برشی در اثر جابه‌جایی صلب دو قسمتی که تحت برش قرار دارند رخ می‌دهد. عدم توانایی صفحات FRP برای انعطاف و عملکرد خارج از صفحه، به این جداسدگی دامن می‌زند. این جداسدگی به صورت ناگهانی رخ می‌دهد و با تشکیل سریع ترک‌های برشی همراه است و مانند ترک‌های برشی ماهیتی ترد دارد. در مورد کامپوزیت‌هایی با سختی بالا و همچنین صفحات تقویت فلزی این نوع جداسدگی بیشتر رخ می‌دهد [41].

در سال ۱۹۹۷ بلاشکو و همکاران روشی ساده برای پیش‌بینی جداسدگی ارائه کردند [49]. رابطه آن‌ها به صورت اصلاح در ظرفیت برشی تیر ارائه شده است که به صورت زیر ارائه شده است:

$$V_R = kbd[1.2 + 40\rho_1]\tau_{Rk} \quad (\text{رابطه ۱-۳})$$

^۱ Perumalsamy

$$\rho_1 = \frac{[A_s + A_f \frac{E_f}{E_s}]}{bd} \quad (\text{رابطه ۲-۳})$$

که در آن k ضریب تأثیر اندازه در ظرفیت برشی تیر است و به صورت زیر نیز تعریف می‌شود:

$$k = 1.6 - d \geq 1 \quad (\text{رابطه ۳-۳})$$

V_R ظرفیت نیروی برشی، d عمق مؤثر تیر در واحد متر است. A_s و A_f به ترتیب مساحت ورق تقویت و فولاد مقطع می‌باشند.

τ_{Rk} پارامتری است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\tau_{Rk} = 0.18 \sqrt{f_{cm}} \quad (\text{رابطه ۴-۳})$$

که f_{cm} مقاومت فشاری بتن تیر می‌باشد.

فام و همکاران در سال ۲۰۰۴ با آزمایش ۲۶ نمونه تیر که برای تجربه این نوع جداسازی طراحی شده بودند، صحت رابطه فوق را تحقیق کردند [50]. آن‌ها نشان دادند که این رابطه در جهت اطمینان بوده و بار قابل پیش‌بینی توسط رابطه فوق در حدود ۶۸ درصد بار واقعی آزمایش است.

۲-۳- آیین‌نامه‌های طراحی

۳-۲-۱- کلیات

اگرچه تکنیک مقاوم‌سازی با اتصال خارجی کاملاً جدید است، در حال حاضر چندین آیین‌نامه و دستورالعمل برای مهندسان برای برنامه ریزی یک پروژه مقاوم‌سازی در دسترس می‌باشد.

fib Bulletin 14 یکی از اولین دستورالعمل‌های منتشر شده در زمینه مقاوم‌سازی با اتصال خارجی بود [51]. در انگلستان، در حال حاضر چاپ دوم آیین‌نامه طراحی TR55 برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی منتشر شده است [52]. علاوه بر این CNR در ایتالیا در دسترس می‌باشد [53]. Täljsten یک آیین‌نامه

طراحی برای صفحات FRP متصل شده به بتن را ایجاد کرده است [54]. ACI 440.2R-08 یک آیین نامه برای طراحی و ساخت سازه‌های بتن مسلح با اتصال خارجی FRP ارائه داده است [55].

استفاده از FRP به صورت تقویت خارجی در مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح نیازمند توسعه روش‌های طراحی برای اطمینان از ایمنی کافی است. چندین مود شکست (برای مثال: شکست فشاری قبل یا بعد از تسلیم شدن فولاد، پاره شدن FRP قبل یا بعد از تسلیم شدن فولاد و از دست رفتن عمل مرکب) می‌تواند در تیرهای تقویت شده با FRP توسعه داده شود. بیشتر دستورالعمل‌های طراحی، با راه‌های مختلف طراحی بر مودهای شکست بالا غلبه می‌کنند. ظرفیت خمشی در دستورالعمل‌ها از سه بخش به دست می‌آید: بتن، فولاد و FRP. با این حال، جزئیات هر آیین‌نامه با دیگری متفاوت است. بخش‌های بعدی اصول محاسبه هر آیین‌نامه را روشن می‌کند.

۳-۲-۲- ضرایب اطمینان مصالح

در بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی، مقاومت طراحی مصالح با تقسیم مقاومت مشخصه به ضریب اطمینان مصالح به دست می‌آید. با این حال، آیین‌نامه طراحی ACI، بیان می‌کند که مقاومت طراحی باید با استفاده از ضریب کاهش فقط برای FRP مشخص شود، جدول ۳-۱.

جدول ۳-۱- ضرایب اطمینان مصالح

آیین‌نامه طراحی	بتن	فولاد	FRP	
			ضریب اطمینان	ضریب کاهش
fib Bulletin 14	۱,۵	۱,۱۵	۱,۲-۱,۵ ^(۱)	-
TR55	۱,۵	۱,۱۵	۱,۵۴	-
CNR	۱,۶	۱,۱۵	۱,۲-۱,۴۵ ^(۲)	-
Täljsten	۱,۵	۱,۱۵	۱,۲-۹,۵ ^(۳)	-
ACI	-	-	-	۰,۵-۰,۹۵ ^(۴)

(۱) بسته به کاربرد نوع FRP

(۲) بسته به کاربرد و نوع شکست برای FRP

(۳) بسته به عدم قطعیت در مقادیر مشخصه برای مقاومت، عدم قطعیت در محاسبه مدل و ابعاد موجود، نوع شکست، اثر کنترل، اثر بلند مدت یا کوتاه مدت و روش مقاوم‌سازی

(۴) بسته به نوع FRP و شرایط محیطی

جدول ۱-۳ بالاترین و پایین‌ترین محدوده ضریب اطمینان مصالح و ضریب کاهش در هر آیین‌نامه طراحی را نشان می‌دهد.

۳-۲-۳- کرنش مجاز

ACI مقدار $0,003$ و دیگران $0,0035$ را برای کرنش بتن تعیین کرده‌اند.

۳-۲-۴- امنیتی کاهنده^۱

علاوه بر این، ACI از یک کاهنده مقاومت برای لنگر استفاده می‌کند. یک ضریب کاهنده مقاومت اضافی $0,85$ به سهم FRP تقویتی در ظرفیت خمشی اعمال می‌شود.

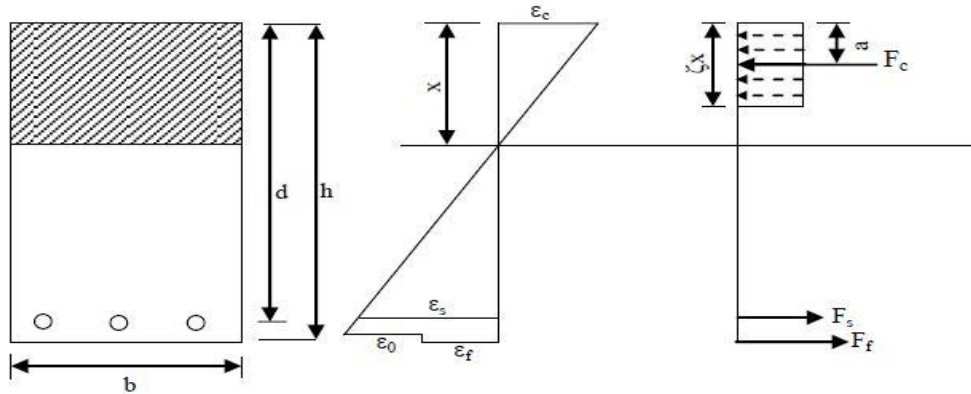
۳-۲-۵- محاسبه خمش

در تمام آیین‌نامه‌ها از تجزیه تحلیل حالت حدی نهایی^۲ المان‌های بتن مسلح تقویت شده با FRP استفاده شده و روی فرضیات اساسی زیر متکی است. مقاطع صفحه‌ای قبل از خمش، بعد از خمش نیز صفحه‌ای باقی می‌مانند. لغزش نسبی بین بتن و FRP وجود ندارد. در نظر گرفتن اثر بار اولیه قبل از تقویت، این کار با در نظر گرفتن توزیع کرنش اولیه در محاسبات است.

موقعیت تار خنثی با استفاده از معادله تعادل نیروها در طول محور تیر محاسبه می‌شود. سپس ظرفیت خمشی M_d عضو تقویت شده می‌تواند با استفاده از معادله تعادل خمشی محاسبه شود، شکل ۳-۴.

¹ Safety reduction

² Ultimate limit state



شکل ۳-۴- دیاگرام تنش کرنش برای مقطع مستطیل شکل تیر

در خصوص عمق ناحیه فشاری، تفاوت کوچکی بین آیین‌نامه‌های طراحی وجود دارد. جدول ۲-۳ مقادیر ζ را در آیین‌نامه‌های طراحی مختلف نشان می‌دهد.

جدول ۲-۳- مقادیر ζ

آیین‌نامه طراحی	ζ
fib Bulletin 14	۰,۸
TR55	۰,۹
CNR	۰,۸
Täljsten	۰,۸
ACI	۰,۶۵-۰,۸۵*

* بسته به مقاومت بتن

ظرفیت اسمی خمشی مربوط به دو مود می‌تواند به صورت زیر بیان شود.

جاری شدن فولاد و پارگی FRP

$$M_d = A_s f_y (d - a) + A_f E_f \varepsilon_{fu} (h - a) \quad (\text{رابطه ۳-۵})$$

جاری شدن فولاد و خرد شدگی بتن

$$M_d = A_s f_y (d - a) + \left(\left(\frac{h-x}{x} \right) \varepsilon_{cu} - \varepsilon_0 \right) A_f E_f (h - a) \quad (\text{رابطه ۳-۶})$$

که A_f سطح مقطع FRP، A_s سطح مقطع فولاد، E_f مدول الاستیسیته FRP، M_d ظرفیت لنگر خمشی عضو، a فاصله دورترین تار فشاری تا نیروی برآیند، d بازوی لنگر نیروهای داخلی آرماتور فولادی، f_y مقاومت تسلیم طراحی فولاد، h عمق از دورترین تار فشاری FRP، x عمق تار خنثی از دورترین تار فشاری، ϵ_0 کرنش بتن در قسمت کششی در زمان نصب FRP، ϵ_{cu} کرنش شکست فشاری در بتن و ϵ_{fu} کرنش شکست کششی FRP می‌باشد.

۳-۲-۶- عمل مرکب

۳-۲-۶-۱- جداشدگی صفحات در ترک‌های انتهایی و ترک‌های خمشی

برای جلوگیری از جداشدگی در ترک‌های انتهایی و ترک‌های خمشی، طول مهاری و حداکثر نیرو باید بررسی شود. چندین دستورالعمل این نوع مود شکست را در نظر گرفته‌اند. معیارهای هر آیین‌نامه برای طول مهاری و حداکثر نیرو به ترتیب در جدول‌های ۳-۳ و ۴-۳ خلاصه شده است.

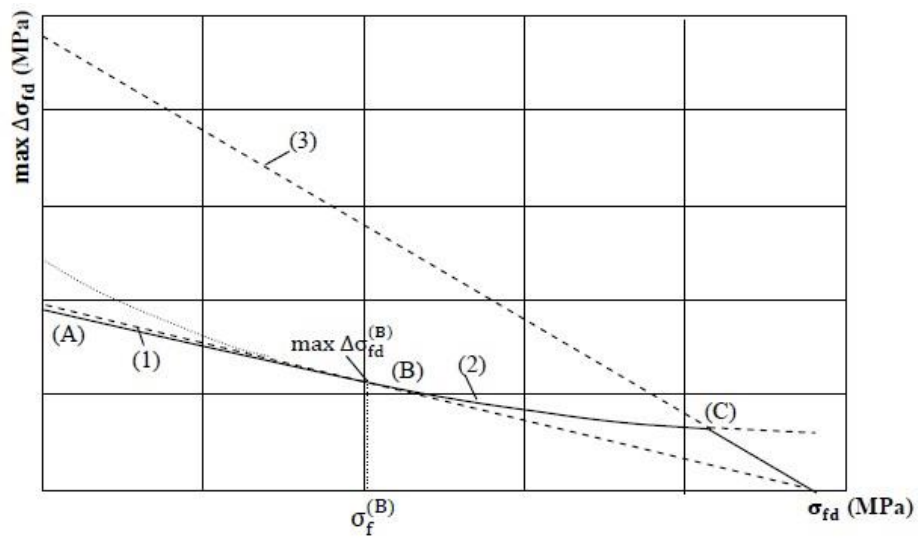
fib Bulletin 14 روش ۱ و ۳، TR55 و CNR از یک رابطه در محاسبه طول مهاری استفاده کرده‌اند. همه آیین‌نامه‌های طراحی اثر هندسه FRP و مشخصات FRP و بتن را در محاسبات لحاظ کرده‌اند. علاوه بر این Täljsten اثر مقاومت کششی FRP و همچنین عرض ترک را در نظر گرفته است.

بیشترین نیرو و دیگر محدودیت‌های طراحی برای چندین آیین‌نامه در جدول ۴-۳ آمده است. fib Bulletin 14 سه روش مختلف ارائه می‌دهد. اولین روش کرنش FRP را محدود می‌کند. دومین روش بر اساس محاسبه بیشترین افزایش در تنش کششی FRP و سومین روش بر اساس محاسبه تنش برشی اتصال است. TR55 کرنش FRP را مانند تنش برشی اتصال محدود می‌کند. آیین‌نامه طراحی ACI کرنش را محدود می‌کند. CNR تنش بین ترک‌های متعاقب^۱ را محدود می‌کند.

¹ subsequent cracks

جدول ۳-۳- طول مهاری

آیین‌نامه طراحی	طول مهاری
fib Bulletin 14	با روش ۱ و ۳ $l_b = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}}$
	با روش ۲ $l_b = 1.44 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ctm} f_{ck}}}}$
TR55	$l_b = 0.7 \sqrt{\frac{E_f t_f}{f_{ctm}}}$
CNR	$l_b = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}}$
Täljsten	$l_b = l_{cr} \frac{0.2f_{fd}}{\sqrt{f_{ct} E_f w / t_f}}$ $l_{cr} = 250 \text{ mm}$ w: عرض ترک، ۰,۵ میلی‌متر
ACI	-



شکل ۳-۵- دیاگرام بیشترین افزایش ممکن در تنش کششی بین دو ترک مجاور [56]

جدول ۳-۴- بیشترین نیرو و محدودیت‌های اضافی

آیین‌نامه طراحی	بیشترین نیرو	محدودیت‌های اضافی
fib Bulletin 14	$N_f = 0.64\alpha k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}}$ $k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}}$ $\alpha = 0.9$	$\varepsilon_f < 0.0065 - 0.008$
	$N_f = 0.64\alpha k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}}$ $k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}}$ $\alpha = 0.9$	$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}: \frac{V_d}{0.95db_f \left(1 + \frac{A_s E_s}{A_f E_f}\right)} \leq 1.2f_{ctk}$ $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}: \frac{V_d}{0.95db_f} \leq 1.2f_{ctk}$
	$N_f = \frac{0.23b_f t_f}{\gamma_c} \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}}$	$\sigma_f^B = \frac{0.185E_f}{s_{rm}} - 0.285\sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \frac{s_{rm}}{4t_f}$ $\text{Max}\Delta\sigma_{fd}^{(B)} = \frac{1}{15} \left[\sqrt{\frac{0.053E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + (\sigma_f^{(B)})^2} - \sigma_f^{(B)} \right]$ $\text{Max}\Delta\sigma_{fd}^{(1)} = \text{Max}\Delta\sigma_{fd}^{(A)} - \frac{(\text{Max}\Delta\sigma_{fd}^{(A)} - \text{Max}\Delta\sigma_{fd}^{(B)})}{\sigma_f^{(B)}} \sigma_{fd}$ $\text{Max}\Delta\sigma_{fd}^{(2)} = \frac{1}{15} \left[\sqrt{\frac{0.053E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + (\sigma_{fd})^2} - \sigma_{fd} \right]$ $\text{Max}\Delta\sigma_{fd}^{(3)} = \min \left\{ \frac{1}{15} \left[\sqrt{\frac{0.053E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + (\sigma_{fd})^2} - \sigma_{fd} \right], \frac{(f_{fd} - \sigma_{fd})}{15} \right\}$ $\tau_{sm} = 1.85f_{ctm}, \tau_{fm} = 0.44f_{ctm}$ $s_{rm} = 2 \frac{M_{cr}}{z_m \sum \tau_{fm} b_f + \sum \tau_{sm} d_s \pi}, M_{cr} = \frac{k f_{ctk,0.95} b h^2}{6}$ $z_m = 0.85 \frac{(h E_f A_f + d E_s A_s)}{(E_f A_f + E_s A_s)}$ <p>شکل ۳-۵ را ببینید.</p>
TR55	$N_f = 0.5k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}}$ $k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}}$	$\varepsilon_f < 0.008$ $\tau_{max} < 0.8 \text{ MPa}$
CNR	$N_f = \frac{1}{1.26\gamma_f} \sqrt{\frac{2E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}}$	$\sigma_f < \frac{3}{1.26\gamma_f} \sqrt{\frac{2E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}}$
Täljsten	$N_f = 0.2 f_{fd} b_f t_f$	-
ACI	-	$\varepsilon_{fmax} = \varepsilon_{fu} k_m$ $k_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360000}\right) \leq 0.9 \text{ for } nE_f t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{nE_f t_f}\right) \leq 0.9 \text{ for } nE_f t_f > 180000 \end{cases}$

که A_f سطح مقطع FRP، A_s سطح مقطع فولاد، E_f مدول الاستیسیته FRP، E_s مدول الاستیسیته فولاد، M_{cr} لنگر خمشی منجر به ترک خوردگی، V_d بیشترین نیروی برشی، b عرض تیر، b_f عرض صفحات FRP، d بازوی لنگر نیروهای داخلی آرماتور فولادی، d_s قطر آرماتورهای فولادی، f_{ck} مقادیر مشخصه مقاومت فشاری بتن، f_{ctk} مقادیر مشخصه مقاومت کششی بتن، $f_{ctk,0.95}$ حد بالایی مقاومت مشخصه کششی بتن، f_{ctm} مقاومت کششی میانی بتن، f_{fd} مقاومت کششی طراحی FRP، k_b ضریب هندسه، t_f ضخامت FRP، s_{rm} فاصله نامطلوب از ترک‌های خمشی، α ضریب کاهنده، α_f نسبت مدول FRP به بتن، γ_f ضریب امنیتی مصالح FRP، ϵ_f کرنش FRP، ϵ_{fu} کرنش شکست کششی FRP، ϵ_s کرنش کششی فولاد، ϵ_{yd} مقدار کرنش تسلیم طراحی برای آرماتور فولاد، σ_f تنش FRP، σ_{fd} مقدار طراحی تنش FRP، τ_{fm} متوسط تنش اتصال تقویت خارجی و τ_{sm} متوسط تنش اتصال تقویت داخلی می‌باشد.

۳-۲-۶-۲- ترک‌های برشی

فقط fib Bulletin 14 اثر ترک‌های برشی را در نظر می‌گیرد. ترک‌های برشی در المان‌های بتنی شیب‌دار^۱ است و ممکن است در نتیجه جداشدگی باشد. fib Bulletin 14 از روابط زیر برای بررسی جداشدگی بر اثر ترک‌های برشی استفاده می‌کند.

$$V_d \leq \tau_{rp} b_c d \quad (\text{رابطه ۷-۳})$$

$$\tau_{rp} = 0.38 + 151 \rho_{eq} \quad (\text{رابطه ۸-۳})$$

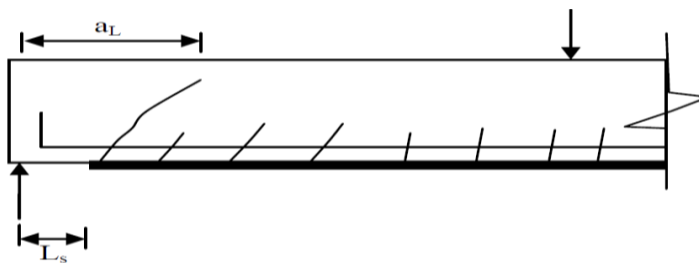
$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_f \frac{E_f}{E_s}}{b_c d} \quad (\text{رابطه ۹-۳})$$

که V_d بیشترین نیروی برشی و τ_{Rp} تنش برشی مقاوم متناظر با شروع لایه برداری می‌باشد.

¹ inclined

تمرکز تنش به طور ویژه در انتهای صفحات رخ می دهد؛ بنابراین باید از شروع ترک های سطح اتصال^۱ در انتهای FRP جلوگیری کرد.

fib Bulletin 14 از یک معیار ساده برای پیش بینی شکست برشی در انتهای صفحات و جدا شدن کاور بتن استفاده می کند. این معیار به مشخصات و هندسه مصالح استفاده شده در سیستم ترمیم بستگی ندارد. این روش مفهوم دهانه برشی ساختگی^۲ را به کار می گیرد، شکل ۳-۶ را ببینید.



شکل ۳-۶- مدل مشابه برای تجزیه تحلیل شکست برشی انتهای FRP

$$V_{sd} \leq V_{Rp} = \tau_{Rp} b d \quad (\text{رابطه ۳-۱۰})$$

$$\tau_{Rd} = 0.15^3 \sqrt{3 \frac{d}{a_L}} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{100 \rho_s f_{ck}} \quad (\text{رابطه ۳-۱۱})$$

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s} d L_s^3} \quad (\text{رابطه ۳-۱۲})$$

که V_{Rp} نیروی برشی مقاوم در ترک های برشی در زمان شروع لایه برداری و L_s فاصله انتهای FRP از تکیه گاه می باشد.

^۱ bond interface

^۲ fictitious shear span concept

تمرکز تنش در انتهای صفحات همچنین در fib Bulletin 14 نیز تلقی شده بود، در حالت حدی سرویس‌دهی، یک معادله به‌وسیله رابرتس¹ استفاده شد [57]. تنش برشی به مقاومت کششی مشخصه محدود شده است.

$$\tau_f = \left[V_{x=0} + \left(\frac{G_a}{E_f t_f t_a} \right)^{0.5} M_{x=0} \right] \frac{t_f (h-x_e)}{I} \quad (\text{رابطه ۳-۱۳})$$

که G_a مدول برشی لایه چسب، I ممان دوم سطح کامل کامپوزیت تبدیل یافته به صفحه FRP معادل، $M_{x=0}$ لنگر خمشی در انتهای صفحه، $V_{x=0}$ نیروی برشی در انتهای صفحات و $h-x_e$ فاصله تار خنثی تا FRP در مقطع تقویت شده می‌باشد.

Täljsten تمرکز تنش در انتهای صفحات را بررسی کرد [58]. او فرض کرد هنگامی که تنش‌های اصلی با مقاومت بتن برابر شدند، شکست آغاز می‌شود. Täljsten فرض کرد بیشترین تنش برشی در انتهای صفحات برابر است با:

$$\tau_{\max} = \frac{G_a P}{2 t_a E_c b_c} \frac{(2l + a_f - b_L)(a\lambda + 1)}{(1 + a_f) \lambda^2} \quad (\text{رابطه ۳-۱۴})$$

$$\lambda^2 = \frac{G_a b_f}{t_a} \left[\frac{1}{E_f A_f} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{z_0}{E_c b_c} \right] \quad (\text{رابطه ۳-۱۵})$$

که l نصف طول FRP و z_0 بازوی لنگر داخلی برابر $h-a$ می‌باشد.

تنش نرمال تنشی است که با تنش برشی برابر فرض شود. سپس معیارهای زیر استفاده می‌شود:

$$\sigma_y = \tau_{xy} = \tau_{\max} \quad (\text{رابطه ۳-۱۶})$$

$$\sigma_1 < f_{ctk} \quad (\text{رابطه ۳-۱۷})$$

¹ Roberts

ACI این شکست را با طول FRP کنترل می کند. توصیه می شود ورقه ها تا یک فاصله معین بعد از نقطه متناظر با ترک های خمشی M_{cr} گسترش یابد. علاوه بر این، نیروی برشی طراحی در نقطه انتهایی نباید از $\frac{2}{3}$ مقاومت برشی بتن بیشتر باشد.

$$V_u < 0.67V_c \quad (\text{رابطه ۳-۱۸})$$

۳-۳- بحث

حتی اگر کارهای گسترده ای روی استفاده از FRP در مقاوم سازی انجام شود، نیاز به تقویت مدل های موجود و مطالعات پارامتریک بیشتر وجود دارد. از تاریخچه مطالعات، می توان نتیجه گرفت که ناحیه تماس^۱ به صورت مدل های خطی یا غیرخطی مدل شده است.

محققین مودهای شکست مختلفی را گزارش کرده اند. فهمیدن اینکه تحت چه شرایطی یک مود شکست قطعاً رخ می دهد، بسیار مهم است.

با وجود اینکه مدل های بسیاری برای نشان دادن مقاومت اتصال و انرژی شکست توسعه داده شده اند، توسعه مدلی که به مشخصات چسب بستگی داشته باشد ضروری است، چون این مشخصات در کنار مشخصات بتن نقش مهمی در شکست جداسازی ایفا می کند.

نقاط ضعف اصلی در آیین نامه های در دسترس فقدان یک روش طراحی واحد بخصوص در قواعد طراحی در رابطه با عمل مرکب است. درک بهتر و توسعه مدل های طراحی ساده برای مکانیزم های مرتبط با جداسازی یک وظیفه مهم است. خصوصاً، معادله تنش برشی در انتهای صفحه در آیین نامه fib Bulletin 14 نیازمند یک بهبود با در نظر گرفتن اثر توزیع تنش غیرخطی در حالت سه بعدی است، برای مثال، اثر نسبت عرض بتن به FRP.

¹ interface

فصل چهارم

مدل سازی

۴-۱- روش المان محدود

روش اجزا محدود، یک روش عددی است که می‌توان آن را برای حل مسائل متعدد و متنوع مهندسی در حالت‌های مختلف پایدار، گذرا، خطی یا غیرخطی مانند تحلیل تنش، انتقال حرارت و جریان سیال به کار گرفت. این روش که ریشه آن به سال‌های ۱۹۰۰ میلادی برمی‌گردد، عملاً در دهه ۶۰ میلادی به صورت کلاسیک مدون، داخل مباحث مهندسی، به خصوص مهندسی مکانیک و عمران، شد و در دو دهه پایانی هزاره دوم به طور شگفت‌آوری در مراکز علمی و صنعتی جهان رسوخ نمود [59].

بدون شک روش اجزا محدود، انقلابی در صنعت جهان و نحوه نگرش به تحلیل و طراحی به وجود آورد. حل مسائلی که توسط روش معمول تحلیل غیرممکن می‌نمود، قابلیت مدل‌سازی پروسه‌های واقعی صنعتی با کمترین ساده‌سازی‌ها، توانمندی روش را در ارائه نتایج قابل اطمینان، کاهش هزینه‌های سنگین تست‌های عملی در پروسه‌های طراحی، سرعت بالای روش در حل مسائل و بالاخره افزایش

قابلیت اطمینان و ایمنی در طراحی باعث گردید تا این روش به‌عنوان جزء لاینفک پیشرفت صنعتی درآید [59].

در میان نرم‌افزارهایی که از روش المان محدود برای آنالیز مسائل مهندسی استفاده می‌نمایند، آباکوس^۱ با قابلیت‌های منحصربه‌فرد خود، به‌عنوان یک نرم‌افزار بسیار قوی و دقیق تحقیقاتی و کاربردی در صنعت و دانشگاه شناخته شده است. به‌گونه‌ای که از نظر دارا بودن مثال‌های معتبر علمی و کاربردی، قابل مقایسه با هیچ یک از نرم‌افزارهای المان محدودی که هم‌اکنون در کشور استفاده می‌شوند، نمی‌باشد. سهولت در دستیابی و فهم نحوه کارکرد زیر برنامه‌های این نرم‌افزار موجب گشته که جوامع دانشگاهی بین‌المللی، از آن بیش از نرم‌افزارهای دیگر در مقاله‌های علمی منتشر شده، استفاده کنند. دقت فراوان این نرم‌افزار در حل عددی و مقایسه‌ای آن با حل مثال‌های تحلیلی، موجب شد تا این نرم‌افزار به‌عنوان نرم‌افزار استاندارد دانشگاهی لندن و MIT انتخاب شود. تئوری کامل این نرم‌افزار که مبتنی بر تحلیل غیرخطی المان محدود پیشرفته با استفاده از جدیدترین روابط و روش نگاری ریاضی است، موجب شده تا کاربران بتوانند با سرعت بیشتری مراحل آموزشی مدل‌سازی و آنالیز با این نرم‌افزار را پشت سر گذاشته و به مراحل پیچیده تحلیل دست یابند [59].

از مزایای مهم این نرم‌افزار که آن را نسبت به دیگر نرم‌افزارهای مشابه موجود برتری می‌بخشد، موارد زیر قابل طرح است [59]. انجام تحلیل در زمینه‌های گوناگون هم‌چون مکانیک جامدات، دینامیک، مکانیک سیالات، انتقال حرارت، الکترومغناطیس، الکترواستاتیک، الکترونیک و غیره؛ توانایی انجام تحلیل‌های هم‌زمان مانند آنالیز سیالاتی-جامداتی و یا جامداتی-حرارتی؛ دارا بودن بانک جامع المان‌ها در حوضه‌های کاری مختلف؛ دقت و سرعت قابل قبول در حل مسائل؛ توانایی بهینه‌سازی مدل‌های طراحی شده؛ قابلیت برنامه‌نویسی به کمک زبان برنامه‌نویسی نرم‌افزار؛ قابلیت گزارش و خروجی‌های

^۱ Abaqus

مختلف به صورت لیست، عکس، فیلم و غیره؛ امکان برقراری ارتباط با نرم افزارهای دیگر مهندسی مثل Solid Works, CATIA, Parsa Soil و غیره.

۴-۲- آباکوس

در سال ۱۹۷۲ میلادی شخصی به نام دیوید هیبیت^۱ رساله دکترای خود را تحت عنوان مکانیک محاسباتی بر پایه روش المان محدود در دانشگاه برون^۲ ارائه کرد [59].

در سال ۱۹۷۷ دکتر هیبیت پس از آن که مدت ها در شرکت تحلیل و پژوهش مارک^۳ مشغول به کار بود، این شرکت را ترک و نرم افزار آباکوس را پایه گذاری کرد. در سال ۱۹۷۸، هیبیت به همراه دو شریک خود کارلسون^۴ و سورنسن^۵ شرکتی را به نام HKS تأسیس کردند که اولین ویرایش آباکوس را منتشر کرد [59].

هدف اولیه HKS، تولید یک نرم افزار قوی با اهداف عمومی بود که بسیاری از زمینه های مهندسی، نیازهای مشتریان را برآورده می ساخت. HKS همواره در راستای افزودن قابلیت های آباکوس به دنبال آن بود تا مهندسان را قادر سازد مسائل مهم را برای شرکت خود با اطمینان کامل حل کنند [59].

پس از طی سال ها، شرکت HKS، نرم افزار اصلی المان محدود خود را تحت عنوان Abaqus/Standard تکمیل کرد. در سال ۱۹۹۱، Abaqus/Explicit بر مبنای روش حل دینامیکی Explicit منتشر شد و در سال ۱۹۹۹، Abaqus/CAE برای انجام عملیات پیش پردازش و پس پردازش تکمیل شده و به بازار عرضه شد [59].

¹ David Hibitt

² Brown

³ MARK

⁴ Karlsson

⁵ Sorensen

امروز آباکوس به عنوان یک نرم افزار انعطاف پذیر در حل مسائل به روش المان محدود در پژوهشکده های مهندسی دنیا جایگاه ویژه ای پیدا کرده و به عنوان نرم افزار قدرتمند مهندسی در مراکز تحقیقاتی اغلب صنایع استفاده می شود [59].

با توجه به مهم بودن نوع المان مورد استفاده، کاربر می بایست اطلاعات بیشتری در زمینه المان ها داشته باشد. طیف وسیعی از المان ها در آباکوس قابل استفاده است که از این جهت توانایی بسیار زیادی را به کاربر می دهد تا بتواند انواع مختلف مسائل را مدل کرده و تحلیل نماید. خانواده، درجات آزادی، تعداد گره ها، روش فرمول بندی و روش انتگرال گیری پنج ویژگی یک المان هستند که رفتار آن را معین می سازند.

هر المان نام منحصر به فردی دارد، مانند: T2D2, S4R و غیره. نام هر المان در بردارنده ۵ مشخصه المان است.

به طور کلی هر تحلیل اجزاء محدود شامل سه مرحله پیش پردازش، پردازش و پس پردازش است. پیش پردازش: در این مرحله شما باید مدل مسئله را ساخته و یک فایل ورودی آباکوس ایجاد کنید. مدل را معمولاً می توان به صورت گرافیکی با استفاده از ABAQUS/CAE و یا سایر پیش پردازنده ها ایجاد کرد و یا می توان فایل ورودی آباکوس را با استفاده از یک ویرایشگر متن مثل Notepad ساخت. پردازش: پردازش که معمولاً به صورت یک روند در پس زمینه اجرا می شود، مرحله ای است که در آن آباکوس استاندارد و یا صریح مسئله عددی را که در مدل تعریف شده حل می کند. مثال هایی از خروجی تحلیل تنش عبارت است از تغییر مکان ها و تنش هایی که در فایل های باینری ذخیره می شود و برای مرحله پس از پردازش مورد استفاده قرار می گیرد. بسته به پیچیدگی مسئله ای که باید تحلیل شود و قدرت رایانه ای که تحلیل را انجام می دهد، زمان تحلیل می تواند بین چند ثانیه تا چند روز طول بکشد.

پس پردازش: ارزیابی نتایج را می‌توان بعد از اتمام مرحله پردازش یعنی وقتی که تنش‌ها تغییر مکان‌ها و سایر متغیرهای اساسی محاسبه شده‌اند انجام داد. ارزیابی معمولاً با استفاده از مدول بصری یا سایر پس پردازنده‌ها انجام می‌شود. مدول بصری داده‌های فایل خروجی باینری را می‌خواند و گزینه‌های متفاوتی مانند کانتورهای رنگی، انیمیشن، فرم تغییر شکل یافته و یا نمایش داده‌ها به صورت نمودار برای نمایش نتایج دارد.

در همه نرم‌افزارهای اجزاء محدود این سه مرحله اصلی انجام می‌شود و تنها تفاوت آن‌ها در نحوه انجام آن است.

نرم‌افزار ABAQUS/CAE به محیط‌های ده‌گانه‌ای تقسیم شده است. این محیط‌ها عبارت‌اند از:

محیط Part: در این محیط کار مدل‌سازی هندسی قطعات انجام می‌گیرد.

محیط Property: در این محیط کار تعریف خصوصیات مواد مورد تحلیل، تعریف پروفیل سطح مقطع، نسبت دادن خواص تعریف شده به قطعات و... انجام می‌گیرد.

محیط Assembly: در این محیط کار مونتاژ قطعات مختلف در صورت وجود در یک تحلیل انجام می‌گیرد. در واقع موقعیت هندسی قطعات را کاربر تعیین می‌کند.

محیط Step: در این محیط گام‌های حل مسئله انتخاب می‌شوند. در اینجا است که کاربر نوع حل گر را نیز مشخص می‌کند.

محیط Interaction: در این محیط خاصیت فیزیکی تماس بین سطوح تعیین می‌شود.

محیط Load: در این محیط بارگذاری و شرایط مرزی تعیین می‌گردد.

محیط Mesh: در این محیط کار المان بندی مدل انجام می‌شود.

محیط Job: در این محیط با تعریف یک job، کاربر شروع حل مسئله را به پردازشگر اعلام می‌کند.

محیط Visualization: در این محیط کاربر نتایج حل را مشاهده می‌کند.

۳-۴- مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن [60]

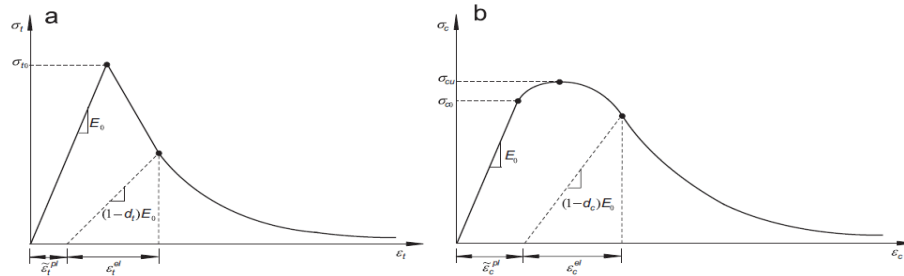
در این مدل با استفاده از مفاهیم الاستیک آسیب‌دیده ایزوتروپیک و پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیرخطی بتن بیان می‌شود. این مدل قابلیت استفاده محاسبات استاتیکی و دینامیکی را داراست و شامل فرضیات زیر می‌باشد. قابلیت مدل‌سازی بتن در انواع مختلف سیستم‌های سازه‌ای مانند المان تیر، المان خرپایی، المان پوسته و المان سه‌بعدی؛ قابلیت کاربرد در بتن مسلح و غیرمسلح؛ قابلیت استفاده تحت بارگذاری‌های یکنواخت، نوسانی و دینامیکی؛ در نظر گرفتن حساسیت نمونه به نرخ کرنش؛ در نظر گرفتن تأثیرات بازیابی سختی الاستیک در بارگذاری‌های دوره‌ای و قابلیت استفاده از ویسکوزیته در معادلات اساسی برای رسیدن به همگرایی بهتر در بخش نرم شوندگی فرضیات این مدل می‌باشد.

۳-۴-۱- معرفی مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن

در این مدل دو مکانیسم اصلی شکست ترک‌های کششی و خرد شدن فشاری است. کامل شدن سطح شکست، با استفاده از متغیرهای سخت شوندگی ϵ_t^{pl} و ϵ_c^{pl} که به ترتیب مربوط به مکانیسم‌های شکست تحت بارگذاری‌های کششی و فشاری هستند، کنترل می‌شود.

ϵ_t^{pl} و ϵ_c^{pl} در واقع کرنش‌های پلاستیک معادل هستند. در شکل ۴-۱ نمودارهای تنش کرنش بتن در کشش و فشار تک محوره آورده شده است. در اثر کشش تک محوره منحنی تنش-کرنش تا نقطه تنش خرابی σ_{t0} به صورت خطی تغییر می‌کند که این تنش با شروع و گسترش ترک‌های ریز در بتن همراه می‌باشد. پس از عبور از نقطه مذکور، خرابی‌ها به صورت ترک‌های قابل مشاهده در می‌آیند که به صورت منحنی نرم شوندگی در فضای تنش-کرنش نمایش داده می‌شود. تحت فشار تک محوره، پاسخ تا رسیدن به نقطه جاری شدگی σ_{t0} به صورت الاستیک خواهد بود و رفتار در ناحیه پلاستیک عموماً به صورت منحنی سخت شوندگی بیان می‌شود؛ که در نهایت با رسیدن به نقطه تنش نهایی σ_{t0} منحنی‌ها به صورت

منحنی نرم شوندگی در می‌آیند. این مدل معرفی شده با وجود سادگی نسبی، خصوصیات اصلی بتن را ارضا می‌کند.



شکل ۴-۱- پاسخ بتن تحت بارگذاری تک محوره: (a) کششی؛ (b) فشاری

نمودارهای تنش-کرنش تحت بارگذاری تک محوری قابلیت تبدیل به منحنی‌های تنش-کرنش پلاستیک را دارا هستند؛ که این کار به صورت خودکار با استفاده از تنش‌های داده شده و کرنش‌های غیر الاستیک که به وسیله کاربر به نرم‌افزار داده می‌شود، توسط آباکوس انجام گردد.

در این مدل داریم:

$$\sigma_t = \sigma_t(\varepsilon_t^{pl}, \dot{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) \quad (\text{رابطه ۴-۱})$$

$$\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon_c^{pl}, \dot{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) \quad (\text{رابطه ۴-۲})$$

ε_t^{pl} و ε_c^{pl} : کرنش‌های پلاستیک معادل در کشش و فشار

$\dot{\varepsilon}_t^{pl}$ و $\dot{\varepsilon}_c^{pl}$: نرخ کرنش‌های پلاستیک معادل در کشش و فشار

θ : دما

$f_i (i=1,2,3,\dots)$: دیگر متغیرهای میدانی تعریف شده

همان‌طور که در شکل ۴-۱ دیده می‌شود، در اثر باربرداری از نمونه در قسمت نرم شوندگی، شیب منحنی باربرداری کمتر از شیب منحنی الاستیک است که نشان دهنده آسیب دیدگی نمونه می‌باشد.

کاهش سختی اولیه توسط دو متغیر d_t و d_c نشان داده و فرض بر این است که این دو متغیر تابعی از کرنش پلاستیک، دما و دیگر متغیرهای میدانی می‌باشند.

$$d_t = d_t(\varepsilon_t^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_t \leq 1 \quad (\text{رابطه ۳-۴})$$

$$d_c = d_c(\varepsilon_c^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_c \leq 1 \quad (\text{رابطه ۴-۴})$$

۴-۳-۲- کاهش سختی الاستیک در هنگام نرم شوندگی کرنش

در منحنی‌های تنش-کرنش تک محوره، آسیب بتن توسط دو متغیر d_t و d_c مشخص می‌شود. در نتیجه خواهیم داشت:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (\text{رابطه ۵-۴})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (\text{رابطه ۶-۴})$$

تنش‌های پیوستگی کششی و فشاری مؤثر به صورت زیر بیان می‌شوند:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (\text{رابطه ۷-۴})$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (\text{رابطه ۸-۴})$$

تنش‌های پیوستگی مؤثر، اندازه (بزرگی) سطح شکست را مشخص می‌کند.

۴-۳-۳- رفتار تک محوری تناوبی

تحت اثر بارگذاری تک محوری تناوبی، مکانیزم کاهش سختی نسبتاً پیچیده می‌باشد. این مکانیزم شامل باز و بسته شدن میکرو ترک‌هایی که قبلاً شکل گرفته‌اند و همچنین اثرات متقابل آن‌ها می‌باشد. در آزمایشگاه مشاهده گردید که سختی الاستیک سازه هم‌زمان با تغییر جهت بارگذاری دوره‌ای، کمی

بهبود می‌یابد. پدیده بهبود سختی که به اثر یک جانبه^۱ نیز شناخته می‌شود، پارامتری مهم در رفتار بتن تحت بارگذاری تناوبی می‌باشد. این اثر بیشتر در هنگام تغییر بار از کشش به فشار که باعث بسته شدن ترک‌ها و در نتیجه بهبود سختی فشاری می‌شود، قابل توجه است. این مدل، کاهش سختی الاستیک را به وسیله یک متغیر اسکالر کاهش سختی به صورت زیر بیان می‌کند:

$$E = (1 - d)E_0 \quad (\text{رابطه ۴-۹})$$

E_0 مدول اولیه (آسیب ندیده) بتن است.

این عبارت هم برای حالت کششی $\sigma_{11} > 0$ و هم حالت فشاری $\sigma_{11} < 0$ بکار می‌رود. پارامتر d هم تابعی از حالت تنش و هم d_t و d_c (متغیرهای آسیب ترک محوری) می‌باشد. در شرایط تک محوری تناوبی، نرم‌افزار رابطه زیر را در نظر می‌گیرد.

$$1 - d = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad s_t \geq 0, s_c \leq 1 \quad (\text{رابطه ۴-۱۰})$$

s_c و s_t توابعی از حالت تنش هستند که برای مدل‌سازی اثرات بهبود سختی در هنگام تغییر جهت بارگذاری، به صورت زیر ارائه شده‌اند:

$$s_t = 1 - w_t r^*(\bar{\sigma}_{11}) \quad 0 \leq w_t \leq 1 \quad (\text{رابطه ۴-۱۱})$$

$$s_c = 1 - w_c (1 - r^*(\bar{\sigma}_{11})) \quad 0 \leq w_c \leq 1 \quad (\text{رابطه ۴-۱۲})$$

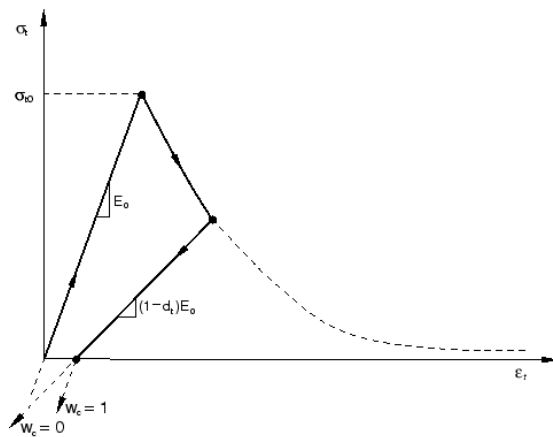
$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 0 & \text{if } \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ 1 & \text{if } \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \quad (\text{رابطه ۴-۱۳})$$

w_c و w_t از جمله خصوصیات ماده هستند که بهبود سختی کششی و فشاری را در هنگام تغییر جهت بارگذاری کنترل می‌کنند. با فرض اینکه هیچ آسیب فشاری از قبل (خرد شدن بتن) در ماده وجود نداشته باشد، خواهیم داشت:

^۱ unilateral effect

$$\varepsilon_c^{pl} = 0, d_c = 0 \quad (\text{رابطه ۴-۱۴})$$

$$(1 - d) = (1 - s_c d_t) = (1 - (1 - w_c(1 - r^*))d_t) \quad (\text{رابطه ۴-۱۵})$$



شکل ۴-۲- تأثیر پارامتر بازیابی سختی فشاری (w_c)

در حالت کششی $r^* = 1$ و $\bar{\sigma}_{11} > 0$ بنابراین:

$$d_t = d \quad (\text{رابطه ۴-۱۶})$$

در حالت فشاری $r^* = 0$ و $\bar{\sigma}_{11} < 0$ بنابراین:

$$(1 - w_c)d_t = d \quad (\text{رابطه ۴-۱۷})$$

همان طور که در شکل ۴-۲ نشان داده شده است، در حالتی که $w_c = 1$ باشد، آنگاه $d_t = 0$ و $d = E = E_0$ ؛ یعنی ماده کاملاً سختی فشاری را بازیابی می‌کند و اگر $w_c = 0$ ، آنگاه $d = d_t$ که هیچ گونه بازیابی سختی وجود نخواهد داشت.

۴-۳-۴- سخت شدن کششی

رفتار پس از شکست در کرنش مستقیم، به وسیله سخت شدن کششی مدل می‌شود. این کار موجب تعریف رفتار تنش کرنش برای بتن ترک خورده خواهد شد. همچنین اثرات اندرکنش بتن به راحتی

مدل‌سازی می‌شود. سخت شدن کششی در مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن مورد نیاز است که به وسیله رابطه تنش کرنش پس از شکست و یا معیار انرژی شکست مشخص می‌شود.

۴-۳-۵- رفتار تنش کرنش پس از شکست

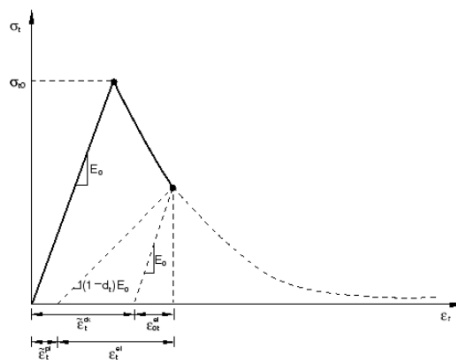
به‌طور کلی مشخص کردن رفتار پس از شکست در بتن و بیان تنش‌های بعد از شکست، به‌صورت تابعی از کرنش ترک خورده ε_t^{ck} می‌باشد. کرنش ترک خورده به‌صورت کرنش کل منهای کرنش الاستیک بتن ترک نخورده تعریف می‌شود. در شکل ۴-۳ می‌توانید تعریف کرنش ترک خوردگی ε_t^{ck} برای بیان سخت شدگی کششی را ببینید.

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} = \sigma_t / E_0 \quad (\text{رابطه ۴-۱۸})$$

با داشتن اطلاعات مربوط به باربرداری، منحنی‌های آسیب کششی در آباکوس به‌صورت $d_t - \varepsilon_t^{ck}$ قابل حصول است. این برنامه به‌طور خودکار، مقادیر کرنش ترک خورده را به مقادیر کرنش پلاستیک تبدیل می‌کند.

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (\text{رابطه ۴-۱۹})$$

اگر مقادیر کرنش پلاستیک ε_t^{pl} کاهش یابد که نشان دهنده نادرست بودن منحنی‌های کششی است، برنامه آباکوس پیغام خطا صادر می‌کند.



شکل ۴-۳- تعریف کرنش ترک خوردگی ε_t^{ck} برای بیان سخت شدگی کششی

اطلاعات مربوط به باربرداری در نرم‌افزار به صورت منحنی‌های آسیب فشاری ($d_c - \varepsilon_c^{in}$) آورده شده است. این برنامه به صورت خودکار با استفاده از روابط زیر، مقادیر کرنش غیر الاستیک را به مقادیر کرنش پلاستیک تبدیل می‌کند.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (\text{رابطه ۴-۲۳})$$

۴-۳-۷- تعریف آسیب و بازیابی سختی

d_t و d_c به صورت جدولی قابل بیان هستند. اگر هیچ آسیبی رخ نداده باشد، مدل به صورت یک مدل پلاستیک رفتار خواهد کرد. در نتیجه خواهیم داشت:

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{ck} \quad , \quad \varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} \quad (\text{رابطه ۴-۲۳})$$

در برنامه آباکوس، متغیرهای آسیب به صورت کمیات نقطه مادی، غیر نزولی تلقی می‌شوند. در طول تحلیل در هر نمو، مقدار جدید هر یک از متغیرهای آسیب به صورت ماکزیمم مقدار گام قبل و مقدار مربوط به گام فعلی انتخاب می‌شود. (به صورت درونیابی از مقادیر مشخص شده توسط کاربر) که در ذیل آورده شده است.

$$d_t|_{t+\Delta t} = \max \left\{ d_t|_t, d_t \left(\varepsilon_t^{pl} |_{t+\Delta t}, \theta |_{t+\Delta t}, f_i |_{t+\Delta t} \right) \right\} \quad (\text{رابطه ۴-۲۴})$$

$$d_c|_{t+\Delta t} = \max \left\{ d_c|_t, d_c \left(\varepsilon_c^{pl} |_{t+\Delta t}, \theta |_{t+\Delta t}, f_i |_{t+\Delta t} \right) \right\} \quad (\text{رابطه ۴-۲۵})$$

انتخاب مشخصات آسیب از آن جهت حائز اهمیت است که به طور کل، مقادیر آسیب بیش از حد، اثر نامطلوبی در نرخ همگرایی خواهد داشت. باید از استفاده از مقادیر بیش از ۰,۹۹ برای متغیرهای آسیب که منجر به ۰,۹۹ کاهش در سختی می‌شود، اجتناب نمود.

۴-۳-۸- آسیب کششی

متغیر آسیب کششی تک محوری d_t ، هم به صورت تابعی از کرنش ترک خوردگی و هم به صورت تابعی از جابجایی ترک قابل بیان می‌باشد.

۴-۳-۹- آسیب فشاری

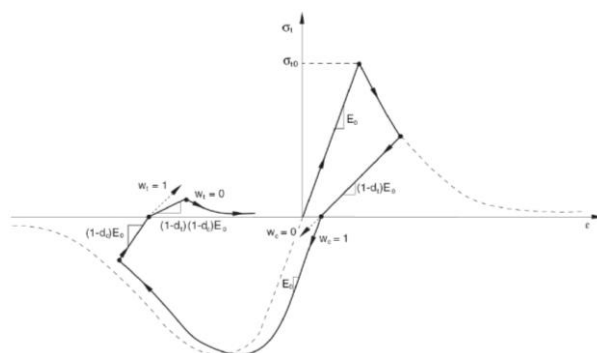
متغیر آسیب فشاری تک محوره d_c ، به صورت تابعی از غیر الاستیک قابل تعریف می‌باشد.

۴-۳-۱۰- بازیابی سختی^۱

بازیابی سختی، مبحث مهمی در پاسخ مکانیکی بتن در بارگذاری تناوبی می‌باشد. در برنامه آباکوس، کاربر به طور مستقیم می‌تواند فاکتورهای بازیابی سختی W_t و W_c را معرفی کند. نتایج آزمایشگاهی در اکثر مواد شبه ترد مانند بتن، حاکی از بهبود سختی فشاری در اثر بسته شدن ترک در حین تغییر بارگذاری از کشش به فشار است. از طرف دیگر سختی کششی با تغییر بارگذاری از فشار به کشش پس از تشکیل میکروترک‌های در حالت خردشوندگی بتن، بازیابی نمی‌شود. این رفتار که مربوط به حالت $W_t = 0$ و $W_c = 0$ است، پیش فرض برنامه آباکوس می‌باشد.

میزان حساسیت مواد شبه ترد به طور عمده مربوط به اثرات تأخیری نرخ کرنش‌های بالا در رشد میکروترک‌ها می‌باشد. این اثر معمولاً در بارگذاری کششی قابل توجه است. هم‌زمان با افزایش نرخ کرنش، حالت غیرخطی منحنی در بارگذاری کششی قابل توجه است. هم‌زمان با افزایش نرخ کرنش، حالت غیرخطی منحنی‌های تنش-کرنش کاهش یافته و مقاومت نهایی افزایش می‌یابد. سخت شدن کششی به عنوان تابعی از نرخ کرنش ترک خوردگی یا جابجایی قابل بیان است و سخت شدن فشاری را می‌توان به صورت تابعی از نرخ کرنش غیر الاستیک بیان نمود. شکل ۴-۵ چرخه بار محوری (کشش-فشار-کشش) با فرض مقادیر پیش فرض برای سختی را نشان می‌دهد.

¹ stiffness recovery



شکل ۴-۵- چرخه بار محوری (کشش-فشار-کشش) با فرض مقادیر پیش فرض برای سختی

۴-۴- تحلیل غیرخطی تیر و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

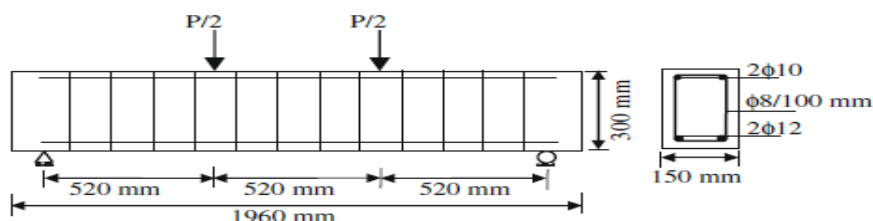
تمرکز اصلی این مطالعه روی توسعه یک مدل سازی است که نشان دهنده رفتار تیرهای تقویت شده با FRP باشد. این امر شامل چندین جنبه عملی و تئوری می شود. مهم ترین مسائل شامل مصالح مدل ها، نوع المان، مش، همگرایی و شرایط مرزی است. یک نتیجه گیری کلی در مورد این مسائل این است که مدل باید به اندازه کافی غنی باشد که رفتاری مشابه داشته باشد، اما نباید بیش از حد لازم پیچیده شود، به دلیل اینکه زمان محاسبات کامپیوتری را افزایش می دهد. به منظور بررسی کیفیت مدل، نتایج باید با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شود. چگونگی به کار گرفتن این مسائل در این بخش است.

۴-۴-۱- نمونه های آزمایشگاهی

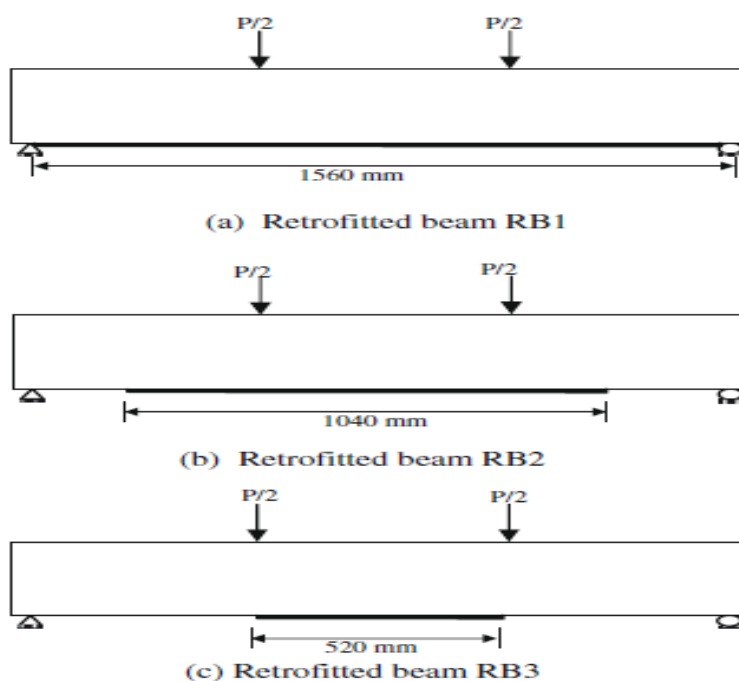
داده های آزمایشگاهی از کارهای قبلی Obaidat گرفته شده است [61]. ۸ تیر بتن مسلح یکسان، تحت شرایط بارگذاری چهار نقطه ای با دهانه ۱۵۶۰ میلی متر و فاصله بین بارهای ۵۲۰ میلی متر بارگذاری شدند. همه تیرها ۳۰۰ میلی متر ارتفاع، ۱۵۰ میلی متر عرض و ۱۹۶۰ میلی متر طول دارند. آرماتورهای طولی شامل ۲Φ۱۲ برای کشش و ۲Φ۱۰ برای فشار و برای آرماتورهای برشی از ۸Φ در فواصل ۱۰۰ میلی متری استفاده شده است، شکل ۴-۶.

دو تا از تیرهای کنترل تا گسیختگی بارگذاری شدند، ولی دیگر تیرها تا زمان شروع ترکها بارگذاری شدند، سپس به وسیله CFRP تقویت شدند. صفحات CFRP به وسیله چسب به سطح زیرین تیر چسبانده

شده است. هر CFRP، ۱٫۲ میلی متر ضخامت و ۵۰ میلی متر عرض دارد. نهایتاً تیرها مجدداً، در حالی که بار و خیز تیر کنترل می‌شدند، تست شده‌اند. در شکل ۴-۷ می‌توانید انواع تیرها با طول‌های مختلف FRP را ببینید.



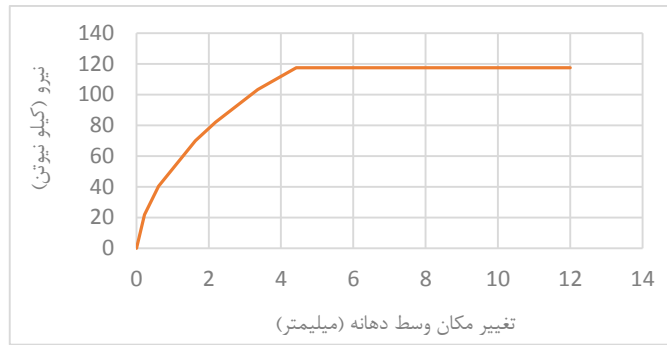
شکل ۴-۶- هندسه، آرماتورها و بارهای تیرهای آزمایش [61]



شکل ۴-۷- طول FRP در تیرهای سری RB1, RB2 و RB3 آزمایش [61]

۴-۲- تیر کنترل

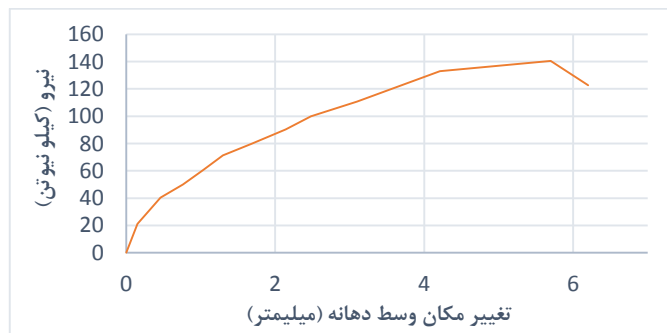
به‌عنوان اولین مورد برای مدل‌سازی با آباکوس و به عبارت دیگر تلاش برای کالیبره کردن پارامترهای نرم‌افزار به‌منظور استفاده در مدل‌سازی‌های بعدی، یک تیر بتن‌آرمه تقویت نشده به‌عنوان تیر کنترل انتخاب و مدل‌سازی شده است. این تیر در آزمایشگاه توسط Obaidat مورد بررسی قرار گرفته است و نتایج منحنی بار-تغییر مکان آن در دسترس است، شکل ۴-۸.



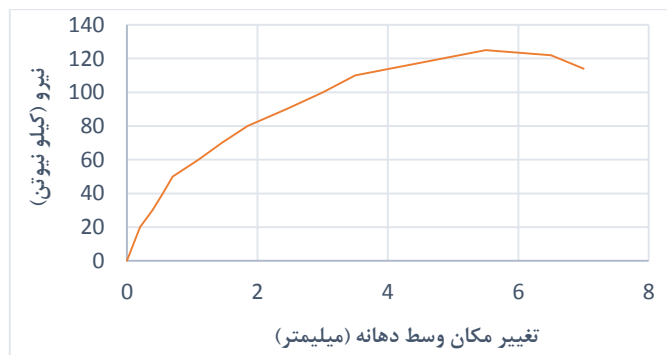
شکل ۴-۸- منحنی بار-تغییر شکل برای تیر کنترل حاصل از کارهای آزمایشگاهی [61]

۴-۳-۴- تیرهای تقویت شده

از بین تیرهای آزمایشگاهی، سه تای آنها شامل تیر کنترل، RB2 و RB3 در محیط آباکوس مدل سازی و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. برای مقاوم سازی این دو تیر از صفحات FRP با ضخامت ۱،۲ میلی متر و عرض ۵۰ میلی متر استفاده است. طول صفحات FRP برای تیر RB2 و RB3 به ترتیب ۵۲۰ و ۲۶۰ میلی متر است. شکل ۴-۹ و ۴-۱۰ منحنی بار-تغییر شکل تیرهای تقویت شده RB2 و RB3 را نشان می دهد.



شکل ۴-۹- منحنی بار-تغییر شکل برای تیر RB2 حاصل از کارهای آزمایشگاهی [61]



شکل ۴-۱۰- منحنی بار-تغییر شکل برای تیر RB3 حاصل از کارهای آزمایشگاهی [61]

۴-۵- مدل‌های تشکیل‌دهنده^۱

۴-۵-۱- کلی

بتن مسلح تقویت شده با FRP شامل چهار بخش اصلی بتن، آرماتور فولادی، FRP و چسب می‌باشد. رویکرد کلی برای مدل کردن چنین مسائلی، انتخاب یک روش عددی مناسب برای رفتار هر یک از مؤلفه‌ها به‌طور جداگانه و سپس به دست آوردن اثرات ترکیب آن‌ها با اعمال شرایط اتصال مصالح است. پس یک تجزیه تحلیل کامل شامل انتخاب یک روش عددی مناسب، مدل‌سازی هر یک از مصالح با استفاده از قوانین مناسب و مدل‌سازی اثر متقابل^۲ بین مصالح است؛ بنابراین، خواص هر یک از مصالح باید شناخته شده باشد. این بخش اطلاعاتی درباره بتن، فولاد، مصالح FRP و اتصال بین FRP و بتن ارائه می‌دهد.

۴-۵-۲- بتن

بتن به‌طور گسترده‌ای در جهان، به‌عنوان مصالح ساختمان استفاده می‌شود. بتن از سنگ‌دانه، سیمان، آب و مواد افزودنی تشکیل شده است. بتن به‌طور کلی در کشش ضعیف و در فشار قوی است. این به این علت است که اتصال^۳ سنگ‌دانه-مالات نسبت به ملات مقاومت کمتری دارد و باعث می‌شود بتن در کشش ضعیف باشد [62].

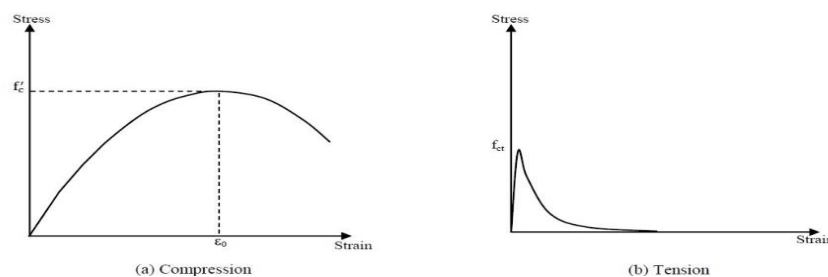
ارتباط تنش کرنش بتن تحت فشار از ابتدا تا شروع ترک‌های ریز الاستیک خطی است؛ بعد از آن، رفتار غیرخطی می‌شود. بعد از مقاومت فشاری نهایی، تنش با افزایش کرنش کاهش می‌یابد، شکل ۴-۱۱-a را ببینید [63].

¹ constitutive models

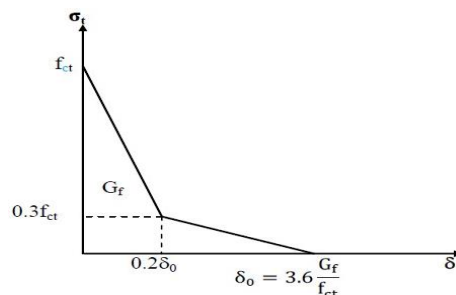
² interaction

³ interface

تحت کشش تک محوره، منحنی تنش کرنش تا رسیدن به مقدار تنش شکست، یک ارتباط الاستیک خطی را دنبال می‌کنند. تنش شکست مربوط به اولین ترک ریز در بتن است. بعد از تنش شکست، تشکیل ترک‌های ریز با یک نرم‌شدگی در پاسخ تنش-کرنش نشان داده شده است، شکل ۴-۱۱-b. منحنی نرم‌شدگی بتن تحت کشش می‌تواند با استفاده از مدل هیلبرگ^۱ نشان داده شود [64]، شکل ۴-۱۲ را ببینید، جایگه f_{ct} مقاومت کششی و G_f انرژی شکست بتن است.



شکل ۴-۱۱- منحنی تنش-کرنش تک محوره بتن: (a) فشاری؛ (b) کششی



شکل ۴-۱۲- منحنی نرم‌شدگی بتن تحت کشش یک محوره

چندین قالب مکانیکی^۲ وجود دارد که می‌تواند رفتار بتن را مشخص کند. سطح پیچیدگی مدل به‌طور مستقیم با توانایی مدل برای اتخاذ^۳ ویژگی‌های مهم مکانیکی رفتار بتن از قبیل نرمی مرتبط است. چندین مدل برای این کار در دسترس هستند.

یکی از مدل‌ها، مدل ترک گسسته^۴ است. در این روش، ترک‌ها در طول مرزهای المان تعریف شده است. پاسخ بتن در فشار می‌تواند به‌وسیله دراگر-پراگر^۵ پلاستیک کامل مدل شود [65].

¹ Hillerborg

² frameworks of mechanics

³ capture

⁴ discrete crack model

⁵ Drucker-Prager

مدل دیگر، مدل آغشته به ترک^۱ است. در این روش، ترک خوردگی بتن زمانی رخ می‌دهد که تنش‌های کششی اصلی بیش از مقاومت کششی باشد. مدول الاستیسیته مصالح، در جهت موازی با جهت تنش‌های کششی اصلی صفر فرض می‌شود [66,67].

روش سوم یک مدل آسیب پلاستیک^۲ است. مدل‌های آسیب پلاستیک به‌طور موفقیت آمیز برای پیش‌بینی پاسخ آزمایشی بتن استاندارد در کشش و فشار استفاده شده است. رفتار غیرخطی بتن می‌تواند به دو فرآیند مکانیکی مصالح مجزا نسبت داده شود؛ پلاستیسیته و مکانیزم‌های آسیب. متغیرهای سخت برای نشان دادن آسیب در بتن استفاده شده است. سختی تخریب برای نشان دادن پاسخ تنش-کرنش فشاری و کششی یک محوره ارزیابی شده است. این مدل فرض می‌کند که دو مکانیزم شکست اصلی، ترک خوردگی کششی و خرد شدگی فشاری بتن است [68,69].

در اینجا از یک مدل آسیب پلاستیک برای رفتار بتن استفاده شده است. پارامترهای الاستیک مورد نیاز برای نمایش اولین بخش از رابطه مدول الاستیسیته و مقاومت کششی می‌باشد، شکل ۴-۱۳-ب. مقاومت فشاری، f_c^* ، در کارهای آزمایشگاهی ۳۰ مگاپاسگال اندازه‌گیری شده است. مدول الاستیسیته، E_c ، و مقاومت کششی بتن، f_{ct} ، به‌صورت زیر محاسبه شده است.

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 26000 \text{ MPa} \quad (\text{رابطه ۴-۲۶})$$

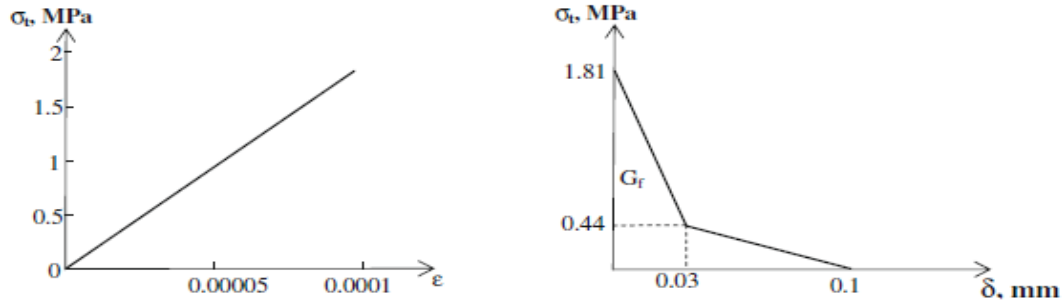
$$f_{ct} = 0.33 \sqrt{f_c} = 1.81 \text{ MPa} \quad (\text{رابطه ۴-۲۷})$$

در این روابط f_c^* بر حسب مگاپاسگال می‌باشد.

¹ smeared crack model

² plastic damage model

برای نشان دادن رفتار شکست کششی بعد از رسیدن بتن به بار نهایی، از روش انرژی شکست^۱ استفاده شده است. انرژی شکست برای mode I، G_f ، سطح زیر منحنی نرم شوندگی، برابر ۹۰ ژول بر مترمربع فرض شده است، شکل ۴-۱۳-الف.



(ب) ارتباط تنش-کرنش تا رسیدن به بار نهایی

(الف) ارتباط تنش-تغییر شکل بعد از بار نهایی

شکل ۴-۱۳- بتن تحت کشش یک‌جهته

مورد مهم دیگر ارائه منحنی تنش-کرنش برای بتن به صورت دقیق است. برای مقاومت فشاری مشخصه بتن، منحنی تنش-کرنش بتن در فشار می‌تواند با استفاده از یک مدل مناسب مانند مدل Saenz توصیف شود، رابطه ۴-۲۹ [63]. کرنش غیر الاستیک فشاری، $\tilde{\epsilon}_{0c}^{in}$ ، به صورت کرنش کل منهای کرنش الاستیک تعریف شده است، رابطه ۴-۲۸، همان‌طور که در شکل ۴-۱۴ می‌بینید.

$$\tilde{\epsilon}_{0c}^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{0c}^{el} \quad (\text{رابطه ۴-۲۸})$$

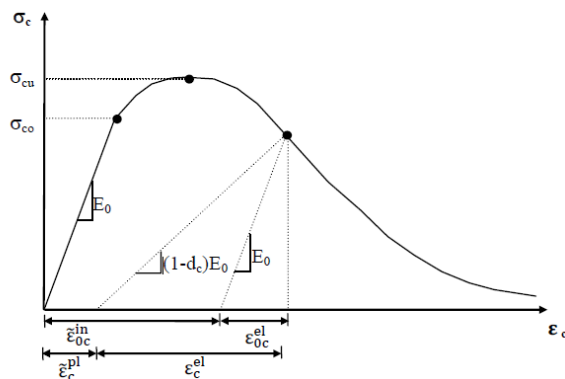
$$\sigma_c = \frac{E_c \epsilon_c}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right) - (2R - 1) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)^2 + R \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)^3} \quad (\text{رابطه ۴-۲۹})$$

جاییکه

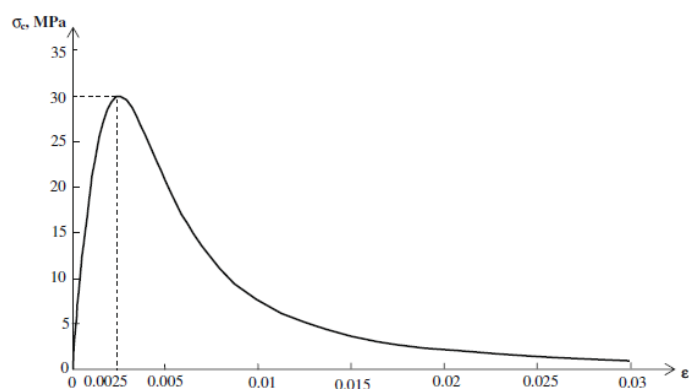
$$R = \frac{R_E(R_\sigma - 1)}{(R_E - 1)^2} - \frac{1}{R_E}; \quad R_E = \frac{E_c}{E_0}; \quad E_0 = \frac{f'_c}{\epsilon_0}; \quad \epsilon_0 = 0.0025; \quad R_E = 4; \quad R_\sigma = 4$$

^۱ fracture energy

منحنی تنش کرنش بتن تحت فشار را می‌توان در شکل ۴-۱۵ مشاهده کرد. نسبت پواسون بتن ۰,۲ فرض می‌شود.



شکل ۴-۱۴- پاسخ بتن به بارگذاری یک‌جهته فشاری



شکل ۴-۱۵- منحنی تنش-کرنش بتن در فشار

رفتار بتن در کشش تا زمان شروع ترک‌خوردگی، با استفاده از یک روش الاستیک خطی مدل شده است. پس از شروع ترک‌خوردگی، نرم‌شوندگی شروع خواهد شد. رفتار پس از شکست با سخت‌شدگی کششی مدل شده است که اجازه می‌دهد رفتار کرنش-نرم‌شدگی را برای بتن ترک‌خورده تعریف کنیم. سخت‌شدگی کششی در مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن لازم است. می‌توان سخت‌شدگی کششی را به‌وسیله ارتباط تنش-کرنش بعد از شکست^۱ یا با اعمال یک معیار انرژی شکست ترک‌خوردگی^۲ مشخص کرد. پیشنهاد انرژی شکست هیلبرگ، در این مطالعه استفاده شده است [64]. با این روش رفتار با

^۱ post-failure stress-strain

^۲ fracture energy cracking criterion

استفاده از پاسخ تنش-عرض ترک به جای تنش-کرنش توصیف شده است. کاهش سختی الاستیک با استفاده از دو متغیر آسیب d_t و d_c که تابعی از کرنش پلاستیک فرض شده، مشخص شده است. متغیر آسیب می‌تواند مقادیری از صفر، نشان دهنده مصالح آسیب ندیده تا یک، نشان دهنده از دست رفتن کل مقاومت، باشد.

برای معرفی رفتار کامل بتن با مدل CDP، باید علاوه بر پارامترهای الاستیک (مدول الاستیسیته و ضریب پواسون)، مقادیر عددی پنج پارامتر پلاستیک و پارامترهای اختصاصی معرف رفتار بتن در کشش و فشار به نرم‌افزار داده شوند که به شرح زیر هستند:

زاویه اتساع^۱ ϕ : که نسبت تغییرات حجم به کرنش برشی است. بزرگ‌تر شدن مقادیر ϕ بتن را شکل پذیرتر می‌سازد.

خروج از محوریت^۲: سرعت نزدیک شدن تابع پتانسیل پلاستیک به مجانبش را به دست می‌دهد و هرچه مقدار آن بیشتر باشد انحنا در پتانسیل‌های کم، بیشتر می‌گردد. مقدار این خروج از محوریت به‌عنوان پیش‌فرض در نرم‌افزار ۰,۱ در نظر گرفته شده است.

f_{b0}/f_{c0} : که نسبت تنش تسلیم دو جهت فشاری به تنش تسلیم یک‌جهته فشاری است که در آزمایش‌ها معمولاً عددی بین ۱,۱ تا ۱,۱۶ به دست می‌آید. مقدار پیش‌فرض این پارامتر بدون بعد در نرم‌افزار ۱,۱۶ است.

پارامتر k : شکل سطح تسلیم را مشخص می‌سازد و می‌تواند مقداری بین ۰,۵ تا ۱ داشته باشد. مقدار پیش‌فرض k در نرم‌افزار تعیین شده است که بنا به اتفاق نظر مراجع موجود برای مدل‌سازی بتن تیر مناسب خواهد بود.

پارامتر ویسکوزیته μ : زمان آسودگی سیستم ویسکوپلاستیک را نشان می‌دهد. بعضی از مشکلات عدم همگرایی را می‌توان با استاندارد سازی و تنظیم ویسکوپلاستیک معادلات رفع نمود و بدین وسیله اجازه

¹ Dilation Angle

² Eccentricity

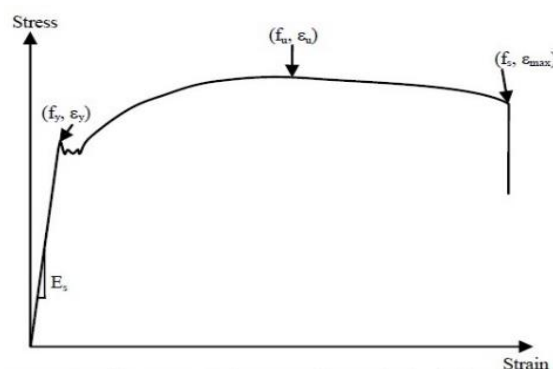
داد تنش‌ها از سطح تسلیم خارج شوند. پارامترهای معرف رفتار پلاستیک بتن در جدول ۱-۴ نمایش داده شده است.

جدول ۱-۴- پارامترهای مورد نیاز مدل CDP بتن در تعریف رفتار پلاستیک بتن

ویسکوزیته	k	f_{b0}/f_{c0}	Eccentricity	زاویه اتساع
۰,۰۰۱	۰,۶۶۶	۱,۱۶	۰,۱	۳۲

۴-۵-۳- آرماتور فولادی:

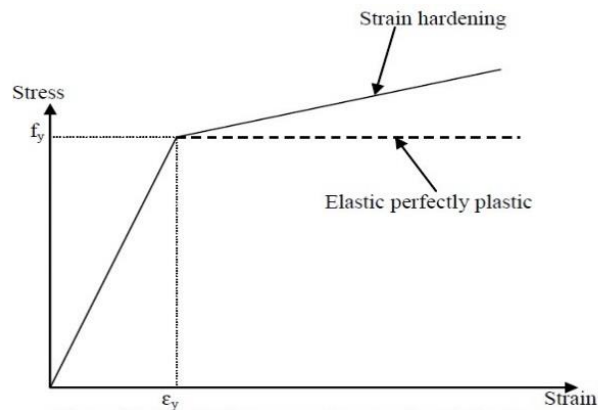
شکل ۱۶-۴ یک منحنی تنش- کرنش معمول را برای آرماتورهای فولادی نشان می‌دهد. فولاد از ابتدا تا قبل از تنش تسلیم الاستیک خطی است. در کرنش کششی نهایی، آرماتور شروع به لاغر شدن می‌کند و مقاومت کاهش می‌یابد. در کرنش حداکثر، آرماتور فولادی گسیخته شده و ظرفیت باربری از بین می‌رود [70]. این پاسخ فولاد می‌تواند توسط چند پارامتر مصالح، همان‌طور که در شکل ۱۶-۴ شناخته شده، تعریف شود. این‌ها شامل مدول الاستیسیته، E_s ، مقاومت تسلیم، f_y ، کرنش در زمان اوج مقاومت، ϵ_u ، مقاومت اوج، f_u ، کرنش شکست، ϵ_{max} و ظرفیت قبل از شکست فولاد، f_s می‌باشد.



شکل ۱۶-۴- منحنی تنش-کرنش کششی برای آرماتورهای فولادی معمولی

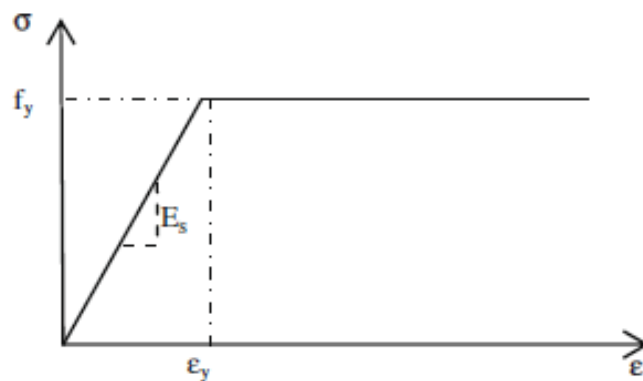
به‌طور معمول برای کاربردهای مهندسی، یک ارتباط ساختاری الاستیک-پلاستیک، با یا بدون کرنش سخت شوندگی، برای آرماتورهای فولادی انعطاف‌پذیر فرض می‌شود، همان‌طور که در شکل ۱۷-۴ نشان داده شده است. در یک مدل سخت شوندگی الاستیک، فرض می‌شود که فولاد بعد از تسلیم شدن

مقداری سخت شوندگی از خود نشان می‌دهد [67]. یک مدل الاستوپلاستیک کامل^۱ نتایج قابل قبولی برای پیش‌بینی پاسخ اعضای بتن مسلح ارائه می‌دهد [71].



شکل ۴-۱۷- منحنی تنش-کرنش ایده آل شده برای آرماتورهای فولادی

بنابراین، در اینجا فولاد به صورت مصالح الاستوپلاستیک کامل و رفتاری یکسان در کشش و فشار فرض شده است. همان‌طور که در شکل ۴-۱۸ می‌بینید.



شکل ۴-۱۸- رفتار تنش-کرنش فولاد

مدول الاستیسیته و تنش تسلیم در مطالعات آزمایشگاهی به ترتیب مقادیر ۲۰۹ گیگاپاسگال و ۵۰۷ مگاپاسگال به دست آمده است. این مقادیر در مدل المان محدود استفاده شده است. نسبت پواسون ۰٫۳ برای فولاد در نظر گرفته شده است.

^۱ elastic-perfectly plastic

معمولاً اگر جهت الیاف موازی با جهت تنش‌های اصلی باشد، یک مدل الاستیک خطی ایزوتروپیک برای مدل کردن رفتار صفحات FRP استفاده می‌شود [72]. از آنجا که مصالح FRP اساساً رفتار اورتوتروپیک^۱ دارند، می‌توان رفتار الاستیک خطی اورتوتروپیک نیز در نظر گرفته شود [73,74].

در اینجا به منظور کاهش فرآیند مدل‌سازی به صورت الاستیک خطی ایزوتروپیک در نظر می‌گیریم. از آنجایی که کامپوزیت یک جهته است؛ واضح است که اساساً رفتار FRP به صورت اورتوتروپیک می‌باشد. در مواردی مشابه این، جایکه کامپوزیت در درجه اول در جهت الیاف تحت تنش است، مدول در جهت الیاف پارامتر بسیار مهم‌تری است. به همین دلیل مدل ایزوتروپیک، مناسب در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته در جهت الیاف به وسیله تولید کننده ۱۶۵ گیگاپاسگال مشخص شده است. نسبت پواسون ۰,۳ برای FRP در نظر می‌گیریم.

۴-۵-۵- اتصال بتن و میلگردها

در این تحقیق از در نظر گرفتن لغزش بین بتن و آرماتورها، به دلیل اینکه استفاده از مدل‌های پیچیده لغزش تحقیق را بدون رسیدن به بهره‌چندانی از اهداف اصلی دور می‌سازد، صرف نظر شده است. برای این منظور، از تکنیک المان مدفون در مدل‌سازی آرماتورها استفاده گردیده است. تکنیک المان مدفون، المان یا گروهی از المان‌ها را در المان میزبان جاسازی می‌کند. نرم‌افزار آباکوس به دنبال روابط هندسی بین گره‌های المان‌های مدفون و المان‌های میزبان می‌گردد. اگر گره المان مدفون در المان میزبان قرار داشته باشد، درجه آزادی انتقالی در آن گره حذف و گره تبدیل به گره مدفون می‌شود. درجات آزادی انتقالی گره مدفون مقید به مقدار حاصل از درون‌یابی درجات آزادی مربوطه در المان میزبان می‌شود. المان‌های مدفون اجازه داشتن درجات آزادی چرخشی را دارند و این چرخش‌ها با این تکنیک مقید

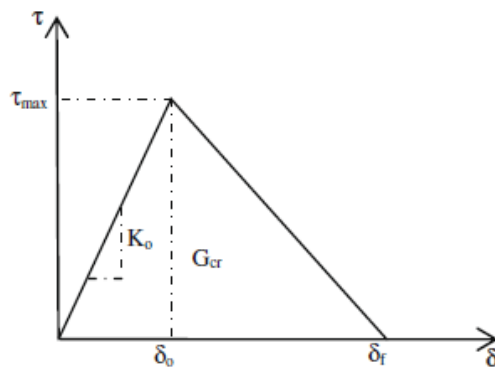
¹ Orthotropic

نمی‌شود. المان‌های میزبان فقط می‌توانند درجات آزادی انتقالی داشته باشند. تعداد درجات آزادی انتقالی در یک گره از المان مدفون باید برابر تعداد آن‌ها در یک گره از المان میزبان باشند.

۴-۵-۶- اتصال بتن و FRP

مدل‌سازی سطح تماس بین بتن و FRP از اهمیت بالایی برخوردار است. یک مدل چسب^۱ برای توصیف سطح تماس بین بتن و FRP در نظر گرفته شده است. در صورت استفاده از یک اتصال کامل^۲ بین بتن و FRP، مقاومت نهایی و سختی تیر در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی بیشتر از حد انتظار می‌شود. علت آن این است که در این نوع مدل تخریب^۳ تعریف نشده است. مدل چسب موجود در آباکوس بهترین گزینه برای نمایش رفتار سطح تماس است. تعریف مدل با استفاده از پارامترهای سختی، مقاومت برشی و انرژی شکست مشخص شده است.

شکل ۴-۱۹ قانون ساده دو خطی کشش-جدایی را، با ترم‌های کشش مؤثر، τ ، و تغییرات بازشدگی مؤثر، δ ، نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱۹- قانون دو خطی ترکیب کشش-جداشدگی

رابط با سختی اولیه K_0 تعریف شده است.

¹ cohesive models

² perfect bond

³ degradation

$$K_0 = \frac{1}{\frac{t_i}{G_i} + \frac{t_c}{G_c}} \quad (\text{رابطه ۴-۳۰})$$

t_i و t_c به ترتیب ضخامت رزین و بتن است. G_i و G_c به ترتیب مدول برشی رزین و بتن می باشد. مقادیر استفاده شده در این مقاله $t_c=5\text{mm}$, $t_i=1\text{mm}$, $G_c=10.8\text{ GPa}$ و $G_i=0.665\text{ GPa}$ می باشد.

برای تعریف بخش الاستیک چسب در نرم افزار، در بخش تعریف خصوصیات مکانیکی، الاستیک، کشش انتخاب می شود. برای این کار از روابط زیر استفاده می کنیم. مقادیر بدست آمده برای تعریف رفتار الاستیک لایه چسب در جدول ۴-۲ آمده است.

$$k_{nn} = \frac{1}{\frac{t_c}{E_c} + \frac{t_{epoy}}{E_{epoy}}} \quad (\text{رابطه ۴-۳۱})$$

t_c : ضخامت بتن (میلی متر)، معمولاً ۵ میلی متر

t_{epoy} : ضخامت چسب (میلی متر)، معمولاً ۱ میلی متر

E_c : مدول یانگ بتن (مگاپاسگال)

E_{epoy} : مدول یانگ چسب (مگاپاسگال)

مدول الاستیسیته چسب ۲,۵ گیگاپاسگال می باشد.

$$k_{ss} = k_{tt} = 1000 \left(0.16 \frac{G_{epoy}}{t_{epoy}} + 0.47 \right) \quad (\text{رابطه ۴-۳۲})$$

G_{epoy} : مدول برشی چسب (گیگاپاسگال)، معمولاً ۰,۶۶۵ گیگاپاسگال

جدول ۴-۲- تعریف رفتار الاستیک لایه چسب

E/E_{nn}	$G1/E_{ss}$	$G2/E_{tt}$
1688	576	576

از شکل ۴-۱۹، واضح است که ارتباط بین تنش کششی و تغییرات بازشدگی مؤثر به وسیله سختی K_0 ، مقاومت محلی مصالح τ_{max} ، تغییرات بازشدگی مشخصه در شکست δ_f و انرژی مورد نیاز برای باز شدن ترک G_{cr} که برابر سطح زیر منحنی کشش-جداشدگی است، تعریف شده است.

$$\tau_{\max} = 1.5\beta_w f_t \quad (\text{رابطه ۴-۳۳})$$

جاییکه:

$$\beta_w = \sqrt{\left(2.25 - \frac{b_f}{b_c}\right) / \left(1.25 + \frac{b_f}{b_c}\right)} \quad (\text{رابطه ۴-۳۴})$$

معادله ۴-۳۳ یک حد بالایی برای تنش برشی ماکزیمم، τ_{\max} ، فراهم می‌کند [75]. در این مورد تنش برشی ماکزیمم ۳ مگاپاسگال می‌باشد.

b_f عرض FRP، b_c عرض بتن و f_{ct} مقاومت کششی بتن است. مدل‌سازی‌های عددی نشان می‌دهد این مقادیر بسیار بزرگ است، از این رو بجای گسیختگی جداشدگی، پارگی FRP یا شکست بتن رخ می‌دهد. شکل ۴-۲۰ را ببینید، دو منحنی با تنش برشی ماکزیمم ۳ مگاپاسگال را نشان می‌دهد؛ که بارگذاری تا گسیختگی ادامه یافته و مدل‌سازی با پارگی FRP یا شکست بتن به پایان رسیده است؛ بنابراین برای تضمین وقوع جداشدگی، به جای تنش برشی ماکزیمم از $\frac{\tau_{\max}}{2}$ برابر ۱,۵ مگاپاسگال استفاده می‌کنیم. برای انرژی شکست محققین قبلی مقادیری بین ۳۰۰ تا ۱۵۰۰ ژول بر مترمربع را نشان داده‌اند. به‌منظور بررسی اینکه انرژی شکست تا چه حد روی نتایج تأثیر می‌گذارد، شبیه‌سازی‌های عددی برای مقادیر انرژی شکست ۵۰۰ و ۹۰۰ ژول بر مترمربع انجام گرفت. این شبیه‌سازی‌ها نشان داد که در این مورد انرژی شکست تأثیر کمی روی رفتار بار-تغییر شکل دارد، همانطور که در شکل ۴-۲۰ دیده می‌شود [74]. در این پایان‌نامه مقدار میانی بازه پیشنهادی، یعنی ۹۰۰ ژول بر مترمربع، در نظر گرفته شده است.

شروع آسیب زمانی در نظر گرفته می‌شود که معادله کشش درجه دو، شامل نسبت تنش‌های عددی برابر یک شود، رابطه ۴-۳۵.

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_n^0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_s^0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_t}{\tau_t^0}\right)^2 = 1 \quad (\text{رابطه ۴-۳۵})$$

σ_n کشش چسب و τ_t و τ_s تنش برشی در رابط است و s, n و t نشان دهنده جهت تنش می باشد. این مقادیر برای این مطالعه استفاده است.

$$\tau_s^0 = \tau_t^0 = 1.5 \text{ MPa}; \sigma_n^0 = f_{ct} = 1.81 \text{ MPa}$$

سیر تکاملی آسیب اتصال در ترم‌های انرژی آزاد شده بیان می‌شود. توصیف این مدل در بانک مصالح آباکوس در دسترس است. وابستگی انرژی شکست به mode mix بر اساس معیار شکست benzaggah-kenane تعریف شده است. معیار شکست benzaggah-kenane هنگامی که انرژی شکست بحرانی در طول تغییر شکل به‌طور کامل در طول جهت اول و دوم تنش برشی یکسان است، بسیار مفید است.

$$G_s^c = G_t^c \text{ برای مثال}$$

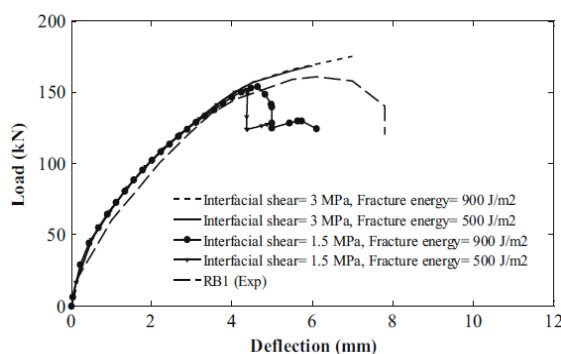
$$G_n^c + (G_s^c + G_n^c) \left(\frac{G_a}{G_b} \right)^\eta = G^c \quad (\text{رابطه ۴-۳۵})$$

جاییکه

$$G_a = G_s + G_t, G_b = G_n + G_s$$

و η پارامتر مصالح است. G_n و G_s و G_t نشان دهنده کار انجام شده به وسیله کشش و در هم آمیختن جداشدگی آن در جهت نرمال، اولین و دومین جهت برشی است. این مقادیر برای این مطالعه استفاده است.

$$G_t^c = G_s^c = 900 \frac{\text{J}}{\text{m}^2}, G_n^c = 90 \frac{\text{J}}{\text{m}^2}, \eta = 1.45$$



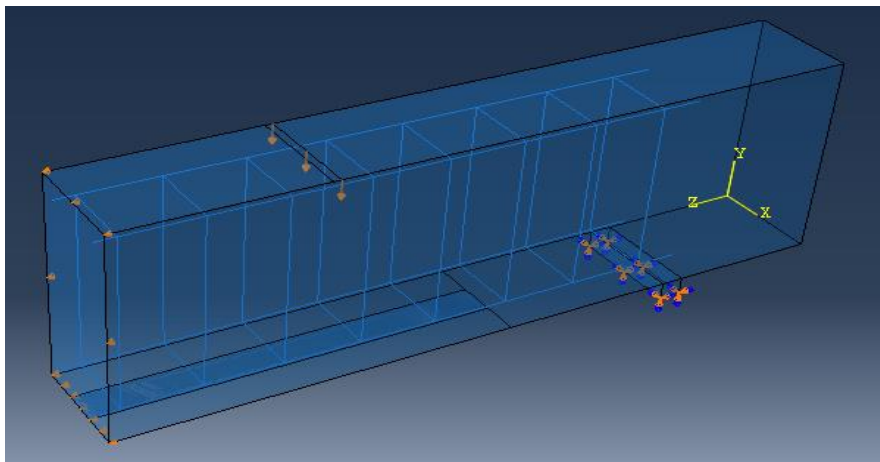
شکل ۴-۲۰- مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود برای مدل‌های مختلف از رفتار سطح تماس و رفتار ایزوتروپیک برای FRP برای تیر RB1 [74]

۴-۵-۷- اتصال بین چسب و FRP

مدل سازی چسبندگی بین چسب و FRP به صورت کامل در نظر گرفته شده است. برای این منظور از تماس مقید^۱ برای مدل سازی اتصال چسب و FRP استفاده شده است. همچنین در Help نرم افزار توصیه شده است که اتصال چسب و FRP با توجه به ضخامت کم لایه چسب به صورت مقید شدن المان های چسب با FRP صورت پذیرد. این نوع تماس، چسباندن دو سطح با شبکه بندی متفاوت را امکان پذیر می سازد. تعریف این نوع تماس بین دو سطح باعث می شود که هر یک از نقاط روی سطح با شبکه بندی ریزتر، جابجایی، دما و فشاری برابر با نزدیک ترین نقطه بر روی سطح با شبکه بندی درشت تر داشته باشد. این روش امکان مدل سازی تنش های برشی و قائم را در طول کل صفحات چسبیده فراهم می سازد.

۴-۵-۸- هندسه مدل و نوع المان ها

به منظور دستیابی به یک تقریب دقیق از رفتار کلی سازه های تقویت شده، یک مدل سه بعدی تشکیل شده است. با توجه به تقارن سازه، تنها یک دوم تیر مدل شده است، شکل ۴-۲۱.



شکل ۴-۲۱- تیر به صورت یک دوم مدل شده است.

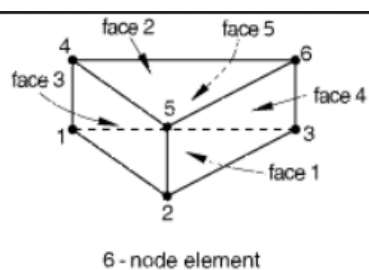
^۱ tie

۴-۵-۹- مش و مسائل همگرایی

نتایج اولیه به دست آمده با مش نسبتاً بزرگ نشان می‌دهد که همگرایی و نتایج به دست آمده قابل قبول نیست. نتایج به دست آمده از یک مش ریز دقیق‌تر است. یک مش ریزتر نتایجی مشابه با مش قبلی را دارد و تنها زمان بیشتری برای محاسبات نیاز دارد؛ بنابراین یک مش نسبتاً ریز برای این مدل‌سازی استفاده شده است. هنگام انجام یک تحلیل غیرخطی مشکلات همگرایی ممکن اتفاق بیفتد، بخصوص زمان شروع ترک‌خوردگی این مشکلات رخ می‌دهد. یک راه‌حل استفاده شده در این مطالعه، استفاده از زمان‌های افزایش کوتاه به منظور تضمین اینکه تحلیل، منحنی بار-تغییر شکل را دنبال می‌کند و این کار همگرایی را بهبود می‌بخشد. علاوه بر این یک فاکتور میرایی بر اساس اتلاف انرژی شکست^۱ استفاده شده است. مقدار پیش فرض فاکتور میرایی 10^{-4} است، در این مطالعه 10^{-4} استفاده شده است.

برای مدل‌سازی بتن به دلیل رفتار سه‌بعدی آن از المان C3D8R (المان پیوسته، سه‌بعدی ۸ نقطه‌ای با انتگرال کاهش یافته)، برای فولادهای کششی و فشاری و خاموت‌ها از المان T3D2 (المان خرپایی، سه‌بعدی دو نقطه‌ای) و برای صفحه FRP از المان Shell از نوع S3 (المان پیوسته سطحی، سه‌بعدی سه نقطه‌ای) که یک المان ۳ گرهی با ۶ درجه آزادی (سه درجه انتقالی، سه درجه دورانی) در هر گره می‌باشد، استفاده شد است. برای صفحه لایه چسب از المان Cohesive نرم‌افزار از نوع COH3D6 (المان لایه چسب، سه‌بعدی ۶ گرهی با سه درجه آزادی انتقالی در هر گره) استفاده شده است، شکل ۴-۲۲. المان‌های لایه چسب شامل دو سطح جدا شده به فاصله ضخامت لایه چسب هستند. حرکت نسبی سطوح بالایی و تحتانی المان چسب که در طول جهت ضخامت چسب اندازه‌گیری می‌شود، نمایانگر رفتار تنش عمودی در المان چسب می‌باشد.

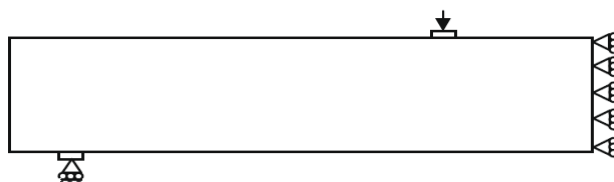
^۱ dissipated energy fraction



شکل ۴-۲۲- المان Cohesive از نوع COH3D6

۴-۵-۱۰- شرایط مرزی

شرایط مرزی که نشان دهنده اتکای سازه است، مقادیر متغیرهای جابجایی و پیچش در نقاط مناسب را مشخص می‌کند. شرایط مرزی برای مدل‌سازی یک دوم تیر در شکل ۴-۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۳- شرایط مرزی استفاده شده در کار عددی

۴-۵-۱۱- مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

از تحلیل اجزا محدود ارتباط بار-تغییر شکل و الگوی ترک به دست آمده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. مقایسه نتایج یک سازگاری خوب بین کارهای آزمایشگاهی و اجزا محدود نشان می‌دهد. پیش‌بینی می‌شود شیب نمودار بار-تغییرمکان در نتایج اجزا محدود بیش از این شیب در نتایج آزمایشگاهی باشد. این اتفاق را می‌توان به فرض اتصال کامل بین بتن و آرماتورها و تخمین رفتار سطح تماس بین بتن و FRP نسبت داد.

دو اندازه مختلف از FRP مورد مطالعه قرار گرفته است. طول FRP اثر قابل ملاحظه‌ای روی رفتار تیرهای تقویت شده خمشی می‌گذارد. هنگامی که طول FRP افزایش می‌یابد، ظرفیت باربری افزایش می‌یابد.

۴-۶- نتایج

۴-۶-۱- منحنی بار-تغییر شکل

منحنی بار-تغییر شکل به دست آمده برای تیر کنترل و تیرهای تقویت شده از آزمایشگاه و تحلیل اجزا محدود در بخش ۴-۷ نشان داده شده است.

یک سازگاری خوب بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزا محدود تیر کنترل وجود دارد. تحلیل اجزا محدود پیش‌بینی می‌کند که تیر کمی سخت‌تر و مقاوم‌تر باشد، احتمالاً به دلیل فرض اتصال کامل بین بتن و آرماتورها می‌باشد. سازگاری خوب بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود نشان دهنده این است که مدل‌های تشکیل دهنده استفاده شده برای بتن و آرماتورها می‌توانند به خوبی رفتار تیر را شبیه‌سازی کنند.

مقایسه منحنی‌های بار-تغییر شکل (مقایسه‌ای با نتایج آزمایشگاهی)، نشان دهنده این است که طول FRP به طور قابل ملاحظه‌ای روی رفتار تیر اثر می‌گذارد. تیرهای تقویت شده با FRP های بلندتر مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهند.

برای تیرهای تقویت شده، نتایج مدل‌های اجزا محدود در بخش اول منحنی نزدیک به هم است، شیب نمودار بار-تغییر مکان در نتایج اجزا محدود بیش از این شیب در نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

مدل چسب سازگاری خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد.

چندین دلیل احتمالی برای اختلاف بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزا محدود وجود دارد. یکی از آن‌ها برای تیر کنترل، فرض اتصال کامل بین بتن و FRP است. علاوه بر این، تیرها در آزمایشگاه قبل از مقاوم‌سازی تا لحظه شروع ترک خوردگی بارگذاری و سپس باربرداری شده است. دلیل دیگر به واسطه تخمین رفتار سطح تماس بین چسب و FRP است که می‌تواند منجر به تخمین بیش از اندازه سختی و ظرفیت المان سازه‌ای بتن مسلح شود.

۴-۶-۲- اثر مقاومسازی روی تنش

شکل ۴-۲۶ و ۴-۳۰ تنش محوری برای نمونه کنترل و تیر RB2 را در بار ۶۸ کیلونیوتن نشان می‌دهد. بخش‌هایی از تیر تقویت شده که در فاصله زیاد از FRP هستند، تنش‌های متفاوتی نسبت به تیر تقویت نشده در نقطه متناظر دارند. این نشان می‌دهد که اثر مقاومسازی به صورت محلی نبوده و روی توزیع تنش کل تیر اثر می‌گذارد.

۴-۶-۳- گسترش ترک

از آنجایی که مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن نمادی برای نمایش گسترش ترک در نقاط همگرایی^۱ مصالح ندارد، به پیروی از Lubliner فرض می‌شود در نقاطی که بیشترین کرنش پلاستیک اصلی مثبت است، ترک خوردگی شروع می‌شود [76]. شکل ۴-۲۷ و ۴-۲۸ یک مقایسه بین توزیع کرنش پلاستیک به دست آمده از تحلیل المان اجزا محدود و الگوی ترک به دست آمده از آزمایشگاه برای تیر کنترل را نشان می‌دهد. ترک‌های به دست آمده از آزمایشگاه و شبیه‌سازی، شبیه به هم هستند که توانایی مدل در گرفتن^۲ مکانیزم شکست تیر را نشان می‌دهد.

۴-۶-۴- مود شکست

مدل چسب می‌تواند مانند نمونه‌های آزمایشگاهی جداسازی را نشان دهد. این اتفاق را می‌توان در شکل‌های ۴-۳۵ و ۴-۳۶ ببینید.

۴-۶-۵- تنش در لایه اتصال

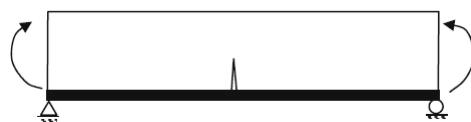
جداسازی FRP به احتمال زیاد از نقاط دارای تمرکز تنش در لایه اتصال شروع می‌شود که در نواحی انتهایی صفحات و اطراف ترک‌ها رخ می‌دهد. یک نمایش ساده از تنش محوری در کامپوزیت و تنش

¹ integration point

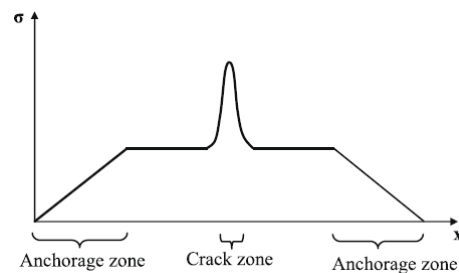
² capture

برشی متناظر در لایه اتصال برای یک تیر با لنگر ثابت و یک ترک در وسط دهانه در شکل ۴-۲۴ نشان داده شده است. در ناحیه مهاری، تنش‌های محوری در کامپوزیت در حال افزایش است و نیروهای محوری از طریق تنش‌های برشی در لایه اتصال به کامپوزیت انتقال یافته است. در ناحیه ترک، نیروهای محوری نمی‌تواند به وسیله خود تیر متحمل شود؛ بنابراین نیرو محوری به کامپوزیت و در نتیجه تنش برشی در لایه اتصال منتقل می‌شود.

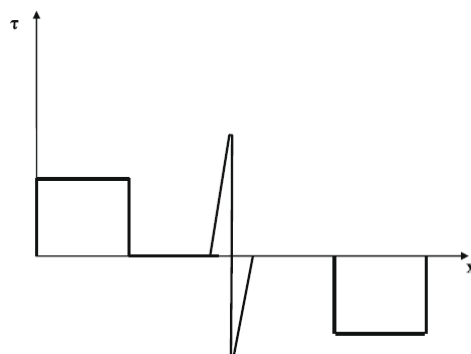
توضیح دادن تنش در لایه اتصال در تیرهای تحلیل شده، به واسطه الگوی ترک پیچیده و اثرات سه‌بعدی بسیار مشکل است؛ اما هنوز ممکن است که پدیده نشان داده شده در شکل ۴-۲۴ را ببینیم.



(الف) تیر با لنگر ثابت و ترک در وسط دهانه



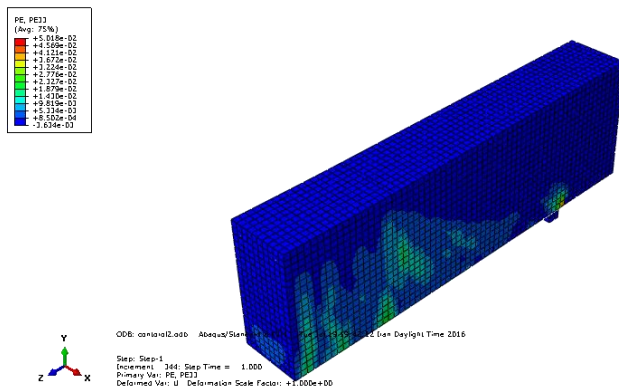
(ب) تنش محوری در کامپوزیت



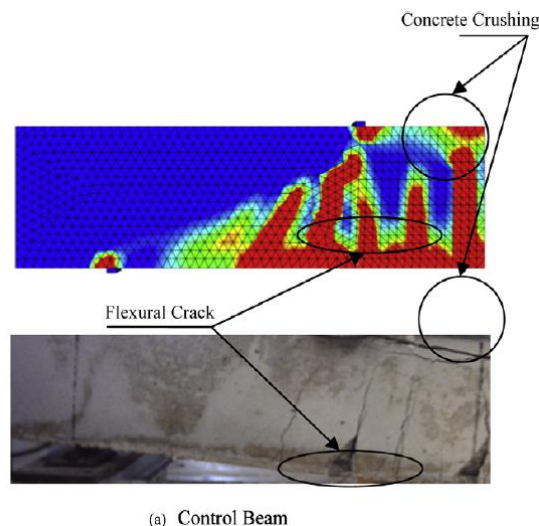
(ج) تنش برشی در لایه اتصال

شکل ۴-۲۴- تنش محوری در مصالح کامپوزیت و تنش برشی در لایه اتصال

شکل ۴-۲۶- تنش‌های محوری در تیر کنترل تحت بار ۶۸ کیلونیوتن



شکل ۴-۲۷- کرنش پلاستیک در تیر کنترل

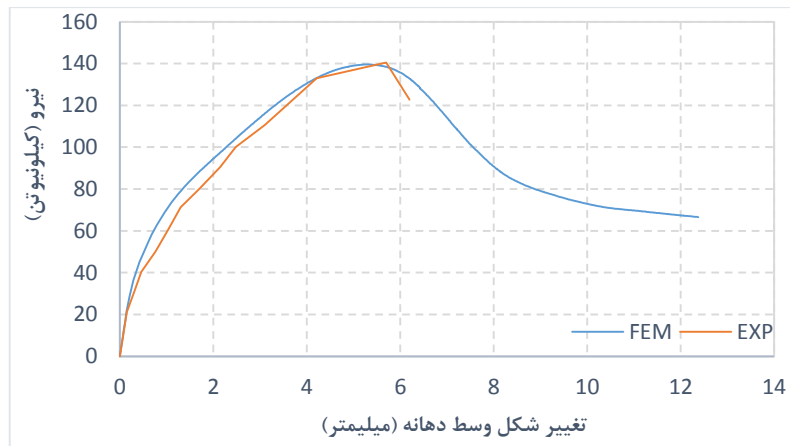


شکل ۴-۲۸- مقایسه گسترش ترک خوردگی بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود توسط Obaidat [60]

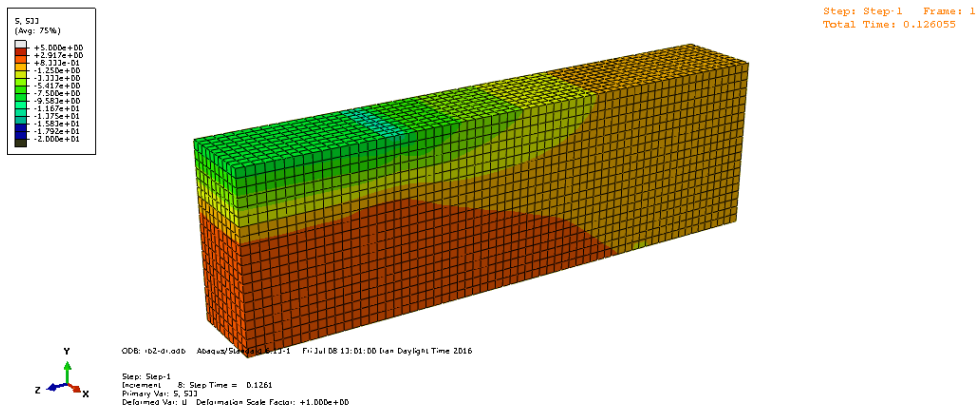
شکل ۴-۲۸ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل اجزا محدود انجام شده توسط Obaidat را نشان می‌دهد. مقایسه تصاویر ۴-۲۵ تا ۴-۲۸ سازگاری مطلوب بین مدل اجزا محدود این مطالعه و نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

به نحوه گسترش ترک‌ها در تیر کنترل دقت کنید، ترک‌ها هم در وسط دهانه، هم در زیر محل بارگذاری بیشترین تراکم را دارند.

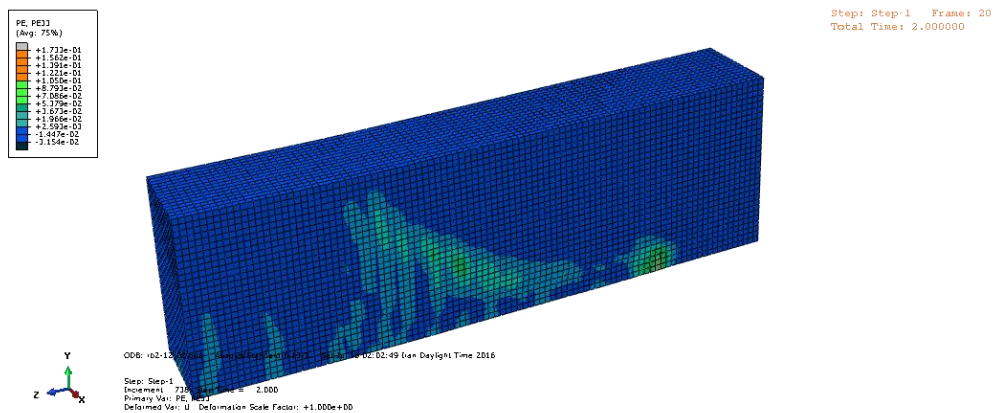
۲-۷-۴- نمودار صحت‌سنجی تیر تقویت شده RB2



شکل ۴-۲۹- مقایسه منحنی بار-تغییر شکل بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود در تیر RB2



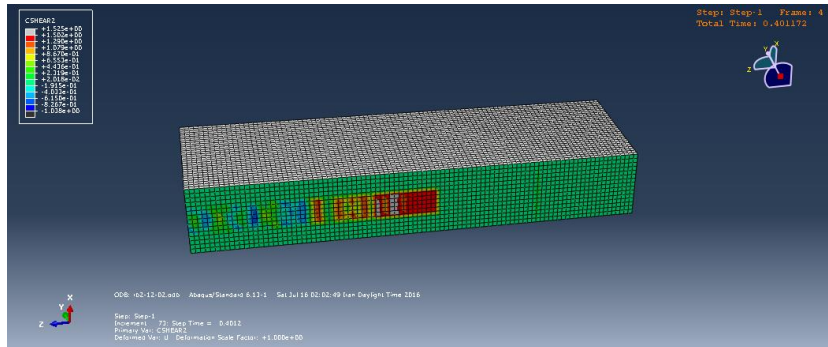
شکل ۴-۳۰- تنش‌های محوری در تیر RB2 تحت بار ۶۸ کیلو نیوتن



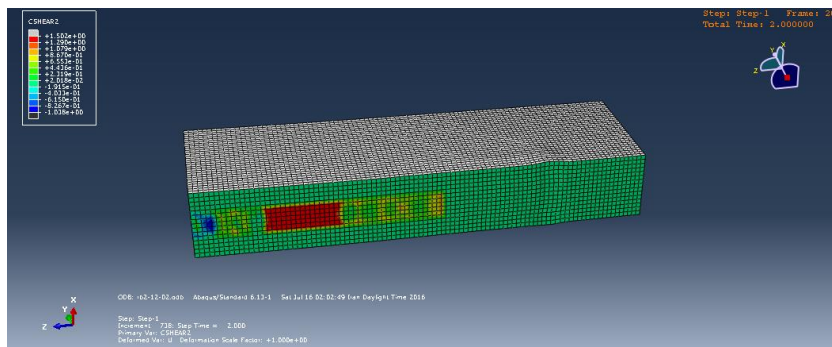
شکل ۴-۳۱- کرنش پلاستیک در تیر RB2

در شکل ۳۲-۴ و ۳۳-۴ می‌توانید تنش‌های برشی بتن در سطح تماس با FRP را در طول بارگذاری

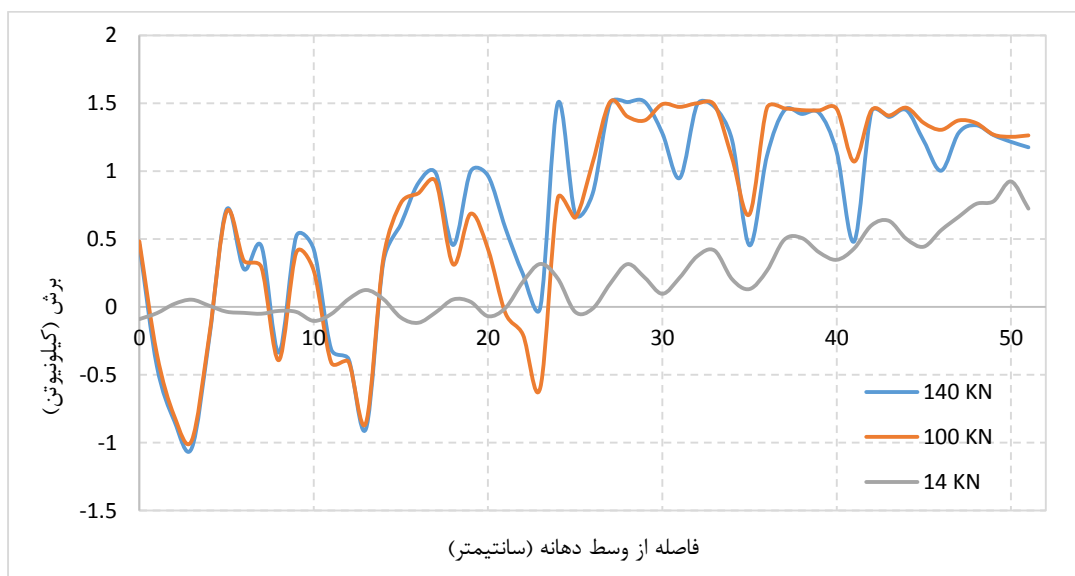
ببینید.



شکل ۳۲-۴- تنش‌های برشی در سطح اتصال در اولین مراحل بارگذاری



شکل ۳۳-۴- تنش‌های برشی در سطح اتصال در انتهای بارگذاری

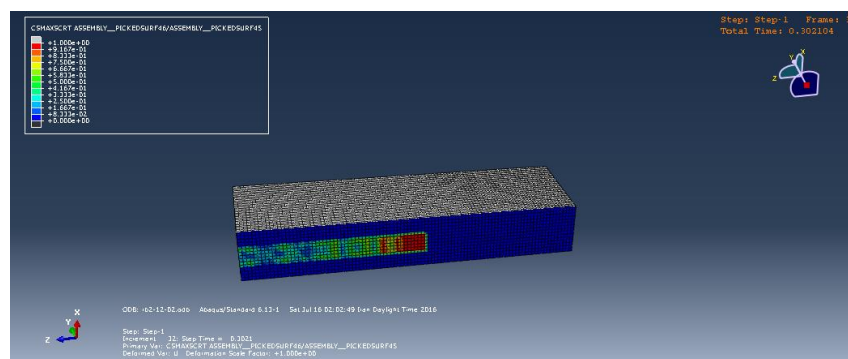


شکل ۳۴-۴- تنش‌های برشی سطح اتصال در بارهای مختلف برای تیر RB2

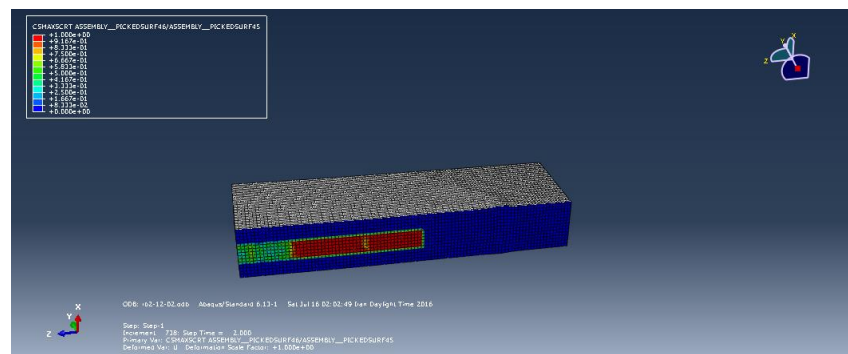
تصاویر ۳۴-۴ نشان دهنده مقدار برش در سطح تماس بین بتن و چسب می‌باشد. همان‌طور که در تصاویر ۳۲-۴ و ۳۳-۴ مشهود است، ابتدا تنش در ابتدای FRP افزایش یافته و پس از رسیدن به مقدار برش ماکزیمم، ضمن انتقال سطح تماس با برش ماکزیمم به سمت وسط دهانه، برش در ابتدای صفحه FRP نیز کاهش می‌یابد که نشان دهنده وقوع جداشدگی FRP از سطح بتن می‌باشد.

در صورت توجه به نحوه گسترش ترک‌ها در این تیر و مقایسه با تیر کنترل، خواهید دید که ترک‌ها در وسط دهانه به شدت کاهش یافته است. استفاده از FRP در مقاوم‌سازی تیر بتن مسلح نه تنها باعث افزایش ظرفیت تیر می‌شود، بلکه ترک‌خوردگی در تیر را نیز کاهش می‌دهد.

در شکل ۳۵-۴ و ۳۶-۴ می‌توانید بیشترین مقدار، معیار شروع شکست کششی در طول بارگذاری را ببینید.



شکل ۳۵-۴- بیشترین مقدار معیار شروع شکست کششی در سطح تماس در اولین مراحل بارگذاری تیر RB2

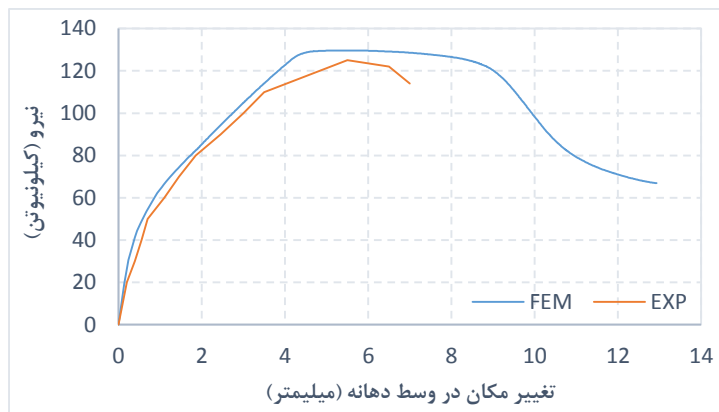


شکل ۳۶-۴- بیشترین مقدار معیار شروع شکست کششی در انتها بارگذاری تیر RB2

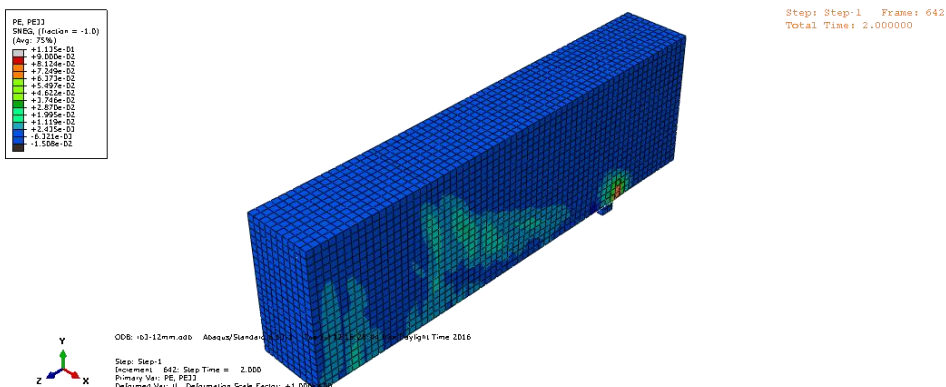
به طور ساده تر، تصاویر بالا بیشترین مقدار رابطه ۴-۳۵ را نشان می دهد.

همان طور که در بخش ۴-۵-۶ توضیح داده شد، معیار شروع شکست کششی در سطح تماس بتن و FRP، رابطه ۴-۳۵ است؛ یعنی زمانی که این رابطه برابر یک شود، شکست کششی برای اتصال بین بتن و FRP اتفاق می افتد. به عبارت ساده تر، شکل های ۴-۳۵ و ۴-۳۶ نحوه انتشار جداشدگی را نشان می دهند.

۴-۷-۳- نمودار صحت سنجی تیر تقویت شده RB3



شکل ۴-۳۷- مقایسه منحنی بار-تغییر شکل بین نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود در تیر RB3

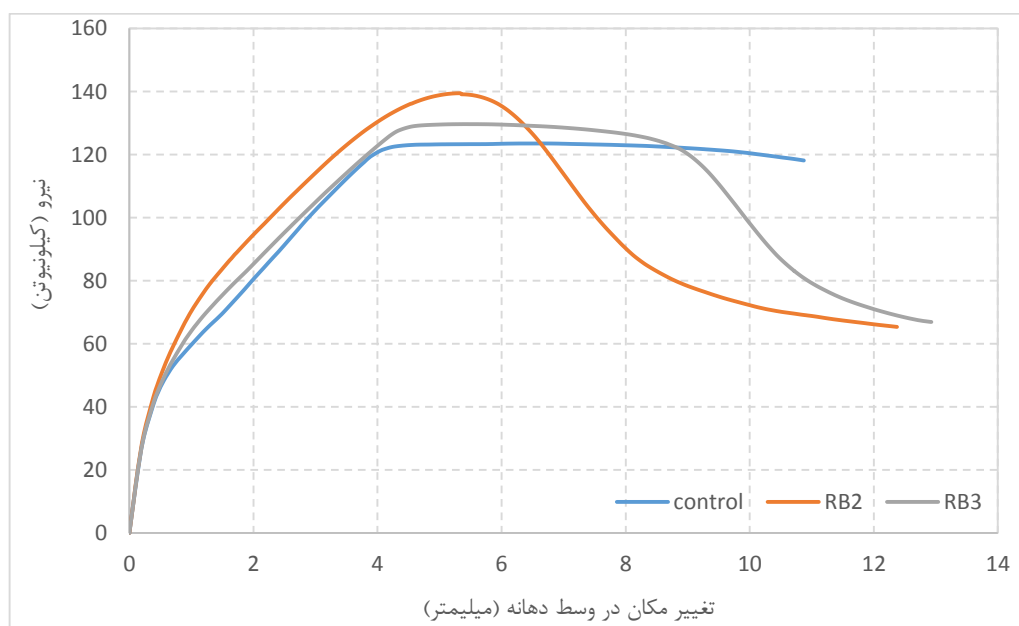


شکل ۴-۳۸- کرنش پلاستیک در تیر RB3

در تیر RB3 به دلیل کاهش طول FRP نسبت به تیر RB2، شاهد ظرفیت باربری کمتری نسبت به تیر RB2 هستیم. همان طور که انتظار می رود، میزان گسترش ترک در این تیر، بیشتر از تیر کنترل و کمتر از تیر RB2 می باشد.

۴-۷-۴- نمودار مقایسه‌ای

در شکل ۴-۳۹ نمودار بار-تغییر شکل سه تیر مدل سازی شده نشان داده شده است.



شکل ۴-۳۹- مقایسه نمودار بار-تغییر شکل

همان طور که در شکل ۴-۳۹ مشاهده می شود، استفاده از FRP موجب افزایش سختی و ظرفیت باربری تیر می شود. افزایش مقاومت و سختی RB3 نسبت به کنترل خیلی کم است. افزایش سختی منجر به کاهش شکل پذیری تیر شده و باعث وقوع شکست در تغییر شکل های کوچک تر می شود.

فصل پنجم
مطالعات پارامتریک

۵-۱- مقدمه

در این فصل اثرات تغییر در ابعاد و مشخصات مکانیکی FRP را مورد بررسی قرار می‌دهیم. در راستای رسیدن به این هدف، ۱۲ نمونه دیگر مدل‌سازی شده است. تمامی این نمونه‌ها در مقطع تیر یکسان هستند و تنها در ابعاد و مشخصات مکانیکی FRP متفاوت هستند. پارامترهای بررسی شده در این پایان‌نامه عرض، ضخامت و مدول الاستیسیته FRP می‌باشند که تأثیر آن‌ها بر مقاومت و مود شکست نمونه‌ها بررسی شده است. در جدول ۵-۱ می‌توانید مشخصات این نمونه‌ها را ببینید.

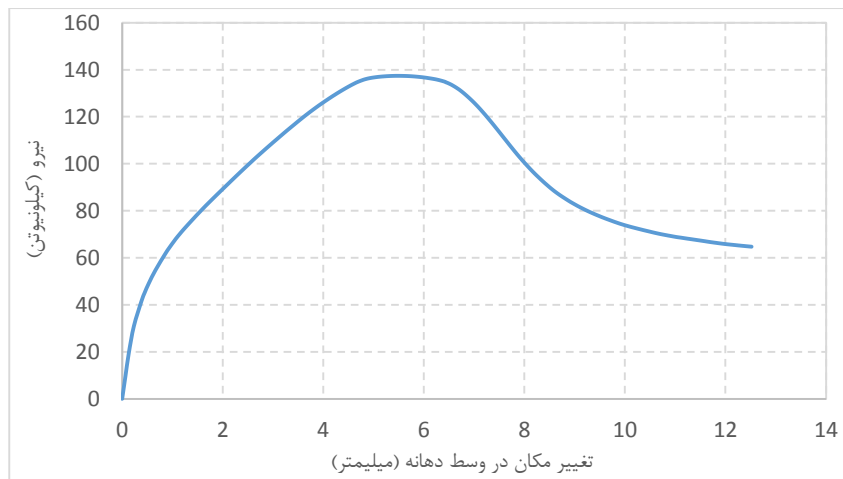
در ادامه منحنی‌های بار-تغییر شکل این نمونه‌ها باهم مقایسه و تحلیل می‌شوند. سپس نتایج مدل‌سازی با روابط ارائه شده در ACI-440.2R-08 مقایسه شده و وضعیت روابط ارائه شده در این آیین‌نامه بررسی می‌شود.

جدول ۵-۱- مشخصات نمونه‌ها

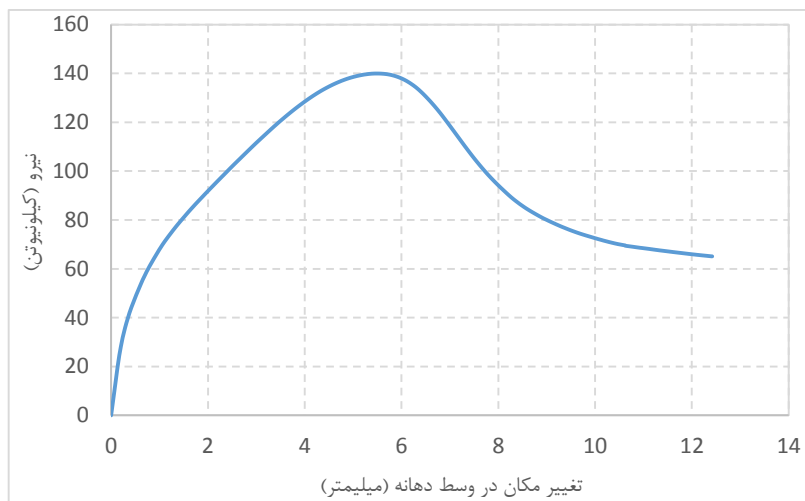
ردیف	طول FRP میلی‌متر	عرض FRP میلی‌متر	مدول الاستیسیته گیگاپاسگال	ضخامت FRP میلی‌متر	نام نمونه	
۱	۱۰۴۰	۵۰	۵۰	۱,۲	۵۰-۵۰-۱۲	
۲				۲,۴	۵۰-۵۰-۲۴	
۳			۱۶۵	۱,۲	۵۰-۱۶۵-۱۲	
۴				۲,۴	۵۰-۱۶۵-۲۴	
۵			۳۰۰	۱,۲	۵۰-۳۰۰-۱۲	
۶				۲,۴	۵۰-۳۰۰-۲۴	
۷		۱۵۰	۵۰	۵۰	۱,۲	۱۵۰-۵۰-۱۲
۸					۲,۴	۱۵۰-۵۰-۲۴
۹			۱۶۵	۱,۲	۱۵۰-۱۶۵-۱۲	
۱۰				۲,۴	۱۵۰-۱۶۵-۲۴	
۱۱			۳۰۰	۱,۲	۱۵۰-۳۰۰-۱۲	
۱۲				۲,۴	۱۵۰-۳۰۰-۲۴	

۵-۲- منحنی‌های بار-تغییر شکل

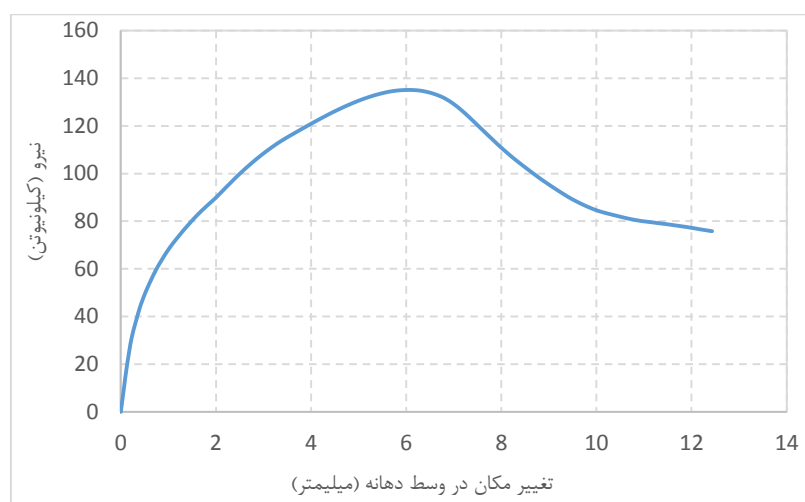
شکل‌های ۵-۱ تا ۵-۱۲ منحنی بار-تغییر شکل ۱۲ نمونه ساخته شده را نشان می‌دهد.



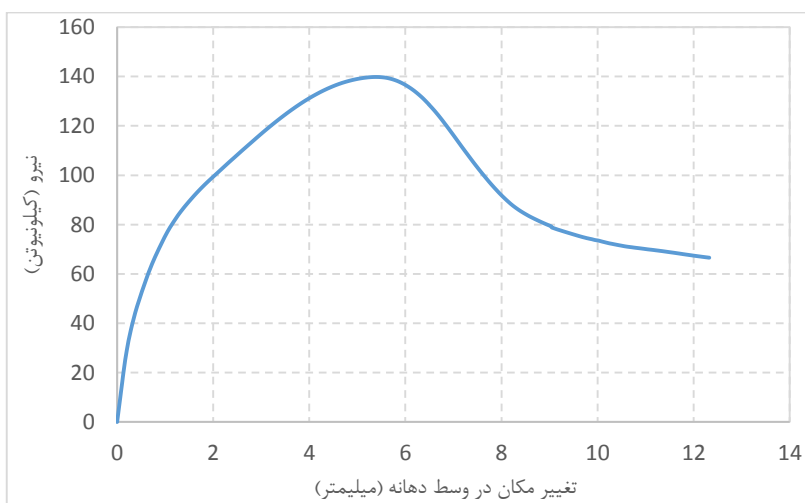
شکل ۵-۱- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۵۰-۵۰-۱۲



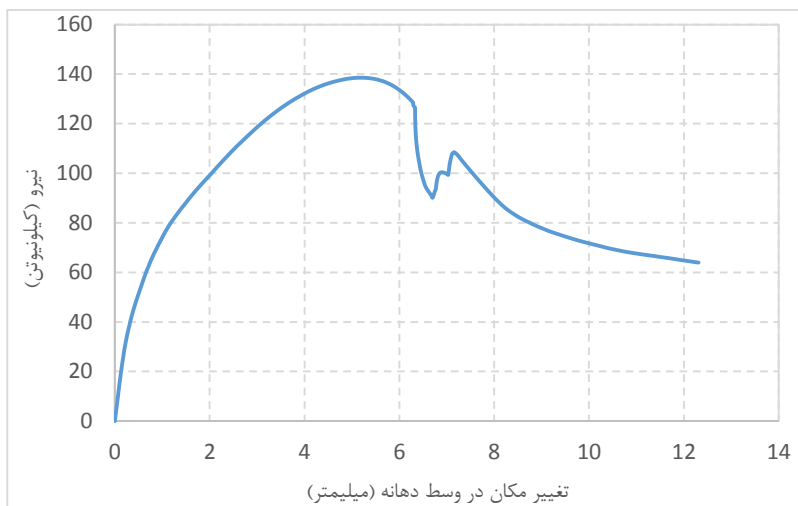
شکل ۵-۲- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۵۰-۵۰-۲۴



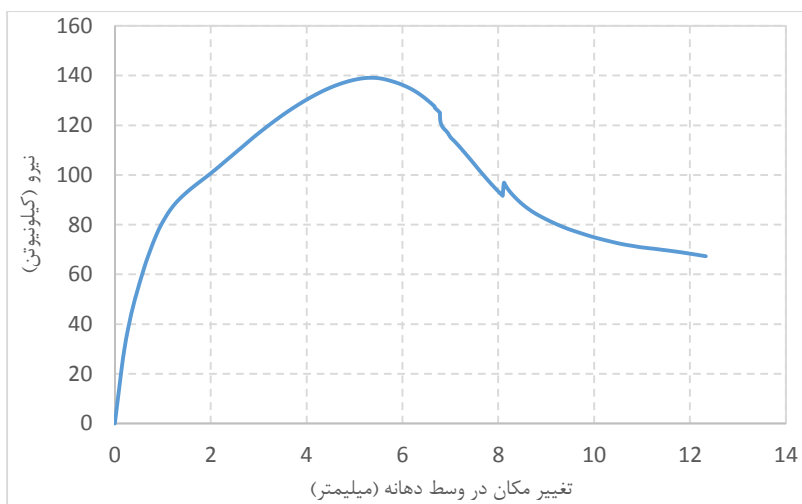
شکل ۵-۳- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۵۰-۱۶۵-۱۲



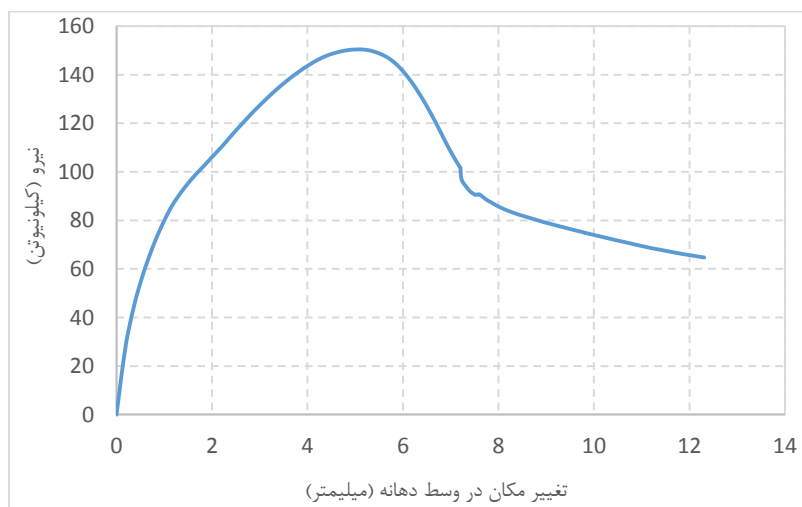
شکل ۵-۴- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۵۰-۱۶۵-۲۴



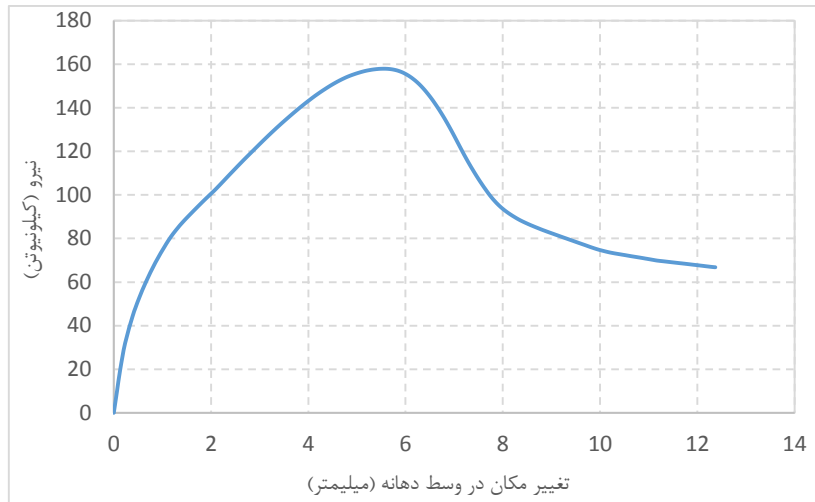
شکل ۵-۵- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۳۰۰-۵۰



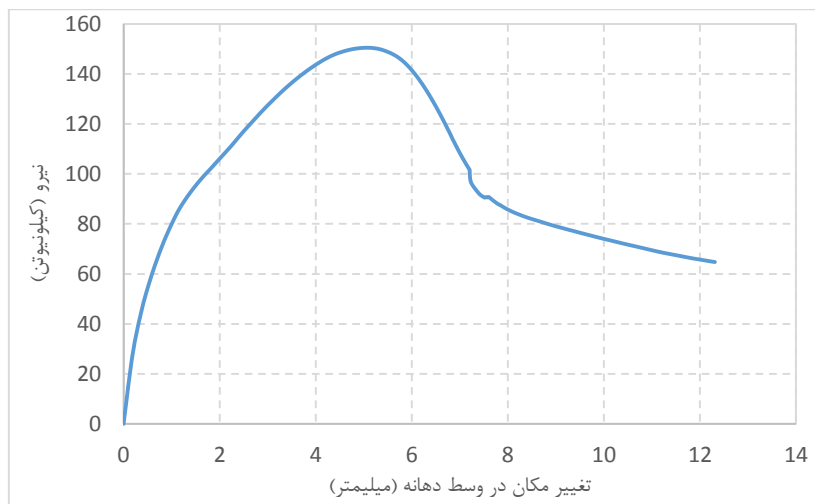
شکل ۵-۶- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۲۴-۳۰۰-۵۰



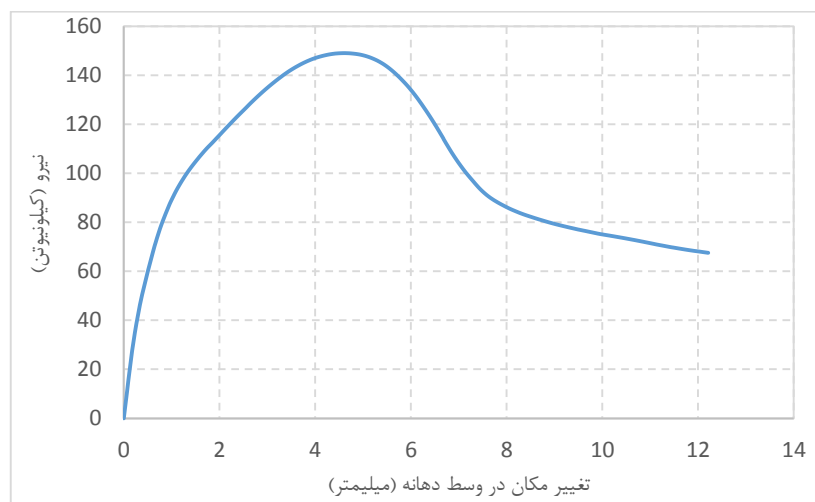
شکل ۵-۷- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۵۰-۱۵۰



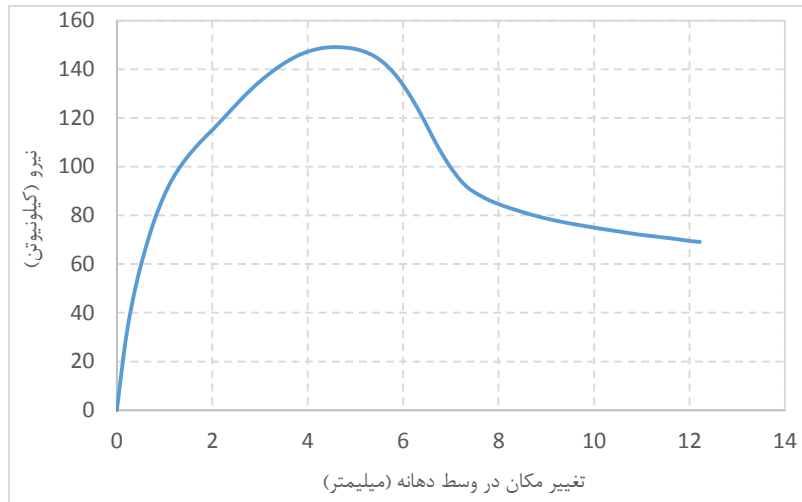
شکل ۵-۸- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۵۰-۵۰-۲۴



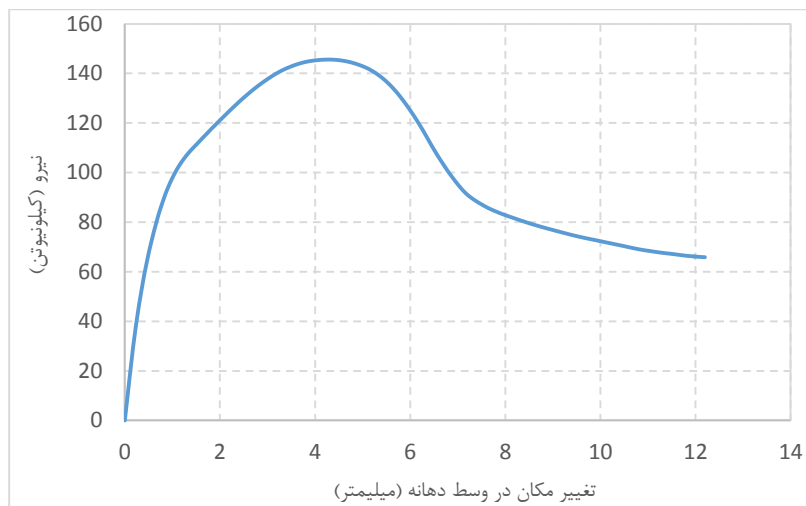
شکل ۵-۹- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۵۰-۱۶۵-۱۲



شکل ۵-۱۰- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۵۰-۱۶۵-۲۴



شکل ۵-۱۱- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۱۲-۳۰۰-۱۵۰



شکل ۵-۱۲- منحنی بار تغییر شکل نمونه ۲۴-۳۰۰-۱۵۰

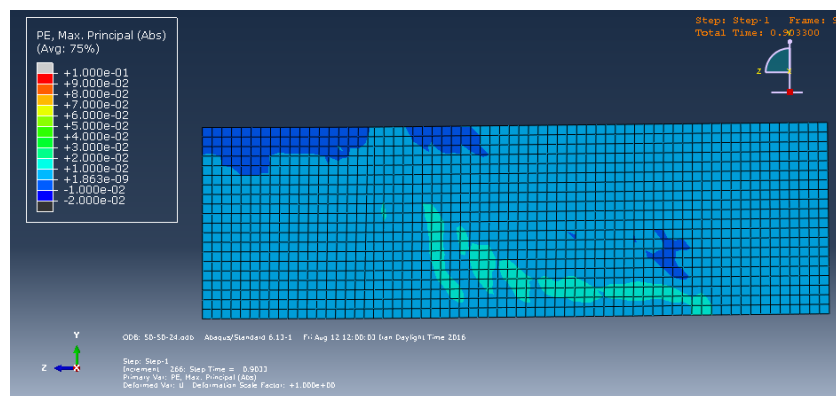
۵-۳- مقایسه پارامتری مصالح

در این قسمت به بررسی اثر عرض، ضخامت و مدول الاستیسیته FRP می‌پردازیم. به منظور بررسی بهتر اثر هر یک از این پارامترها بر روی رفتار تیر، شناخت مود شکست هر نمونه ضروری می‌باشد.

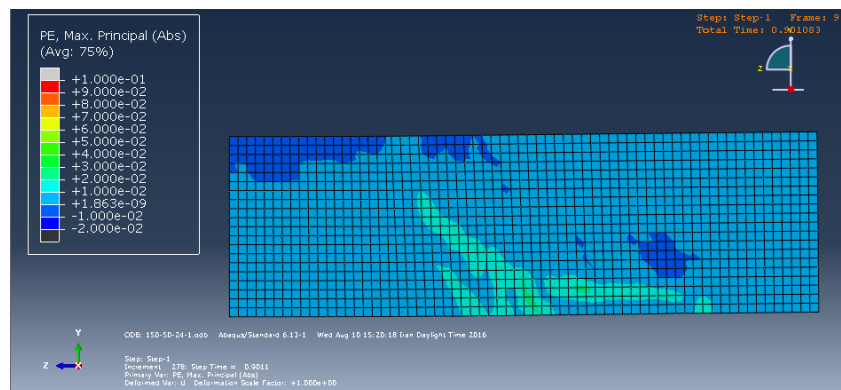
۵-۳-۱- مود شکست

تمامی تیرهای تقویت شده با FRP به عرض ۵۰ میلی‌متر دارای مود شکست جداشدگی بر اثر تمرکز تنش هستند. ولی مود شکست تیرهای تقویت شده با FRP به عرض ۱۵۰ میلی‌متر بر اثر ترک‌های

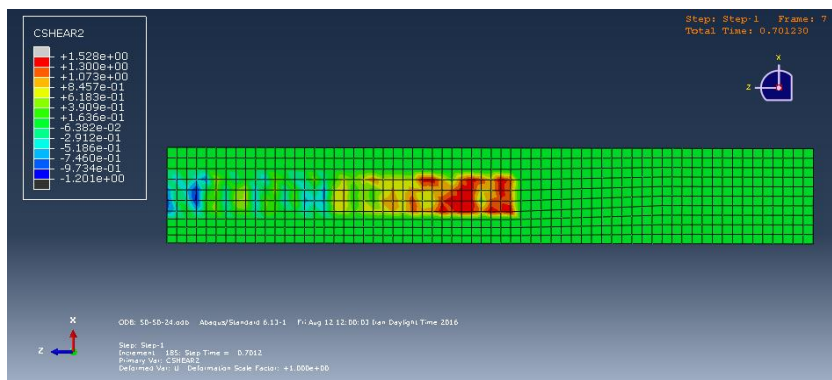
خمشی-برشی و احتمالاً جداشدگی کاور بتن می‌باشد. به دلیل تشابه مودهای شکست این تیرها، از هر مود شکست، فقط یک نمونه را توضیح می‌دهیم. برای این منظور، مود شکست جداشدگی تیر ۲۴-۵۰-۵۰ و مود شکست ترک‌های خمشی برشی تیر ۲۴-۵۰-۱۵۰ را انتخاب می‌کنیم. در شکل ۵-۱۳ و ۵-۱۴ تصویر ترک خوردگی تیرها در لحظه شکست نشان داده شد است. شکل ۵-۱۵ و ۵-۱۶ مقدار برش در سطح اتصال بین چسب و بتن را در تیر ۲۴-۵۰-۵۰ نشان می‌دهد. مشاهده می‌کنید که مقدار تنش‌ها در ابتدای FRP در لحظه شکست به مقدار حداکثر خود رسیده و بعد از وقوع شکست کاهش می‌یابد. علت این پدیده وقوع جداشدگی بین چسب و بتن می‌باشد. شکل ۵-۱۷ آغاز تغییر شکل‌های پلاستیک در آرماتورهای کششی در لحظه شکست را در تیر ۲۴-۵۰-۵۰ نشان می‌دهد.



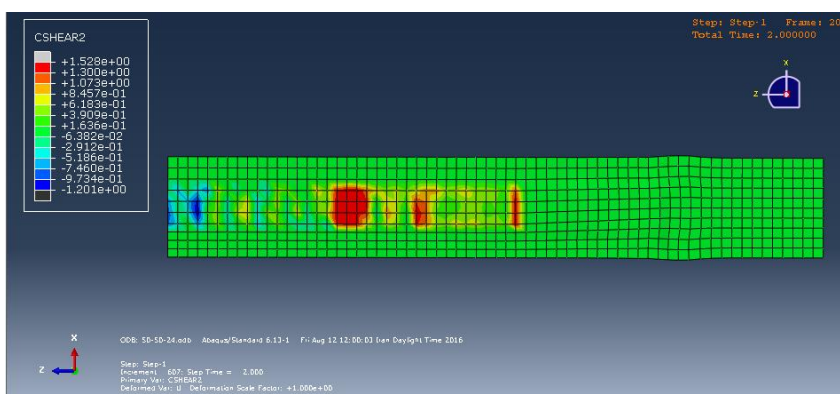
شکل ۵-۱۳- انتشار ترک در تیر ۲۴-۵۰-۵۰ در لحظه شکست



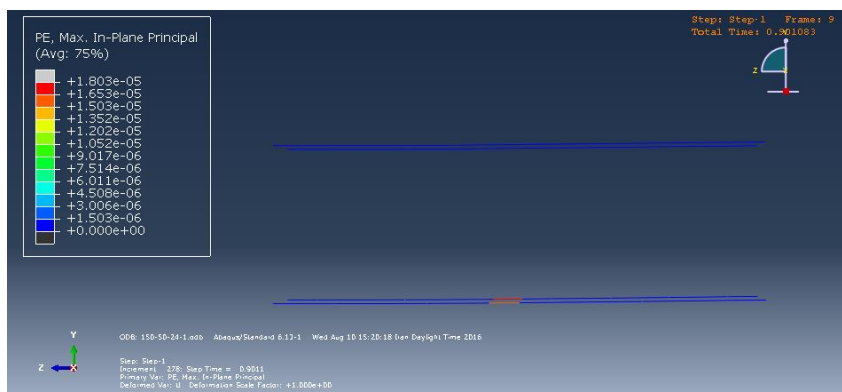
شکل ۵-۱۴- انتشار ترک در تیر ۲۴-۵۰-۱۵۰ در لحظه شکست



شکل ۵-۱۵- مقدار برش در تیر ۲۴-۵۰-۵۰ کمی قبل از وقوع شکست



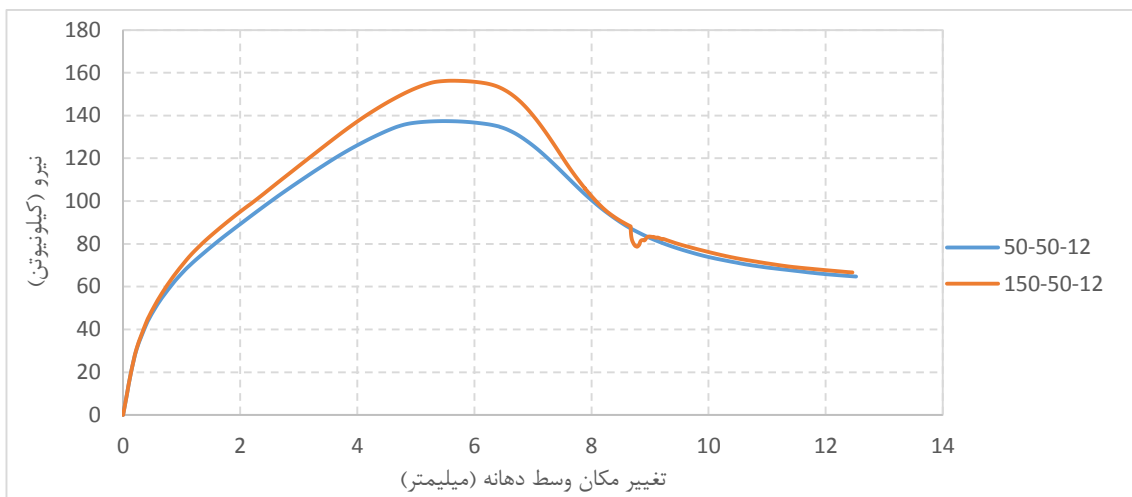
شکل ۵-۱۶- مقدار برش در تیر ۲۴-۵۰-۵۰ در انتهای بارگذاری



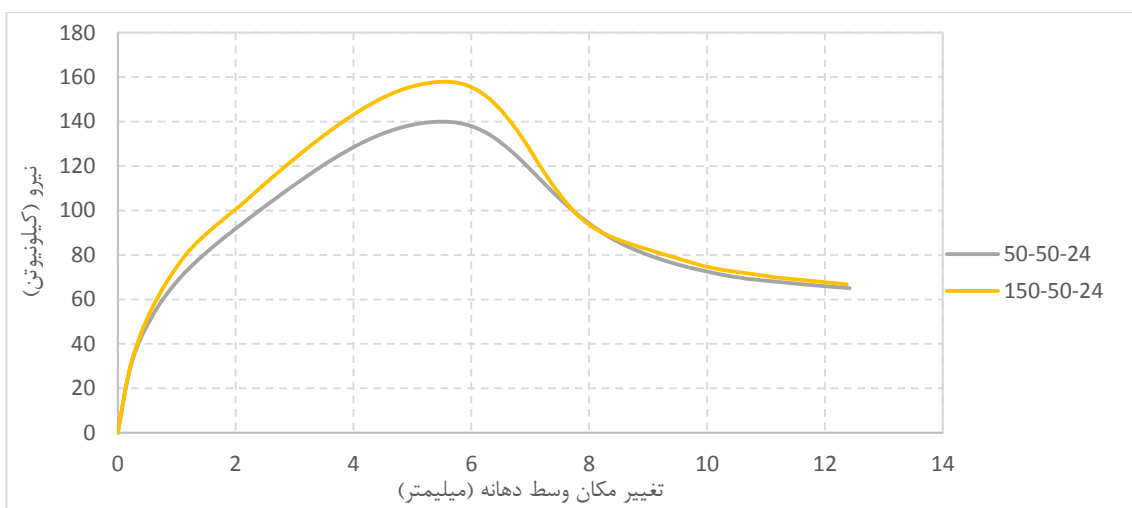
شکل ۵-۱۷- آغاز تغییر شکل‌های پلاستیک در آرماتورها در لحظه شکست در تیر ۲۴-۵۰-۵۰

۵-۳-۲- عرض FRP

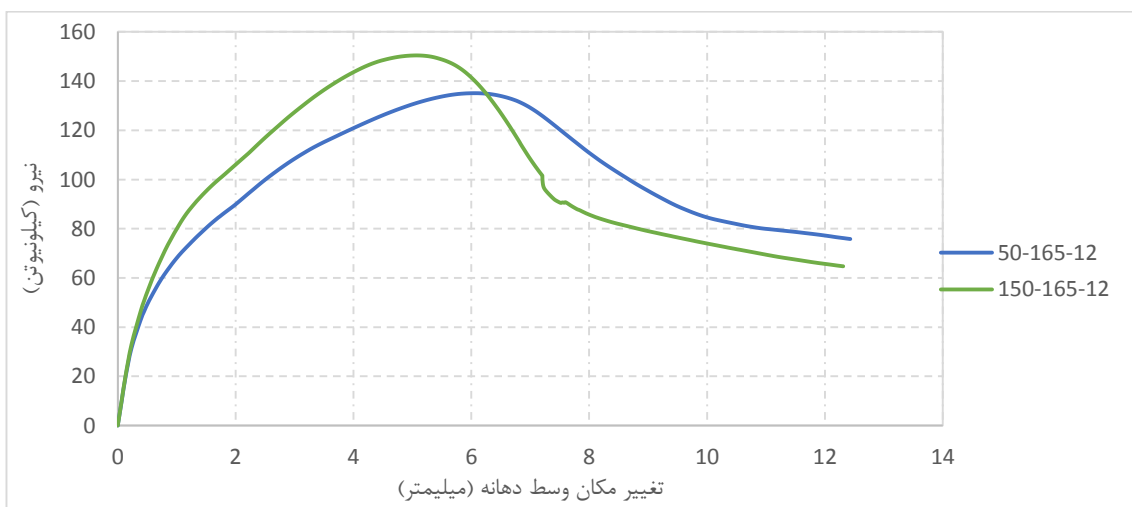
در این قسمت اثر تغییر عرض FRP را بررسی می‌کنیم. اشکال ۵-۱۸ تا ۵-۲۳ اثر تغییر عرض FRP از ۵۰ میلی‌متر به ۱۵۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. نمونه‌های مقایسه شده فقط در عرض FRP تفاوت داشته و در باقی پارامترها از قبیل طول، ضخامت و مدول الاستیسیته FRP مشابه می‌باشند.



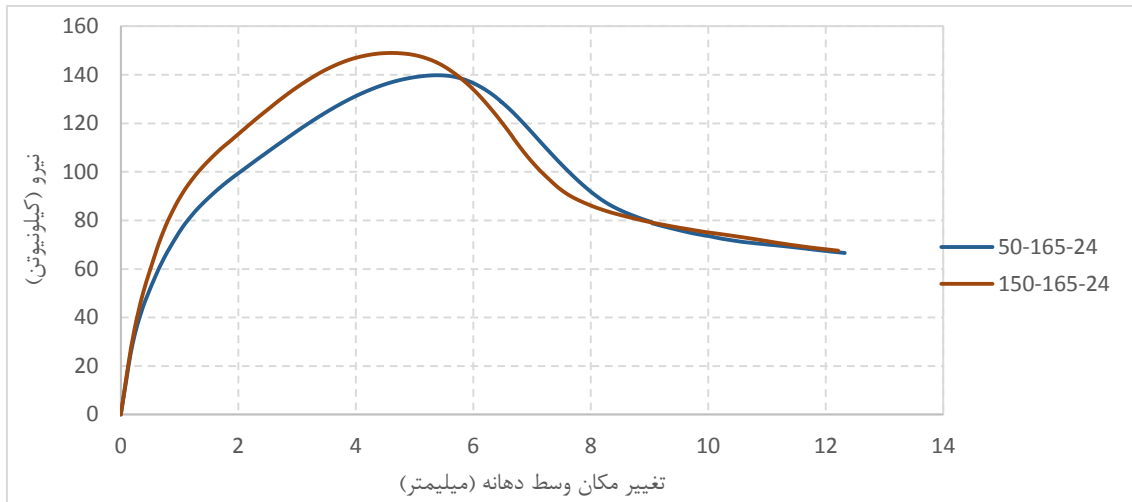
شکل ۵-۱۸- مقایسه تأثیر عرض FRP



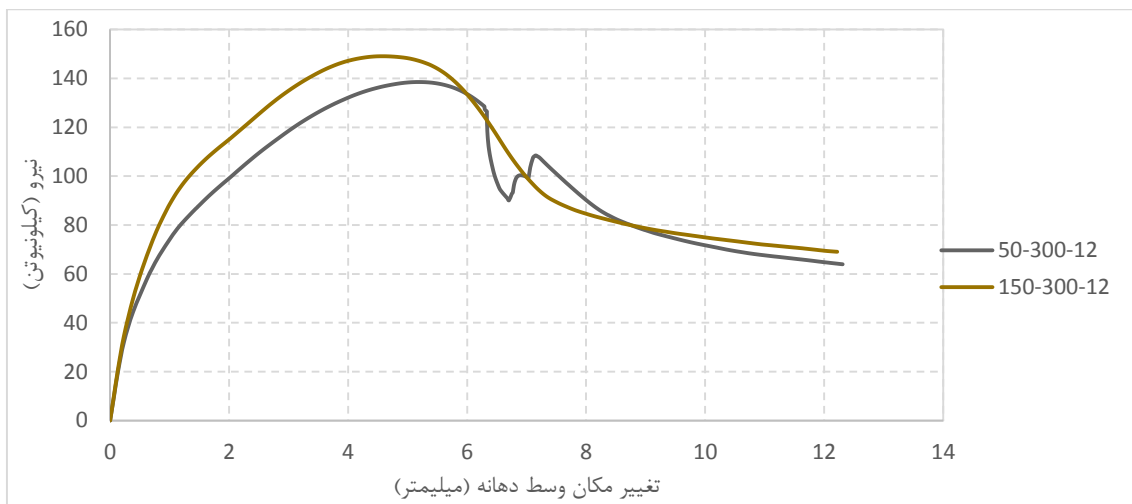
شکل ۵-۱۹- مقایسه تأثیر عرض FRP



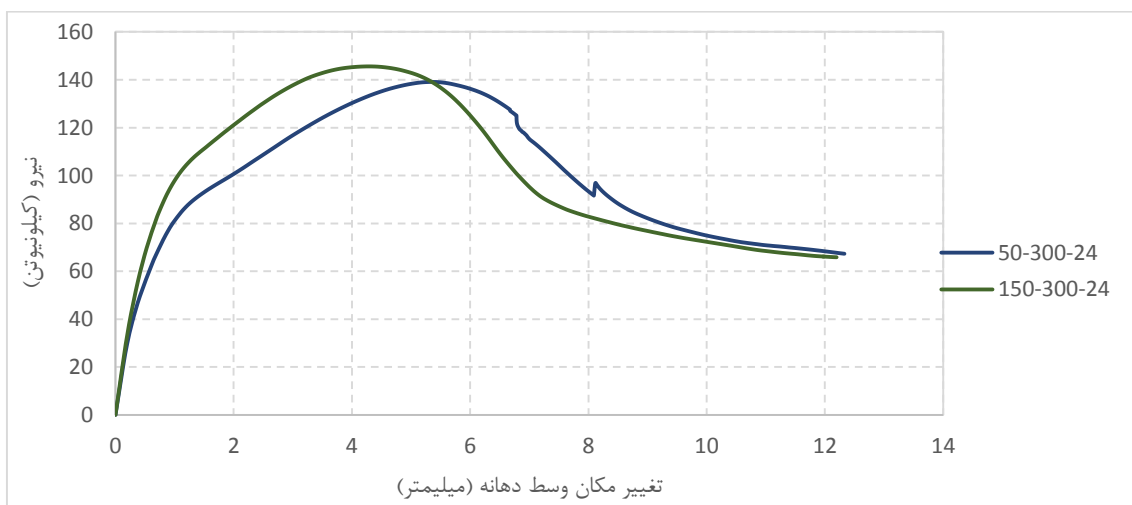
شکل ۵-۲۰- مقایسه تأثیر عرض FRP



شکل ۵-۲۰- مقایسه تأثیر عرض FRP



شکل ۵-۲۲- مقایسه تأثیر عرض FRP

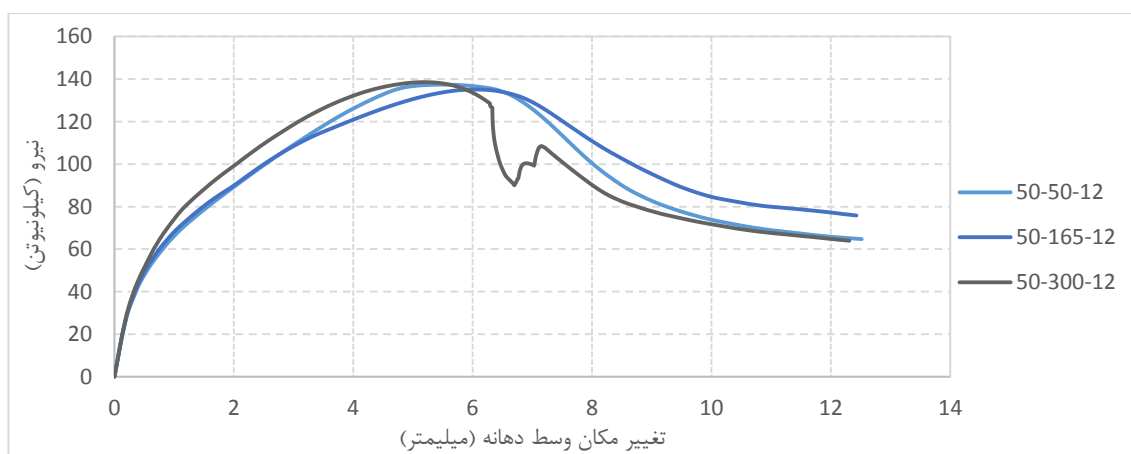


شکل ۵-۲۳- مقایسه تأثیر عرض FRP

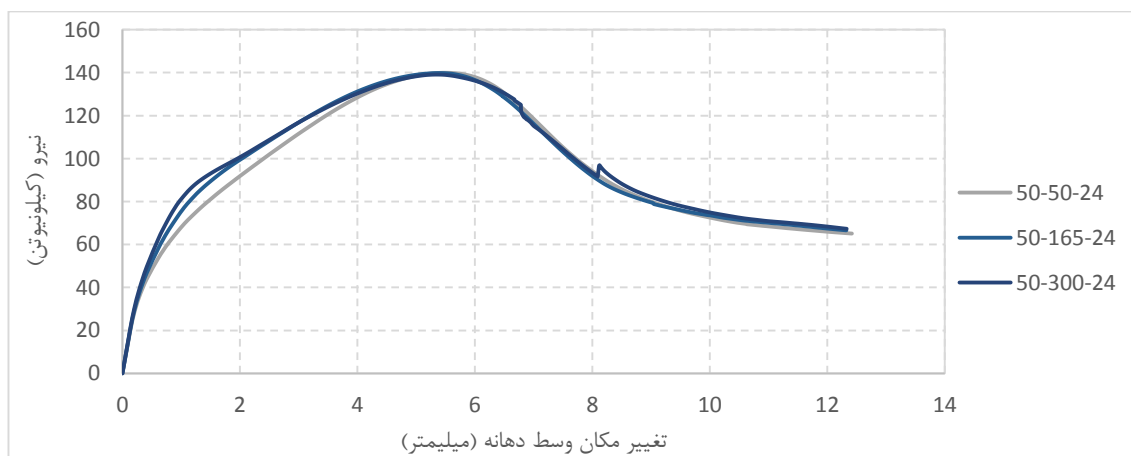
همان‌طور که در شکل ۵-۱۸ تا ۵-۲۳ مشاهده می‌کنیم، افزایش عرض FRP مقاومت نهایی تیر افزایش می‌یابد. با بررسی دقیق‌تر متوجه خواهیم شد که با افزایش مدول الاستیسیته اثر افزایش عرض FRP کاهش می‌یابد. در قسمت بعد به بررسی اثر مدول الاستیسیته خواهیم پرداخت.

۵-۳-۳- مدول الاستیسیته

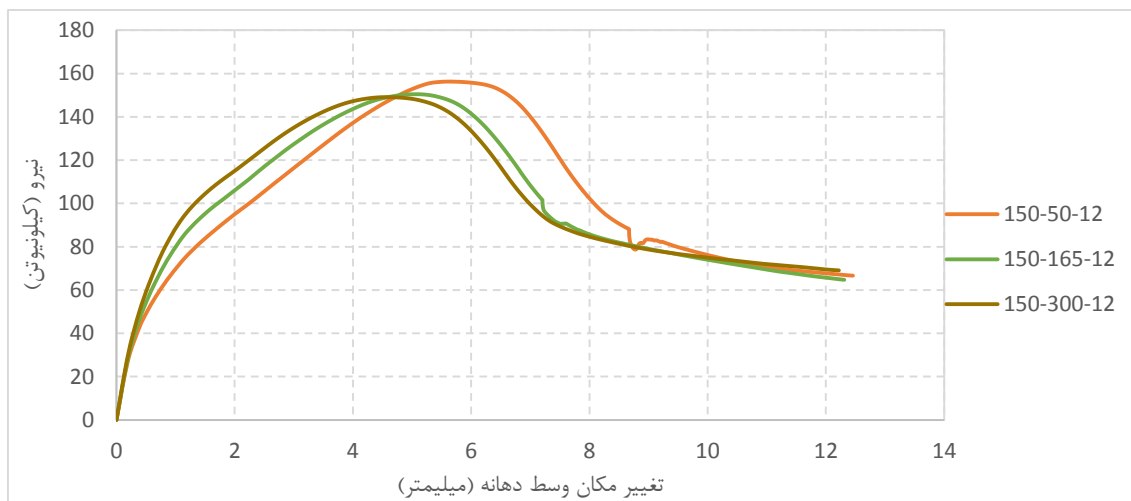
در این قسمت اثر تغییر مدول الاستیسیته FRP را بررسی می‌کنیم. اشکال ۵-۲۴ تا ۵-۲۷ اثر تغییر مدول الاستیسیته FRP بین ۵۰، ۱۶۵ و ۳۰۰ مگاپاسگال را نشان می‌دهد. نمونه‌های مقایسه شده فقط در مدول الاستیسیته FRP تفاوت داشته و در باقی پارامترها از قبیل طول، عرض و ضخامت FRP مشابه می‌باشند.



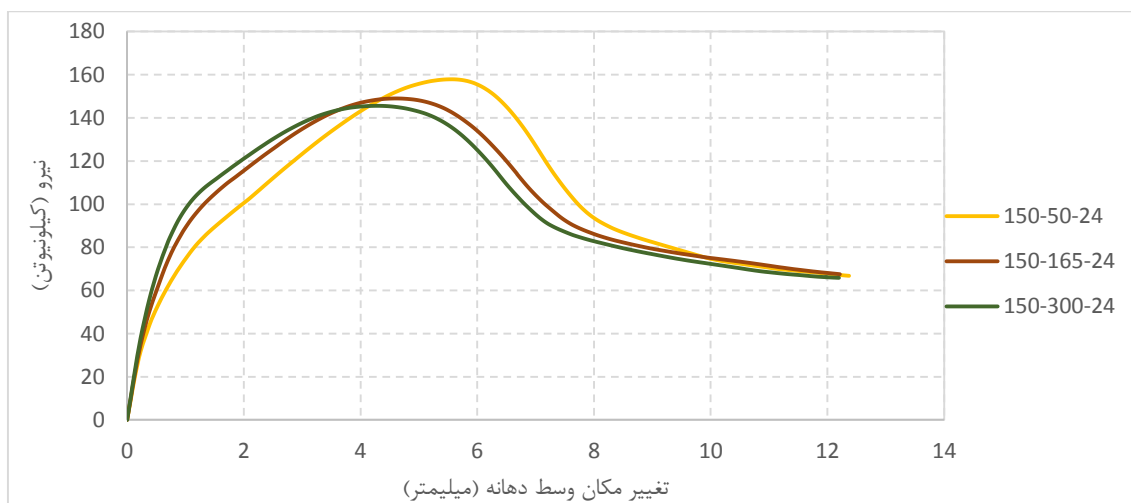
شکل ۵-۲۴- مقایسه تأثیر مدول الاستیسیته FRP



شکل ۵-۲۵- مقایسه تأثیر مدول الاستیسیته FRP



شکل ۵-۲۶- مقایسه تأثیر مدول الاستیسیته FRP

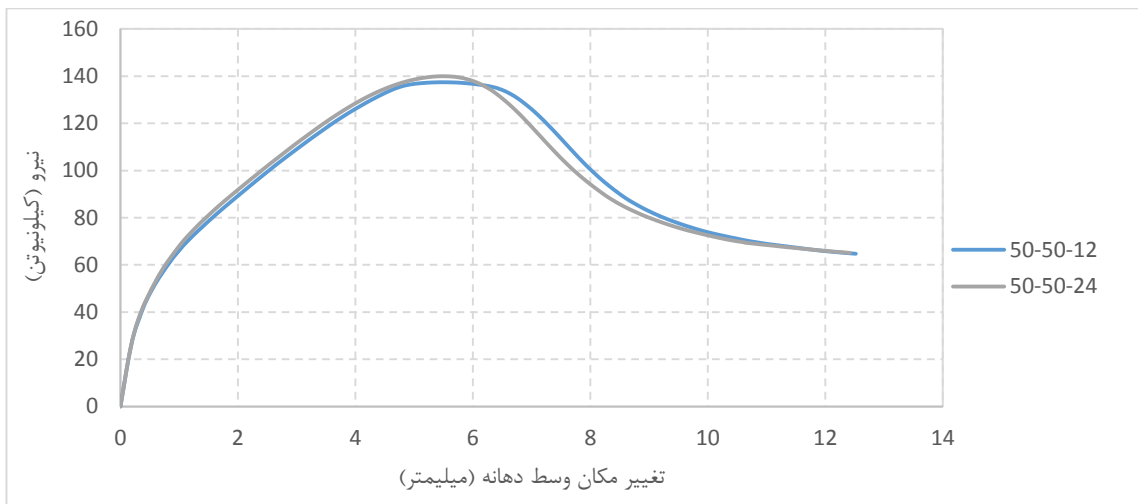


شکل ۵-۲۷- مقایسه تأثیر مدول الاستیسیته FRP

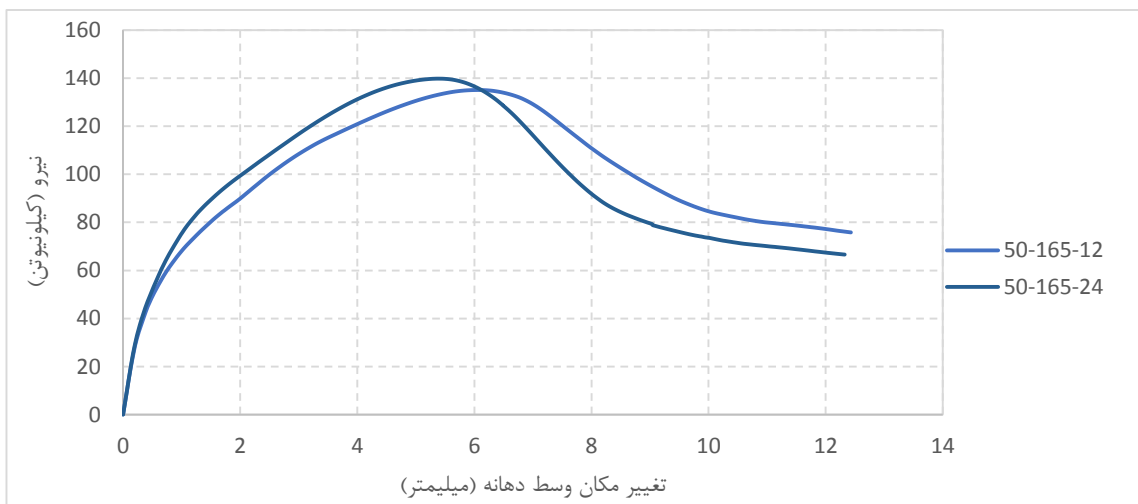
همان طور که در شکل ۵-۲۴ تا ۵-۲۷ مشاهده می‌کنیم، زمانی که عرض FRP برابر ۵۰ میلی‌متر است، تغییر مدول الاستیسیته اثر چندانی روی تیر نمی‌گذارد. می‌توان علت این پدیده را به مود شکست این نمونه‌ها نسبت داد. مود شکست این نمونه‌ها از نوع جداشدگی می‌باشد. اما زمانی که عرض FRP برابر ۱۵۰ میلی‌متر است، با افزایش مدول الاستیسیته نه تنها شکست زودتر به وقوع می‌پیوندد، بلکه ظرفیت نهایی تیر نیز کاهش می‌یابد.

۵-۳-۴- ضخامت FRP

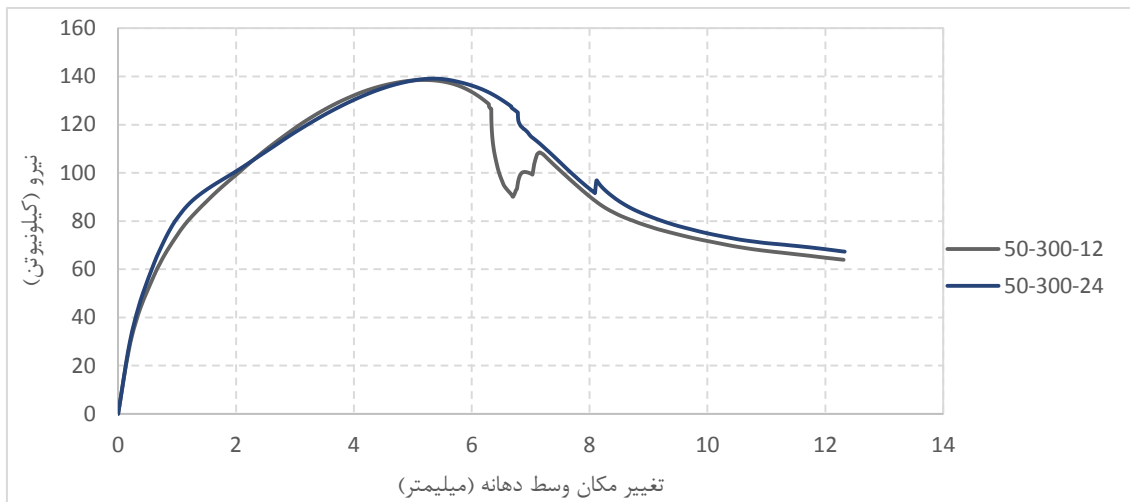
در این قسمت اثر تغییر ضخامت FRP را بررسی می‌کنیم. اشکال ۵-۲۸ تا ۵-۳۳ اثر ضخامت FRP بین ۱،۲ و ۲،۴ میلی‌متر را نشان می‌دهد. نمونه‌های مقایسه شده فقط در ضخامت FRP تفاوت داشته و در باقی پارامترها از قبیل طول، عرض و مدول الاستیسیته FRP مشابه می‌باشند.



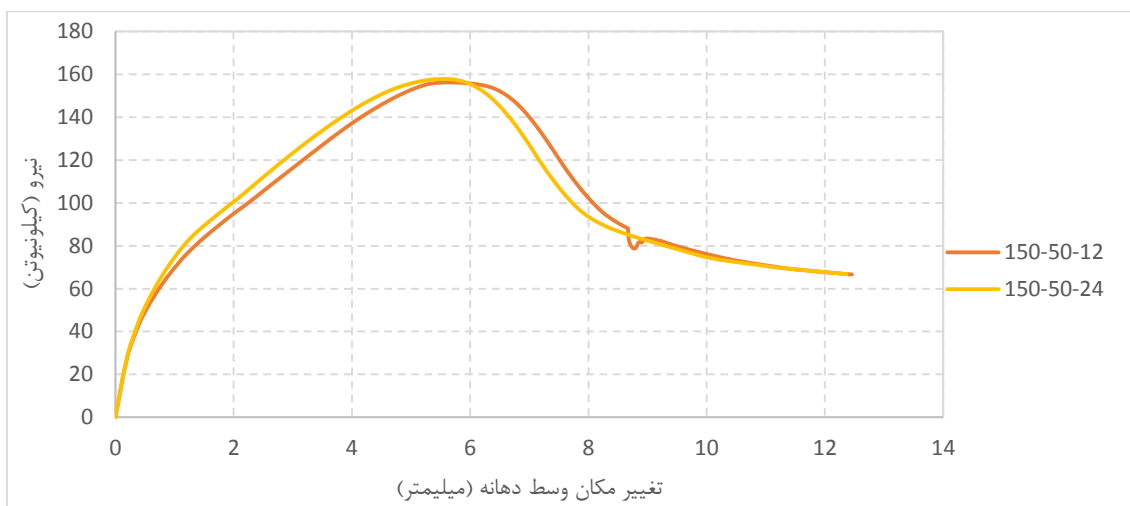
شکل ۵-۲۸- مقایسه تأثیر ضخامت FRP



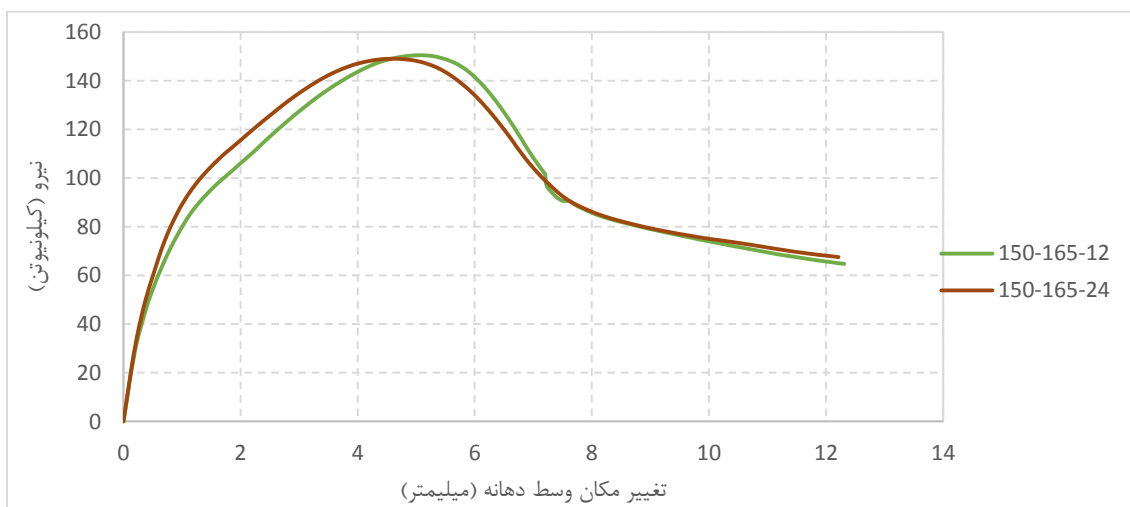
شکل ۵-۲۹- مقایسه تأثیر ضخامت FRP



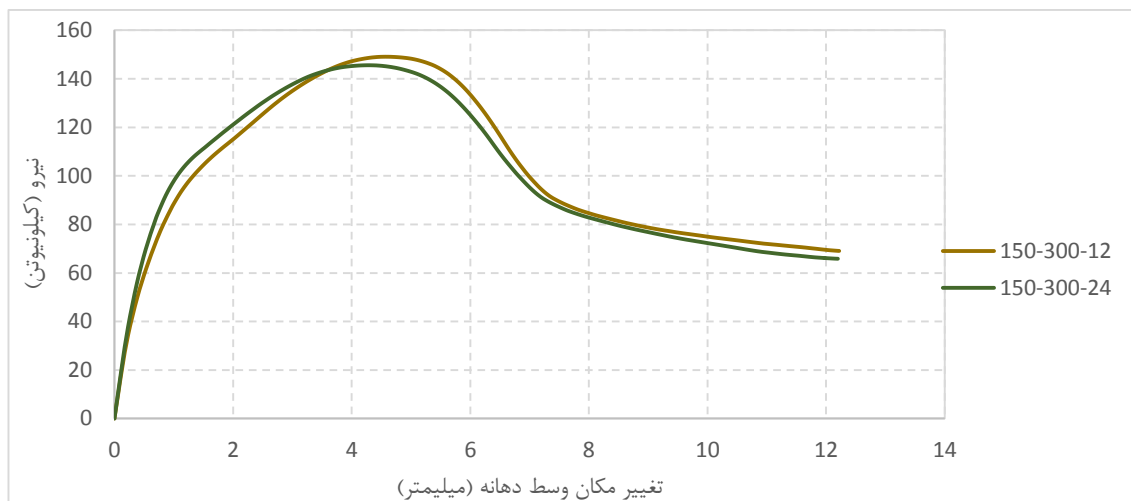
شکل ۵-۳۰- مقایسه تأثیر ضخامت FRP



شکل ۵-۳۱- مقایسه تأثیر ضخامت FRP



شکل ۵-۳۲- مقایسه تأثیر ضخامت FRP



شکل ۵-۳۳- مقایسه تأثیر ضخامت FRP

با مشاهده شکل‌های ۵-۲۸ تا ۵-۳۳ به‌طور کلی می‌توان گفت ضخامت نسبت به دو پارامتر قبلی (عرض و مدول الاستیسیته FRP) اثر کمتری روی ظرفیت نهایی تیر می‌گذارد. ولی با این حال، زمانی که عرض FRP برابر ۱۵۰ میلی‌متر است، افزایش ضخامت FRP منجر به کاهش ظرفیت نهایی تیر می‌شود.

۵-۴- مقایسه نتایج با روابط آیین‌نامه ACI

در آیین‌نامه ACI440.2R-08 به‌منظور اجتناب از وقوع شکست جداشدگی، کرنش مؤثر FRP را به کرنشی که جداشدگی در آن اتفاق می‌افتد (ϵ_{fd}) محدود می‌کند، رابطه ۵-۱.

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\epsilon_{fu} \quad (\text{رابطه ۵-۱})$$

همان‌گونه که از رابطه پیداست، انتظار می‌رود با افزایش هر یک از پارامترهای FRP (تعداد لایه‌ها، مدول الاستیسیته و ضخامت)، مقدار ϵ_{fd} کاهش یابد. عرض FRP روی کرنش جداشدگی تأثیری ندارد و زمان محاسبه لنگر، در قالب سطح مقطع FRP وارد محاسبات می‌شود و اثر مثبت روی ظرفیت تیر دارد، رابطه ۵-۲.

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (\text{رابطه ۵-۲})$$

همان‌طور که در بخش قبل نشان داده شد، زمانی که عرض FRP برابر ۱۵۰ میلی‌متر است، اثر افزایش ضخامت و مدول الاستیسیته FRP با رابطه ACI (رابطه ۵-۱) سازگاری دارد؛ اما زمانی که عرض FRP برابر ۵۰ میلی‌متر است، تغییرات تأثیر چندانی روی تیر نمی‌گذارد. این ناسازگاری می‌تواند به عدم در نظر گرفتن نسبت عرض FRP به بتن در آیین‌نامه آمریکا باشد.

اما در مورد افزایش عرض FRP، همان‌طور که انتظار می‌رفت، با افزایش عرض صفحات، ظرفیت نهایی تیر افزایش می‌یابد. با توجه به اینکه افزایش ضخامت FRP در بهترین شرایط اثر چندانی روی ظرفیت نهایی تیر نمی‌گذارد، بلکه در بیشتر موارد اثر منفی هم دارد، بهتر است برای افزایش ظرفیت باربری تیرها، به جای افزایش ضخامت، عرض صفحات را افزایش دهیم.

فصل ششم

نتیجه‌گیری

۶-۱ - نتیجه گیری

یک مدل سه بعدی برای شبیه سازی رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت شده با FRP توسعه داده شده است. یک مدل پلاستیک آسیب دیده استفاده شده برای بتن و یک مدل الاستوپلاستیک کامل استفاده شده برای فولاد، ثابت می کند که همان گونه که در مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود نشان داده شده است، به خوبی قادر به شبیه سازی تیر بتن مسلح است. یک مدل الاستیک ایزوتروپیک برای FRP استفاده شود. همچنین یک مدل چسب برای مشخص کردن رفتار سطح تماس بین بتن و FRP استفاده شده است. نتایج زیر را می توان از مطالعه خارج کرد:

رفتار تیرهای تقویت شده، به طور قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر طول FRP است. این اثر مانند نتایج آزمایشگاهی در تحلیل اجزا محدود نیز واضح است. با افزایش طول FRP بار نهایی نیز افزایش می‌یابد. مدل چسب ثابت می‌کند قادر است تا رفتار اتصال بین بتن و FRP را نمایش دهد. پیش‌بینی بار نهایی و مود شکست جداشدگی سازگاری خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت.

یک FRP یک‌جهت اساساً یک مصالح اورتوتروپیک است، اما شبیه‌سازی نشان داده است که برای زمانی که جهت تنش‌های اصلی منطبق با جهت الیاف است، یک مدل ایزوتروپیک می‌تواند با دقت خوبی استفاده شود.

بیشتر مودهای شکست در تیرهای تقویت شده از نوع جداشدگی، به دلیل تمرکز تنش در سطح تماس بین بتن و FRP است. بنابراین یک معیار مهم در طراحی FRP به عنوان مقاوم‌سازی خمشی، اجتناب از وقوع تمرکز تنش است. سختی بالا و عرض کم FRP باعث ایجاد تمرکز تنش در انتهای صفحه FRP می‌شود. باید از وقوع تمرکز تنش اجتناب شود، چون منجر به جداشدگی FRP قبل از جاری شدن فولاد می‌شود و شکست در بار کمتری اتفاق می‌افتد.

طبق آیین‌نامه ACI انتظار می‌رود، افزایش مدول الاستیسیته و ضخامت FRP باعث کاهش ظرفیت باربری تیر شود. اما تنها زمانی که عرض FRP ۱۵۰ میلی‌متر است این اتفاق می‌افتد و زمانی که عرض FRP ۵۰ میلی‌متر است و مود شکست جداشدگی است، این اتفاق نمی‌افتد. یعنی رابطه ACI انتظار ظرفیت کمتری از تیر دارد؛ که این پدیده نشان دهنده علاقه رابطه ACI به حضور در ناحیه امن را نشان می‌دهد.

با افزایش عرض FRP ظرفیت باربری تیر افزایش می‌یابد. با توجه به اثر منفی افزایش ضخامت در ظرفیت باربری، توصیه می‌شود به جای افزایش ضخامت یا افزایش تعداد لایه‌های FRP برای افزایش ظرفیت باربری، عرض صفحات FRP افزایش یابد.

در جداول ۱-۶، ۲-۶ و ۳-۶ می‌توانید درصد تاثیر افزایش ضخامت، عرض و مدول الاستیسیته FRP روی ظرفیت باربری نمونه‌ها را ببینید.

جدول ۱-۶- درصد تأثیر ضخامت FRP روی ظرفیت باربری

درصد افزایش ظرفیت باربری	ظرفیت باربری (کیلو نیوتن)	نام نمونه
1.819505	137.4	12-50-50
	139.9	24-50-50
3.478905	135.1	12-165-50
	139.8	24-165-50
0.433213	138.5	12-300-50
	139.1	24-300-50
1.023672	156.3	12-50-150
	157.9	24-50-150
-0.93085	150.4	12-165-150
	149	24-165-150
-2.34742	149.1	12-300-150
	145.6	24-300-150

جدول ۲-۶- درصد تأثیر عرض FRP روی ظرفیت باربری

درصد افزایش ظرفیت باربری	ظرفیت باربری (کیلو نیوتن)	نام نمونه
13.75546	137.4	12-50-50
	156.3	12-50-150
12.86633	139.9	24-50-50
	157.9	24-50-150
11.32494	135.1	12-165-50
	150.4	12-165-150
6.58083	139.8	24-165-50
	149	24-165-150
7.65343	138.5	12-300-50
	149.1	12-300-150
4.672897	139.1	24-300-50
	145.6	24-300-150

جدول ۶-۳- درصد تأثیر مدول الاستیسیته FRP روی ظرفیت باربری

نام نمونه	ظرفیت باربری (کیلو نیوتن)	درصد افزایش ظرفیت باربری
12-50-50	137.4	
12-165-50	135.1	-1.67394
12-300-50	138.5	2.516654
24-50-50	139.9	
24-165-50	139.8	-0.07148
24-300-50	139.1	-0.50072
12-50-150	156.3	
12-165-150	150.4	-3.77479
12-300-150	149.1	-0.86436
24-50-150	157.9	
24-165-150	149	-5.63648
24-300-150	145.6	-2.28188

۶-۲- پیشنهادها

برنامه‌های آزمایش قبلی نشان داده است که مقاوم‌سازی با استفاده از صفحات FRP باعث افزایش ظرفیت تیر می‌شود. با این حال، در طول عمر مفید یک سازه تقویت شده عوامل محیطی بسیاری دخیل هستند. این عوامل عبارت‌اند از تغییرات درجه حرارت، تخریب مشخصات مصالح، خزش و غیره. پایداری FRP باید تحت این شرایط بررسی شود.

فصل هفتم

منابع

۷-۱- منابع

۱. دکتر داوود مستوفی نژاد، (۱۳۹۰) "سازه‌های بتن آرمه" جلد اول، چاپ بیستم، انتشارات ارکان دانش، اصفهان.
۲. ایمان الیاسیان "راهکارهای مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه" (اینترنتی).
۳. سید مهدی زهرایی، اسفند ۱۳۸۵، جزوه آموزشی "آسیب‌پذیری ساختمان‌ها و راه‌های مقابله با آن‌ها"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
4. Jong Wha Bai, august 2003 "Seismic Retrofit for Reinforced Concrete Building Structure" Consequence Based engineering (CBE), Institute Final Report, texas University.
۵. ایمان الیاسیان، بهار ۱۳۸۵ "روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه و آشنایی با روش تقویت با ورقه FRP" نشریه علمی-تخصصی سازمان نظام مهندسی استان قم، سال دوم، شماره چهار، صفحه ۲۷-۲۴.
6. Jianhua Liu, 2006 "Rehabilitation of Seismically Deficient Reinforced Concrete Structures State of the art" university of Alberta, An Interdisciplinary Journal.
7. An W., Saadatmanesh H. and Ehsani M. R. 1991 "Rc beams strengthened with FRP plate II: analysis and parametric study", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 11, pp. 3434-3455.
8. Hutchinson A. R. and Quinn J. 1999 "Materials", Strengthening of Reinforced Concrete Structure Using Externally-Bonded FRP Composite in Structural and Civil Engineering, edited by L. C. Hollaway and M. B. Leeming, Woodhead Publishing, Cambridge, UK.
9. L. C. Hollaway and M. B. Leeming, 1999 "Strengthening of reinforced Concrete Structures Using Externally-Bonded FRP Composites in Structural and Civil Engineering" Woodhead Publishing, Cambridge, UK.
۱۰. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، نشریه شماره ۳۴۵ "راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان‌های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP" معاونت امور فنی، دفتر

امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، انتشارات سازمان مدیریت و

برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۸۵.

11. ACI 318-95(1999) Building Code Requirements for Structural Concrete (318-95) and Commentary (318R-95), American Concrete Institute (ACI), Fifth Printing, Farmington Hills, Michigan, USA.
12. Preumalsamy Balaguru, Antono Nanni, and James Glancapro, 2009 "FRP Composites for Reinforce and Prestressed Concrete Structure".
13. Smith S. T. and Teng J. G. 2001, "FRP Strengthened RC Structure", Engineering Structures.
14. "ACI 440 State of the Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures ", Reported by ACI committee 440.
15. Mostofinejad d., 2002, "An Overview on FRP Reinforced Concrete as a Corrosion Resistant Element in Offshore Structures", 4th International Conference on Coasts, Ports & Marine.
16. Mosallam A., Haroun M., Massaad M. and Zakaria S., 2003, "Polymer Composites: Repair and Rehabilitation Materials for the New Era", ICPCM A New Era of Building, Cario, Egypt, pp. 18-20.
17. Parvin A., and Granata P., 2001, "An Experimental Study on Kevlar Strengthening of Beam-Column Connection", Composites: Part B, No. 53, pp. 163-171.
18. Teng J. G., Chen J. F., Smith S. T., lam L., 2002, "FRP Strengthened RC Structures", Published by Wiley.
19. Lacasse C., Labossiere P., and Neale K. W., 2001, "FRPs for the rehabilitation of concrete beams exhibiting alkali-aggregate reactions", Proceedings of 5th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-7), Vol. 1, pp. 35-43.
20. David E., Djelal C. and Buyle-Bodin F., 1998, "Repair and strengthening of reinforced concrete beams using composite materials", 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest.
21. Toutanji H., Zhao L., and Zhang Y., 2006, "Flexural behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix", Engineering Structures, Vol. 28, pp. 557-566.

22. Shahawy M. A., Arockiasamy T. M., Beitelmant T. and Sowrirajan R., 1996, "Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 27, pp. 225-233.
23. Shehata A. E.M, Cerqueira E. C., Pinto C. T. M. and Coppe, 2001, "Strengthening of R.C. beams in flexure and shear using CFRP laminate", *Proceedings of 5th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-7)*, pp. 97-106.
24. Wenwei W. and Guo L., 2006, "Experimental study and analysis of RC beams strengthened with CFRP laminates under sustaining load", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 43, pp. 1372–1387.
25. Grace N. F., Soliman A. K., Abdel-Sayed G. and Saleh K. R., 1999, "Strengthening of continuous beams using fibre reinforced polymer laminates", *Proceedings of 4th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-7)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, pp. 647-657.
26. Aiello M. A., Valente L. and Rizzo A., 2007, "Moment redistribution in continuous reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer laminates", *Mechanics of Composite Materials*, Vol. 43, pp. 453-66.
27. Karbhari M., 2004, "FRP International", *The Official Newsletter of the International Institute for FRP in Construction*, Vol. 1, No. 2.
28. Khalifa A., Tumialan G., Nanni A. and Belarbi A., 1999, "Shear strengthening of continuous RC beams using externally bonded CFRP sheet", *American Concrete Institute, Proc.*, 4th International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS4), Baltimore, MD, pp. 995-1008.
29. Deniaud C. and Chang J. J. R., 1998, "Shear Behavior of Reinforced Concrete T-Beams with Externally Bonded Fiber Reinforced Polymer Sheets", *ACI Structural Journal*, Vol. 3, pp. 386-494.
30. Sundarraja M. and Rajamohan S., 2009, "Strengthening of RC beams in shear using GFRP inclined strips – An experimental study", *Construction and building materials*, Vol. 2, No. 2, pp. 856-864.
31. Norris T., Saadatmanesh H. and Ehsani M. R., 1997, "Shear and flexural strengthening of RC beams with carbon fibre sheets", *Journal of structural engineering*, Vol. 123, No. 7, pp. 903- 911.

32. Khalifa A. and Nanni A., 2002, "Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using CFRP composites", *Construction and Building Materials*, Vol. 16, pp. 135-146.
33. Esfahani M., Kianoush M. and Tajari A., 2007, "Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets", *Engineering structures*, Vol. 29, pp. 2428-2444.
34. Ashour A. F., El-Refaie S. A. and Garrity, S. W., 2004, "Flexural strengthening of RC continuous beams using CFRP laminates" *Cement & Concrete Composites*, Vol. 26, pp. 765-775.
35. Garden H. N. and Hollaway L. C., 1998, "An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fiber composite plates used to strengthen reinforced concrete beams", *Composite Structures*, Vol. 42, No. 2, pp. 175-88.
36. Smith S. T. and Teng J. G., 2002, "FRP-strengthened RC beams I: Review of debonding strength models", *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 4, pp. 385-95.
37. Gao B., Kim J. and Leung C., 2006, "Strengthening efficiency of taper ended FRP strips bonded to RC beams", *Composite science and technology*, Vol. 66, pp. 2257-2264.
38. colott V., spadea G. and swamy R. M., 2004, "structural Model to predict the failure Behavior of plated reinforced concrete Beams", *journal of composites for construction*, ASCE, Vol. 8, No 4, pp. 104-122.
39. Ahmed O. and Van Gemert D., 1999, "Behavior of RC beams strengthened in bending by CFRP laminates", *Proceedings of the Eighth International Conference on Advanced Composites for Concrete Repair*, London, UK.

۴۰. مستوفی نژاد د. و حسینی ا.، ۱۳۹۱، پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، "ارزیابی طول مهار مؤثر تیر

تقویتی FRP بر سطح بتن بر اساس آنالیز میدان کرنش به روش سرعت سنجی تصویر ذرات

(PIh)، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

۴۱. مستوفی نژاد د. و فاضلی م. ع.، ۱۳۸۴، پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، "تقویت دال‌های دو طرفه

با استفاده از صفحات FRP برای افزایش ظرفیت برش منگنه‌ای"، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی

اصفهان.

42. Malek A. M., saadamatnesh H. and Ehsani M. R., 1998, " prediction of Failure load of RC Beams strengthened with FRP plates due to stress concentration at the plate End", ACI structural Journal, Vol. 95, No. 2, pp. 142-152.
۴۳. صدر ممتاز ع. و رستمی عتیق ه.، ۱۳۹۱، "بررسی تأثیر نحوه اتصال انتهای ورق‌های CFRP بر نحوه شکست تیرهای بتنی مسلح تقویت شده در خمش"، چهارمین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران، تهران.
44. Mostofinejad D. and Mahmoudabadi E., 2010, "Grooving as alternative method of surface preparation to postpone debonding of FRP laminates in concrete beams", Journal of Composites for Construction ASCE, Vol. 14, No. 6, pp. 804-811.
۴۵. مستوفی نژاد د. و مقدس بیدآبادی ا. ر.، ۱۳۹۰، "تأثیر روش شیارزنی به‌جای آماده‌سازی سطح در تغییر مکانیزم گسیختگی خمشی تیرهای بتنی تقویت شده با FRP"، سومین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران، تهران.
46. kim D. and sebastian W. M., 2002, "parametric study of Bond Failure in concrete Beams Eternally strengthened with fibre Reinforced polymer plates", Magazine of concrete Re search, Vol. 54, No. 1, pp. 47-59.
47. Arya c. and Farmer N., 2001, "design Guidelines for flexural strengthening of concrete members using FRP composites", FRPRCs-5 Procs Fifth International Conference on fibre reinforced plastics for reinforced concrete structures, uk.
48. Perumalsamy Balaguru, Antonio Nanni and James Giancaspro, 2009, "FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures".
49. Blashchko M., Niedermeier R. and zilch k., 1998, "Bond Failure Modes of flexural members strengthened whit FRP", zed International conference on composites in Infrastructure.
50. Pham H. and Al-mahaidi R., 2004, "Assessment of Available prediction Models for the strength of FRP Retrofitted RC Beams", camposite structures", No. 66, pp. 601-610.
51. fib Bulletin 14, "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures", 2001.
52. Darby A., Ibell T. and Clarke J., 2004, "TR55 Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials", The Concrete Society.

53. CNR-DT 200, 2004, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures", Italian National Research Council.
54. Täljsten B., "FRP Strengthening of existing concrete structures", Design Guidelines, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Luleå 2002, 228 pp, ISBN 91-89580-03-6, 2002.
55. ACI 440.2R-08, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2008, 76p.
56. Niedermeier R., 2000, "Envelope line of tensile forces while using externally bonded reinforcement", Doctoral Dissertation, TU München.
57. Roberts T. M., 1989, "Approximate analysis of shear and normal stress concentration in the adhesive layer of plated RC beams", The Structural Engineer, Vol. 67, No. 12.
58. Ulaga T., Vogel T. and Meier U., 2003, "Bilinear stress–slip bond model: Theoretical background and significance", Proceedings of the Sixth International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Vol. 1, pp. 153-162.
۵۹. مهندس بهروز باقری، دکتر محمود عباسی، دکتر مصطفی کتابچی، ۱۳۹۱، "مرجع کاربردی نرم‌افزار آباکوس"، چاپ دوم، کیان رایانه سبز.
60. Abaqus Analysis User's Guide 6-13
61. Obaidat Y, 2007, Master Thesis, "Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates", Jordan University of Science and Technology.
62. Nilson H., Darwin D., Dolan C. W., 2004, "Design of concrete structures", 13th ed., McGraw Hill Higher Education.
63. Saenz L, 1964, "Discussion equation for the stress-strain curve of concrete" By Desayi P. and Krishnan S., ACI J, Vol. 61, pp. 1229-35.
64. Hillerborg A., 1985, "The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete", Materials and Structures, RILEM 50-FMC, Vol. 108, pp. 291-296.
65. Wu Z. and Hemdan S., 2005, "Debonding in FRP-strengthened flexural members with different shear-span ratios", Proceedings of 7th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-7), pp. 411-426.

66. Pham H., Al- Mahaidi R. and Saouma V., 2006, "Modelling of CFRP concrete bond using smeared and discrete cracks", *Composite structure*, Vol. 75, pp. 145-150.
67. Supaviriyakit T., Pornpongsaroj P. and Pimanamas A., 2004, "Finite Element Analysis of FRP Strengthened RC Beam", *Songklanakarin Journal of Science and Technology (SJST)*, Vo. 26, No. 4, pp. 497-507.
68. Qiao P. and Chen Y., 2008, "Cohesive fracture simulation and failure modes of FRP-concrete bonded interface", *Theoretical and applied fracture mechanics*, Vol. 49, pp. 213-225.
69. Coronado C. A. and Lopez M. M., 2006, "Sensitivity analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates", *Cement and concrete composite*, Vol. 28, pp. 102-114.
70. ASTM A615, 1995, "Standard specification for deformed and plain billet steel bars for concrete reinforcing", American society for testing and material, Annual book of ASTM standard.
71. Neale K., Ebead U., Abdel Baky H., Elsayed W. and Godat A., 2005, "Modelling of debonding phenomena in FRP-strengthened concrete beams and slabs, Proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures (BBFS).
72. Camata G., Spacone E. and Zarnic R., 2007, "Experimental and nonlinear finite element studies of RC beams strengthened with FRP plates", *Composites: Part B*, Vol. 38, pp. 277-288.
73. Hu H. T., Lin F. M. and Jan Y. Y., 2006 "Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fiber-reinforced plastics, *Cement and concrete composite*, Vol. 28, pp. 102-114.
74. Obaidat Y. T., Heyden S. and Dahlblom O., 2010, "The Effect of CFRP and CFRP/Concrete Interface Models when Modelling Retrofitted RC Beams with FEM", Published in *Composite Structures*, Vol. 92, pp. 1391-1398.
75. Lu X. Z., Ten J. G., Ye L. P. and Jaing J. J., 2005, "Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete", *Eng. Structure*, Vol. 24, No. 5, pp. 920-37.
76. Lubliner J., Oliver J., Oller S. and Onate E., 1989, "A plastic-damage model for concrete", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, pp. 299–329.

Abstract

A 3D nonlinear finite element analysis modelling framework was developed for simulating the behaviour of beams retrofitted with fibre reinforced polymer (FRP). The ABAQUS program was used for this purpose. Concrete was modelled using a plastic damage model. Steel bars were modelled as an elastic perfectly plastic material, with perfect bond between concrete and steel. A cohesive model was used for modelling the FRP-concrete interface. Bond properties needed as input to the cohesive model, such as initial stiffness, shear strength and fracture energy were proposed based on fitting FEM results to experimental results from literature. Initial stiffness was related to the adhesive properties. Shear strength and fracture energy were expressed as functions of tensile strength of concrete and of adhesive properties. The model was verified through comparison with the experimental data regarding failure mode and load-displacement behaviour.

The influence of several parameters such as elastic modulus, thickness, length and width of FRP were investigated. The result showed that when the length of FRP increases, the load capacity of the beam increases for flexural strengthening. The result also showed that the FRP to concrete width ratio and the stiffness of FRP affect the failure mode of retrofitted beams. The maximum load increases with increased width ratio. Increased FRP stiffness increases the maximum load only up to a certain value of the stiffness, and thereafter the maximum load decreases.

Keywords: finite element, ABAQUS, Concrete damage plasticity, strengthening, FRP.



Shahrood University of Technology

Faculty of civil engineering

MSc Thesis of Structural Engineering

**Debonding and delamination failure in bending reinforced
concrete beams with FRP plates**

By: Ebrahim Ajam Ekrami

Supervisor:

Dr. F. J. Alae

September 2016