

الله أكبر



دانشکده مهندسی عمران
گروه سازه و زلزله

بررسی رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP های پیش تنیده

دانشجو: رعنا مشهدی

استاد راهنما:
دکتر فرشید علایی

استاد مشاور:
دکتر سیروس نصیرایی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

شهریور ۱۳۹۱

دانشگاه شاهرود

دانشکده : مهندسی عمران

گروه : سازه و زلزله

پایان نامه کارشناسی ارشد خانم رعنا مشهدی به شماره دانشجویی: ۸۸۰۲۸۴۱

تحت عنوان: بررسی رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP های پیش تنیده

در تاریخ ۱۳۹۱/۰۶/۲۷ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه عالی مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی : دکتر سیروس نصیرایی		نام و نام خانوادگی : دکتر فرشید علایی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی : مهندس سید علی حسینی		نام و نام خانوادگی : دکتر وحیدرضا کلاتجاری
			نام و نام خانوادگی : دکتر منصوریان

سرآغاز

به نام آن خدایی که نام او راحت روح است و پیغام او مفتاح فتح است و سلام او در وقت صبح مؤمنان را صبح

است و ذکر او مرهم دل مجروح است و مهربانیشنان را کشتی نوح است.

ای کریمی که بخشده عطایی و ای حکیمی که پوشنده خطایی و ای صدیقی که از ادراک خلق جدایی و ای احدی که در ذات و

صفات بی‌همتایی و ای خالق که راهنمایی و ای قادری که خدایی را سزایی. جان ما را صفای خودده و دل ما را هوای خودده و

چشم ما را ضیای خودده و ما را آن ده که ما را آن به و مگذار به که و مه.

الهی، تو آنی که از احاطت او هام بیرونی و از ادراک عقول مصنوعی، نه مدرک عیونی، کار ساز هر مفتونی و شاد ساز هر محزونی،

در حکم بی‌چرا و در ذات بی‌چند و در صفات بی‌چونی. الهی، عذر ما بپذیر و بر عیب‌های ما مکیر.

(فرازی از مناجات خواجہ عبداللہ انصاری)

تقدیم به:

پدر و مادر عزیزتر از جانم؛

که تمام تجربه‌های یکتا و زیبای زندگیم، مدیون حضور سبز آنهاست. همواره در طول تحصیل متحمل زحماتم بودید و تکیه‌گاه من در مواجهه با مشکلات.

پدر بزرگ و مادر بزرگ نازنینم؛

آنان که کرمای امید بخش وجودشان در این سردترین روزگار ان بهترین پشتیبان است. دعای خالصانه‌شان بدرقه راه و محبت‌های بیدریغ‌شان هرگز فروکش نمی‌کند.

خواهر و برادر عزیزم؛

که وجودشان شادی بخش و مایه آرایش و دلگرمی من است.

قدردانی

حال که به لطف و رحمت لایتناهی حضرت حق، مراحل این پایان نامه روبه اتمام نهاده، بر خود لازم دانسته تا از همه دوستانی که در پیشبرد اهداف این پایان نامه اینجانب را مساعدت و یاری نموده اند، سپاس و قدردانی به عمل آورم.

در آغاز سخن بر خود لازم می دانم تا از زحمات و پشتیبانی بدیرین استاد محترم جناب آقای دکتر فرشید علایی که در کمال صبوری و با حسن خلق و فروتنی از هر گونه راینهائی و مساعدت مضائقه ننموده و راینهائی این تحقیق را بر عهده داشته اند، تشکر و قدردانی ویژه ای داشته باشم. هم چنین از استاد محترم جناب آقای دکتر سیروس نصیریانی که بار راینهائی های خویش، نقشی ارزنده و گرانبها در انجام این پایان نامه داشتند، سپاس گزاری می نمایم.

در انتها سپاس گزاری کلیه دوستان و عزیزانی هستم که در مراحل مختلف تحصیلی مرا یاری نمودند و از پروردگار مهربان، تندرستی و پیروزی روزافزون را برای آن ها خواستارم.

رعنا شهدی

شهریور ۱۳۹۱

تعهد نامه

اینجانب رعنا مشهدی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران- سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه شاهرود نویسنده پایان نامه "بررسی رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP های پیش تنیده" تحت راهنمایی دکتر فرشید علایی متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه 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 پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه شاهرود می باشد 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 پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است

تاریخ: ۱۳۹۱/۰۶/۲۷

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

امروزه استفاده از پلیمرهای مسلح شده با الیاف (FRP) یکی از پرکاربردترین روش‌های مقاوم‌سازی اعضای بتن مسلح می‌باشد. کاربری آسان مواد FRP به علت داشتن وزن کم، مقاومت کششی بالا و خاصیت ضد خوردگی باعث شده است که این مواد جایگزین مناسبی برای مصالح سنتی و شیوه‌های متعارف موجود باشند.

طی سال‌های اخیر مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح با استفاده از چسباندن ورقه‌های FRP به سطح خارجی آن‌ها، از رشد قابل توجهی برخوردار بوده است.

در این پایان‌نامه سعی شده است تا با بهره‌گیری از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS، عملکرد خمشی تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با ورق‌های CFRP پیش‌تنیده مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور ابتدا مدل عددی یک تیر بتن مسلح مقاوم نشده به عنوان تیر کنترل و یک تیر مقاوم شده با ورق CFRP پیش‌تنیده مربوط به آزمایش زو و همکاران سال ۲۰۰۸ شبیه‌سازی شد. با توجه به هماهنگی خوب نتایج به دست آمده از روش عددی با نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی صحت مدل‌سازی مورد تایید قرار گرفت.

در ادامه با استفاده از تحلیل اجزای محدود، اثر پارامترهایی نظیر نسبت آرماتورهای کششی، عرض، ضخامت و میزان پیش‌تنیدگی ورق‌های FRP بر رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفت. نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها نشان می‌دهد، استفاده از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده برای مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح باعث افزایش قابل توجهی در سختی و ظرفیت خمشی تیرها می‌شود.

واژگان کلیدی: تحلیل اجزای محدود، تیرهای بتن مسلح، مقاوم‌سازی خمشی، ورق‌های

CFRP پیش‌تنیده

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

فصل اول: کلیات

۱-۱- مقدمه.....	۲
۱-۲- انواع روش‌های ترمیم و تقویت تیرهای بتن مسلح [۱].....	۳
۱-۲-۱- مرمت موضعی.....	۴
۱-۲-۲- جاکت‌های بتن آرمه.....	۴
۱-۲-۳- چسباندن ورقه‌های فولادی و FRP.....	۵
۱-۳-۲-۱- چسباندن ورق‌ها با کمک چسب رزین اپوکسی.....	۶
۱-۳-۲-۲- پیچ کردن ورق‌ها به سطح بتن.....	۷

فصل دوم: آشنایی با مواد پلیمری الیافی

۱-۲- مقدمه.....	۱۰
۱-۲-۲- انواع الیاف.....	۱۰
۱-۲-۲-۱- الیاف شیشه.....	۱۱
۱-۲-۲-۲- الیاف کربن.....	۱۲
۱-۲-۲-۳- الیاف آرامید.....	۱۳
۱-۳-۲- رزین‌های مورد استفاده.....	۱۴
۱-۴-۲- مهم‌ترین ماتریس‌های پلیمری.....	۱۴
۱-۵-۲- انواع محصولات FRP.....	۱۵
۱-۶-۲- مشخصات اساسی محصولات کامپوزیتی FRP.....	۱۶
۱-۶-۲-۱- مقاومت در مقابل خوردگی.....	۱۶
۱-۶-۲-۲- مقاومت کششی.....	۱۷
۱-۶-۲-۳- مدول الاستیسیته.....	۱۷
۱-۶-۲-۴- وزن مخصوص.....	۱۷

۱۸	۵-۶-۲ عایق بودن
۱۸	۶-۶-۲ خستگی
۱۸	۷-۶-۲ خزش
۱۸	۸-۶-۲ چسبندگی با بتن
۱۹	۹-۶-۲ خم شدن
۱۹	۷-۲ دوام کامپوزیت‌های FRP
۲۰	۸-۲ استفاده از مواد FRP به عنوان مسلح کننده خارجی در سازه‌ها
۲۱	۹-۲ مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه با مواد FRP
۲۲	۱۰-۲ خلاصه

فصل سوم: مروری بر مطالعات انجام شده

۲۶	۱-۳ تحقیقات آزمایشگاهی بر روی سیستم پیش‌تنیدگی
۲۶	۱-۱-۳ پودولکا و کولیسکو در سال ۲۰۰۵
۲۷	۲-۱-۳ الهچا، ویت و گرین در سال ۲۰۰۱ [۴]
۲۷	۲-۳ تحقیقات انجام شده در زمینه بررسی رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده با FRP های پیش‌تنیده
۲۷	۱-۲-۳ تحقیقات بداوی و سودکی در سال ۲۰۰۷ [۵]
۲۹	۲-۲-۳ تحقیقات نوردین در سال ۲۰۰۵ [۶]
۳۰	۳-۲-۳ سایر تحقیقات انجام شده
۳۰	۳-۳ نتایج به‌دست‌آمده از تحقیقات
۳۱	۴-۳ مزیت‌های استفاده از ورق‌های FRP پیش‌تنیده

فصل چهارم: روابط و مقررات حاکم بر مدل‌سازی

۳۴	۱-۴ پیش‌درآمدی بر روش اجزای محدود
۴۲	۵-۲-۴ حل مسایل غیرخطی
۴۴	۶-۲-۴ همگرایی
۴۶	۳-۴ بررسی مدل‌های رفتاری مصالح
۴۶	۳-۴-۱ رفتار غیرخطی بتن

۴۸	 رفتار بتن ترک خورده در کشش..... ۲-۳-۴
۴۹	 مقاومت کششی بتن..... ۱-۲-۳-۴
۵۰	 فاصله ترک‌ها در المان‌های تسلیح شده با میلگردهای فولادی..... ۲-۲-۳-۴
۵۳	 سخت‌شدگی کششی..... ۳-۲-۳-۴
۶۲	 رفتار تک‌محوری بتن در فشار..... ۳-۳-۴
۶۳	 رفتار فولاد..... ۴-۳-۴
۶۴	 مدل‌سازی رفتار مصالح در نرم‌افزار..... ۴-۴
۶۴	 بتن..... ۱-۴-۴
۶۵	 مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک بتن [۱۲]..... ۱-۱-۴-۴
۶۶	 رابطه تنش-کرنش..... ۲-۱-۴-۴
۶۷	 متغیرهای سخت‌شوندگی..... ۳-۱-۴-۴
۶۷	 تابع تسلیم..... ۴-۱-۴-۴
۶۷	 قانون جریان..... ۵-۱-۴-۴
۶۸	 آسیب‌دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری تک‌محوری..... ۶-۱-۴-۴
۷۰	 آسیب‌دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری تناوبی تک‌محوری..... ۷-۱-۴-۴
۷۶	 پتانسیل جریان..... ۱۰-۱-۴-۴
۷۶	 فولاد..... ۲-۴-۴
۷۷	 FRP ورق‌های..... ۳-۴-۴
۷۷	 مشخصات المان‌ها در نرم‌افزار آباکوس..... ۵-۴
۷۸	 خانواده المان..... ۱-۵-۴
۷۸	 درجات آزادی..... ۲-۵-۴
۷۹	 تعداد گره‌ها و مرتبه درون‌یابی..... ۳-۵-۴
۸۰	 فرمولاسیون..... ۴-۵-۴

فصل پنجم: بررسی صحت مدل‌سازی

۸۲	 مقدمه..... ۱-۵
----	----------------------

۸۲	۲-۵- نحوه مدل سازی یک عضو سازه ای در ABAQUS
۸۴	۳-۵- مدل سازی تیر بتن مسلح مقاوم نشده
۸۵	۱-۳-۵- مشخصات مصالح تیر بتن مسلح RC1
۸۶	۲-۳-۵- مدل سازی رفتار مصالح
۸۶	۱-۲-۳-۵- بتن
۹۱	۲-۲-۳-۵- فولاد
۹۳	۳-۲-۳-۵- صفحات بارگذاری و تکیه گاهی
۹۳	۳-۳-۵- انواع المان های مورد استفاده
۹۳	۱-۳-۳-۵- بتن
۹۴	۳-۳-۳-۵- صفحات بارگذاری و تکیه گاهی
۹۵	۴-۱-۵- شبکه بندی مدل
۹۶	۵-۳-۵- ارتباط بین مصالح سازنده مدل
۹۶	۶-۳-۵- بارگذاری و شرایط تکیه گاهی
۹۷	۷-۳-۵- روش تحلیل
۹۷	۸-۳-۵- مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی
۹۹	۴-۵- مدل سازی تیر بتن مسلح مقاوم شده با ورق FRP پیش تنیده
۹۹	۱-۴-۵- مشخصات مصالح تیر بتن مسلح PC2
۱۰۰	۱-۴-۵- مشخصات ورق CFRP و نحوه اعمال پیش تنیدگی
۱۰۱	۳-۴-۵- مدل سازی رفتار مصالح
۱۰۱	۱-۳-۴-۵- بتن
۱۰۳	۲-۳-۴-۵- فولاد
۱۰۴	۳-۳-۴-۵- ورق های FRP
۱۰۵	۴-۴-۵- انواع المان های مورد استفاده و شبکه بندی مدل
۱۰۶	۵-۴-۵- ارتباط بین مصالح سازنده مدل
۱۰۷	۶-۴-۵- بارگذاری و شرایط تکیه گاهی
۱۰۷	۷-۴-۵- مدل سازی پیش تنیدگی در FRP

۱۰۹	۸-۴-۵- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی
۱۰۹	۵-۵- تحلیل حساسیت
۱۱۰	۵-۵-۱- بررسی حساسیت به شبکه‌بندی
۱۱۱	۵-۵-۲- بررسی حساسیت به زاویه اتساع
۱۱۱	۵-۵-۳- بررسی تأثیر المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی تقویت‌ها
۱۱۲	۵-۵-۳- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتار فشاری بتن
۱۱۲	۵-۵-۴- بررسی حساسیت مدل‌های رفتاری آرماتور
۱۱۴	۵-۵-۵- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتار کششی بتن

فصل ششم: بررسی پارامترهای مؤثر بر رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت‌شده با ورق‌های

FRP پیش‌تنیده

۱۱۶	۶-۱- مقدمه
۱۱۷	۶-۲- هندسه مدل‌های اجزای محدود
۱۱۹	۶-۳- مشخصات مصالح
۱۲۰	۶-۴- بررسی اثر میزان پیش‌تنیدگی ورق‌های FRP بر رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده
۱۲۱	۶-۴-۱- رفتار بار-تغییر مکان
۱۲۳	۶-۴-۲- ارزیابی الگوی ترک‌خوردگی
۱۲۵	۶-۴-۳- بار گسیختگی تیرها
۱۲۶	۶-۴-۴- پیش‌بینی توزیع آسیب‌دیدگی
۱۲۶	۶-۵- بررسی اثر ضخامت ورق‌های FRP بر رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده
۱۲۷	۶-۵-۱- رفتار بار-تغییر مکان
۱۲۷	۶-۵-۲- ارزیابی الگوی ترک‌خوردگی
۱۳۱	۶-۵-۴- بررسی خیز تیرها
۱۳۳	۶-۶- بررسی تأثیر اندازه عرض ورق‌های CFRP
۱۳۳	۶-۶-۱- رفتار بار-تغییر مکان
۱۳۴	۶-۶-۲- ارزیابی الگوی ترک‌خوردگی

۱۳۷	 بارگسیختگی تیرها	۳-۶-۶
۱۳۸	 بررسی خیز تیرها	۴-۶-۶
۱۴۰	 اثر نسبت آرماتورهای کششی (ρ) تیر بتن مسلح	۷-۶
۱۴۱	 رفتار بار-تغییر مکان	۱-۷-۶
۱۴۱	 بررسی خیز تیرها	۲-۷-۶
۱۴۴	 بار گسیختگی تیرها	۳-۷-۶

فصل هفتم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱۴۶	 مقدمه	۱-۷
۱۴۷	 مشخصات مدل‌ها	۲-۷
۱۴۷	 نتیجه‌گیری	۳-۷
۱۵۴	 پیشنهادات	۴-۷
۱۵۷	 مراجع	

فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۲-۱- نمونه‌هایی از تقویت خمشی و برشی تیر بتن‌آرمه با ورقه‌های FRP [۲].....	۲۳
شکل ۳-۱- منحنی بار- تغییرشکل استاندارد برای تیرهای مقاوم‌شده با ورق‌های FRP پیش‌تنیده و غیرپیش‌تنیده [۸].....	۳۲
شکل ۴-۱- منحنی تنش- کرنش برای یک ماده‌ی الاستوپلاستیک تحت کشش تک‌محوری.....	۳۷
شکل ۴-۲- تیر طره با تغییر در شرایط تکیه‌گاهی [۱۲].....	۳۸
شکل ۴-۳- تغییرشکل زیاد انتهای آزاد تیر طره [۱۲].....	۳۸
شکل ۴-۴- منحنی غیرخطی بار تغییرمکان [۱۲].....	۴۲
شکل ۴-۵- روش حل نیوتن-رافسون [۱۲].....	۴۴
شکل ۴-۶- نیروهای داخلی و خارجی وارد بر یک جسم.....	۴۴
شکل ۴-۷- اولین تکرار در یک نمو [۱۲].....	۴۵
شکل ۴-۸- تکرار دوم نیوتن-رافسون [۱۲].....	۴۶
شکل ۴-۹- نمودار تنش-کرنش بتن در (الف) کشش (ب) فشار.....	۴۸
شکل ۴-۱۰- گسترش تنش در بتن ترک‌خورده [۱۷].....	۵۱
شکل ۴-۱۱- اثر سخت‌شدگی کششی بر رفتار تغییرشکل بتن مسلح [۱۷].....	۵۴
شکل ۴-۱۲- روش‌های مختلف بررسی سخت‌شدگی کششی [۱۷].....	۵۵
شکل ۴-۱۳- مدل کردن اثر سخت‌شدگی بوسیله گیلبرت و وارنر (۱۹۷۸) [۲۰].....	۵۶
شکل ۴-۱۴- ارتباط تنش-کرنش فولاد داخل بتن، آیین‌نامه CEB-FIP [۱۸].....	۵۸
شکل ۴-۱۵- رابطه تنش-کرنش بتن در کشش بوسیله موریتا و کاکو (۱۹۶۴) [۲۱].....	۵۹
شکل ۴-۱۶- رابطه تنش-کرنش بتن در کشش بوسیله وویو و کالینز (۱۹۸۶) [۲۲].....	۶۱
شکل ۴-۱۷- رابطه تنش-کرنش بتن در کشش بوسیله اوکامورا و همکاران (۱۹۸۵) [۲۳].....	۶۲
شکل ۴-۱۸- مدل تنش-کرنش پیشنهادشده برای بتن محصور و غیرمحصور تحت بارگذاری یکنوا.....	۶۳
شکل ۴-۱۹- مدل رفتار متوسط فولاد.....	۶۴

- شکل ۴- ۲۰- منحنی شماتیک تنش- کرنش تحت کشش تک محوری [۱۲]..... ۶۹
- شکل ۴- ۲۱- منحنی شماتیک تنش- کرنش در فشار تک محوری [۱۲]..... ۷۰
- شکل ۴- ۲۲- تأثیر فاکتورهای وزنی در بازیابی سختی فشاری [۱۲]..... ۷۲
- شکل ۴- ۲۳- نمونه‌ای از سطح تسلیم مطابق با مقادیر مختلف K_C ۷۵
- شکل ۴- ۲۴- رفتار تنش-کرنش ورق‌های FRP..... ۷۷
- شکل ۴- ۲۵- خانواده المان‌های رایج..... ۷۸
- شکل ۴- ۲۶- المان‌های آجری خطی و آجری مرتبه دوم..... ۷۹
- شکل ۵- ۱- ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری تیرهای بتن مسلح RC1 و PC2 [۹]..... ۸۵
- شکل ۵- ۲- وضعیت بارگذاری [۹]..... ۸۶
- شکل ۵- ۳- منحنی تنش-کرنش فشاری بتن مورد استفاده در تیر RC1..... ۸۷
- شکل ۵- ۴- منحنی تنش-کرنش کششی بتن مورد استفاده در تیر RC1..... ۸۸
- شکل ۵- ۵- مدل الاستیک- پلاستیک کامل برای فولاد..... ۹۲
- شکل ۵- ۶- نقاط انتگرال‌گیری در المان B31..... ۹۴
- شکل ۵- ۷- شبکه‌بندی تیر بتن مسلح..... ۹۵
- شکل ۵- ۸- شبکه‌بندی میلگردهای فولادی داخلی تیر RC1..... ۹۵
- شکل ۵- ۹- اعمال بارگذاری مدل در نرم‌افزار..... ۹۷
- شکل ۵- ۱۰- نحوه اعمال قیدهای تکیه‌گاهی..... ۹۷
- شکل ۵- ۱۱- منحنی بار-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی در مقایسه با مدل عددی در ABAQUS..... ۹۸
- شکل ۵- ۱۲- نحوه اعمال پیش‌تنیدگی به ورق CFRP در تیر PC2..... ۱۰۱
- شکل ۵- ۱۳- مدل سه‌خطی نمودار تنش-کرنش فولاد [۲۵]..... ۱۰۴
- شکل ۵- ۱۴- شکل و نقاط انتگرال‌گیری المان S4R..... ۱۰۵
- شکل ۵- ۱۵- شبکه‌بندی و موقعیت قرارگیری ورق FRP در وجه پایینی تیر..... ۱۰۶
- شکل ۵- ۱۶- تنش موجود در وجه پایینی تیر در مقطع وسط دهانه..... ۱۰۸
- شکل ۵- ۱۷- تغییر شکل تیر بتن مسلح به سبب وجود پیش‌تنیدگی در FRP..... ۱۰۸
- شکل ۵- ۱۸- منحنی بار-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی در مقایسه با مدل عددی در ABAQUS برای تیر PC2..... ۱۰۹
- شکل ۵- ۱۹- بررسی حساسیت به شبکه‌بندی در رفتار بار-تغییر مکان تیر RC1..... ۱۱۰

- شکل ۵- ۲۰- بررسی حساسیت به زاویه‌ی اتساع برای تیر RC1..... ۱۱۱
- شکل ۵- ۲۱- بررسی تأثیر المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی آرماتورهای فولادی در تیر RC1..... ۱۱۲
- شکل ۵- ۲۲- بررسی تأثیر مدل‌های رفتار فشاری بتن..... ۱۱۳
- شکل ۵- ۲۳- تأثیر مدل‌های رفتاری مختلف آرماتور بر پاسخ عددی تیر RC1..... ۱۱۳
- شکل ۵- ۲۴- بررسی حساسیت تیر RC1 به مدل‌های رفتار کششی بتن..... ۱۱۴
- شکل ۶- ۱- جزئیات خاموت‌گذاری و ابعاد هندسی تیرهای بتن مسلح مدل‌سازی شده..... ۱۱۸
- شکل ۶- ۲- وضعیت بارگذاری و موقعیت‌های تکیه‌گاهی..... ۱۱۸
- شکل ۶- ۳- مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیرهای P-70 و P-65, P-50, P-35, P-0..... ۱۲۲
- شکل ۶- ۴- مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیرهای P-70 و P-60, P-44.1, P-30, P-0..... ۱۲۲
- شکل ۶- ۵- الگوی ترک‌خوردگی تیر BEAM-P-0..... ۱۲۳
- شکل ۶- ۶- الگوی ترک‌خوردگی تیر BEAM-P-30..... ۱۲۴
- شکل ۶- ۷- الگوی ترک‌خوردگی تیر BEAM-P-40..... ۱۲۴
- شکل ۶- ۸- الگوی ترک‌خوردگی تیر BEAM-P-50..... ۱۲۴
- شکل ۶- ۹- الگوی ترک‌خوردگی تیر BEAM-P-60..... ۱۲۵
- شکل ۶- ۱۰- الگوی ترک‌خوردگی تیر BEAM-P-70..... ۱۲۵
- شکل ۶- ۱۱- نمودار بار-تغییر مکان برای نمونه‌های دارای ضخامت ورق متفاوت..... ۱۲۷
- شکل ۶- ۱۲- مقایسه الگوی ترک‌خوردگی نمونه‌های مقاوم‌شده با ضخامت‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده، به ازای بار ۲۰ کیلونیوتن..... ۱۲۸
- شکل ۶- ۱۳- مقایسه الگوی ترک‌خوردگی نمونه‌های مقاوم‌شده با ضخامت‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده، به ازای بار ۴۰ کیلونیوتن..... ۱۲۹
- شکل ۶- ۱۴- مقایسه الگوی ترک‌خوردگی نمونه‌های مقاوم‌شده با ضخامت‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده، به ازای بار ۶۰ کیلونیوتن..... ۱۳۰
- شکل ۶- ۱۵- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-T-1..... ۱۳۲
- شکل ۶- ۱۶- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-T-1.2..... ۱۳۲
- شکل ۶- ۱۷- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-T-2..... ۱۳۲
- شکل ۶- ۱۸- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-T-2.5..... ۱۳۳

- شکل ۶- ۱۹- مقایسه رفتار بار-تغییر مکان نمونه‌های مورد بررسی با تفاوت در عرض ورق‌های پیش‌تنیده CFRP... ۱۳۴
- شکل ۶- ۲۰- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه‌های مقاوم‌شده با عرض‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده، به ازای بار ۲۰ کیلونیوتن..... ۱۳۵
- شکل ۶- ۲۱- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه‌های مقاوم‌شده با عرض‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده، به ازای بار ۴۵ کیلونیوتن..... ۱۳۶
- شکل ۶- ۲۲- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه‌های مقاوم‌شده با عرض‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده، به ازای بار ۶۵ کیلونیوتن..... ۱۳۷
- شکل ۶- ۲۳- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-W-30..... ۱۳۸
- شکل ۶- ۲۴- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-W-50..... ۱۳۹
- شکل ۶- ۲۵- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-W-80..... ۱۳۹
- شکل ۶- ۲۶- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-W-100..... ۱۳۹
- شکل ۶- ۲۷- مقایسه اثر نسبت آرماتورهای کششی بر رفتار بار-تغییر مکان نمونه‌ها..... ۱۴۱
- شکل ۶- ۲۸- مقایسه خیز نمونه‌های مدل‌سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی، قبل از بارگذاری ۱۴۲
- شکل ۶- ۲۹- مقایسه خیز نمونه‌های مدل‌سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی در شروع ترک خوردگی..... ۱۴۲
- شکل ۶- ۳۰- مقایسه خیز نمونه‌های مدل‌سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی در آغاز جاری‌شدگی آرماتورهای کششی..... ۱۴۳
- شکل ۶- ۳۱- مقایسه خیز نمونه‌های مدل‌سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی در بار حداکثر..... ۱۴۳
- شکل ۷- ۱- درصد افزایش بار ترک خوردگی تیرهای مقاوم‌شده با درصد‌های مختلف پیش‌تنیدگی در ورق CFRP..... ۱۴۸
- شکل ۷- ۲- درصد افزایش بار جاری‌شدگی تیرهای مقاوم‌شده با درصد‌های مختلف پیش‌تنیدگی در ورق CFRP..... ۱۴۸
- شکل ۷- ۳- درصد افزایش بار ترک خوردگی تیرهای مقاوم‌شده توسط ورق‌های CFRP پیش‌تنیده با ضخامت‌های متفاوت..... ۱۴۹
- شکل ۷- ۴- درصد افزایش بار جاری‌شدگی تیرهای مقاوم‌شده توسط ورق‌های CFRP پیش‌تنیده با ضخامت‌های متفاوت..... ۱۵۰
- شکل ۷- ۵- درصد افزایش بار نهایی تیرهای مقاوم‌شده توسط ورق‌های CFRP پیش‌تنیده با ضخامت‌های متفاوت ۱۵۰

شکل ۷-۶- درصد افزایش بار ترک خوردگی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با عرض های متفاوت

۱۵۱.....

شکل ۷-۷- درصد افزایش بار جاری شدگی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با عرض های متفاوت

۱۵۲.....

شکل ۷-۸- درصد افزایش بار نهایی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با عرض های متفاوت..... ۱۵۲

شکل ۷-۹- درصد افزایش بار جاری شدگی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با نسبت آرماتورهای

کششی متفاوت..... ۱۵۳

شکل ۷-۱۰- درصد افزایش بار نهایی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با نسبت آرماتورهای

کششی متفاوت..... ۱۵۴

فهرست جدول‌ها

عنوان	صفحه
جدول ۵-۱- مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی [۹].....	۸۵
جدول ۵-۲- مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی مورد استفاده در تیر RC1 [۹].....	۸۵
جدول ۵-۳- مقادیر مربوط به مدل‌سازی رفتار خطی بتن (پارامترهای الاستیک بتن).....	۸۹
جدول ۵-۴- پارامترهای پلاستیسته مدل CDP.....	۸۹
جدول ۵-۵- پارامترهای آسیب‌دیدگی فشاری نمونه.....	۹۰
جدول ۵-۶- پارامترهای آسیب‌دیدگی کششی نمونه.....	۹۱
جدول ۵-۷- مدول الاستیسته و ضریب پواسون انواع میلگردهای مورد استفاده در تیر RC1.....	۹۲
جدول ۵-۸- داده‌های ورودی رفتار پلاستیک آرماتورهای فشاری (بالا) و خاموت‌های مورد استفاده در تیر RC1.....	۹۲
جدول ۵-۹- داده‌های ورودی رفتار پلاستیک آرماتورهای کششی (پایین) مورد استفاده در تیر RC1.....	۹۳
جدول ۵-۱۰- مدول الاستیسته و ضریب پواسون صفحات بارگذاری و تکیه‌گاه تیر RC1.....	۹۳
جدول ۵-۱۱- انواع المان‌های انتخابی برای شبیه‌سازی تیر RC1.....	۹۴
جدول ۵-۱۲- مشخصات تیر PC2 [۹].....	۹۹
جدول ۵-۱۳- مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده در تیر PC2 [۹].....	۹۹
جدول ۵-۱۴- مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی مورد استفاده در تیر PC2 [۹].....	۹۹
جدول ۵-۱۵- مشخصات مکانیکی CFRP مورد استفاده در تیر PC2 [۹].....	۱۰۰
جدول ۵-۱۶- پارامترهای الاستیک بتن.....	۱۰۲
جدول ۵-۱۷- پارامترهای پلاستیسته مدل CDP.....	۱۰۲
جدول ۵-۱۸- پارامترهای آسیب‌دیدگی فشاری بتن.....	۱۰۲
جدول ۵-۱۹- پارامترهای آسیب‌دیدگی کششی بتن.....	۱۰۳
جدول ۵-۲۰- داده‌های ورودی رفتار پلاستیک انواع میلگردهای مورد استفاده در تیر RC1.....	۱۰۴
جدول ۵-۲۱- انواع و ابعاد المان‌های انتخابی برای شبیه‌سازی تیر PC2.....	۱۰۶
جدول ۶-۱- مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده در تیرها.....	۱۱۹

- جدول ۶-۲- مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی مورد استفاده در تیرها..... ۱۲۰
- جدول ۶-۳- شناسه و مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده برای بررسی اثر مقدار پیش‌تنیدگی..... ۱۲۱
- جدول ۶-۴- مقدار بار ترک‌خوردگی و حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها..... ۱۲۶
- جدول ۶-۵- مقایسه بار ترک‌خوردگی، بار جاری‌شدگی و بار نهایی نمونه‌ها با تغییر ضخامت ورق‌ها..... ۱۳۱
- جدول ۶-۶- مقایسه بار ترک‌خوردگی، بار جاری‌شدگی و بار نهایی نمونه‌ها با تغییر عرض ورق‌ها..... ۱۳۸
- جدول ۶-۷- شناسه و مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی..... ۱۴۰
- جدول ۶-۸- مقایسه بار ترک‌خوردگی، بار جاری‌شدگی و بار نهایی نمونه‌ها با تغییر نسبت آرماتورهای کششی..... ۱۴۴

فصل اول:

کلیات

۱-۱- مقدمه

حرکت استمراری علم در عرصه مهندسی سازه - زلزله موجب گردیده است تا علم نوسازی و بهسازی در سال‌های اخیر از روش‌های نوین و مصالحی جدید بهره گیرد که در پیشینه طولانی ساخت‌وساز سابقه نداشته است. در میان این نوآوری‌ها FRP (مواد کامپوزیت پلیمری تقویت شده با الیاف) از جایگاه ویژه برخوردار می‌باشد تا آنجا که به نظر برخی از متخصصان FRP را باید مصالح ساختمانی هزاره سوم نامید. کامپوزیت FRP که ابتدا در صنایع هوا و فضا به کار برده شد با داشتن ویژگی‌های ممتاز چون نسبت بالای مقاومت به وزن، دوام در برابر خوردگی، سرعت و سهولت در حمل و نصب، دریچه‌ای نو پیش روی مهندسين عمران گشوده است به گونه‌ای که امروز سازه‌های متعددی در سرتاسر دنیا با استفاده از این مواد تقویت شدند. استفاده از مصالح کامپوزیت به طور قابل توجهی در صنعت ساختمان یک بازار تکان‌دهنده و با سرعت در حال توسعه می‌باشد. اولین تحقیقات انجام شده در این زمینه از اوایل دهه ۱۹۸۰ آغاز شده است، زلزله ۱۹۹۰ کالیفرنیا و ۱۹۹۵ کوبه ژاپن نیز از جمله عوامل مؤثر برای بررسی کاربرد کامپوزیت پلیمری تقویت شده با الیاف FRP جهت تقویت و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی و بنایی در مناطق زلزله‌خیز گردید.

با مطالعه رفتار سازه‌های بتنی مشخص می‌شود، عوامل متعددی مانند: اشتباهات طراحی و محاسبه، عدم اجرای مناسب، تغییر کاربری سازه‌ای، آسیب‌دیدگی ناشی از وارد شدن بارهای تصادفی، خوردگی بتن و فولاد و شرایط محیطی از دوام آن‌ها می‌کاهد. ضمناً تغییر آیین‌نامه‌های ساختمانی (که باعث تغییر در بارگذاری و ضرایب اطمینان می‌شود) نیز سبب ارزیابی و بازنگری مجدد طرح و سازه می‌گردد، تا در صورت لزوم بهسازی و تقویت شود. سیستم‌های الیاف مسلح شده پلیمری FRP برای تقویت سازه‌های بتنی پدیدار شده و به عنوان یک جانشین برای روش‌های سنتی از قبیل چسباندن صفحات فولادی، افزایش سطح مقطع با بتن‌ریزی مجدد و پیش‌تنیدگی خارجی می‌باشد. با توجه به معایب این روش‌ها مانند بازدهی کم و یا نیاز به امکانات و فن‌آوری خاص امروزه روش‌های مقاوم‌سازی با استفاده از کامپوزیت توسعه روز افزون دارد. محدودیت استفاده و کاربرد کامپوزیت در مهندسی ساختمان به قیمت بالای آن‌ها برمی‌گردد. البته هزینه و قیمت آن‌ها به تدریج رو به کاهش می‌باشد. به این ترتیب استفاده از آن‌ها بیشتر و بیشتر خواهد شد. استفاده از FRP در زمینه مقاوم‌سازی، هر چند که هزینه بالایی در بر دارد، اما با توجه به هزینه اجرای کم و نیز سایر مزایای FRP، در کل به‌صرفه‌ترین و موثرترین راه مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی امروزه به شمار می‌رود.

۱-۲- انواع روش‌های ترمیم و تقویت تیرهای بتن مسلح [۱]

بسته به میزان آسیب‌دیدگی تیرها چندین راهکار را می‌توان برای مرمت و تقویت تیرها برگزید. از جمله این راهکارها می‌توان به تزریق رزین (از قبیل رزین پلی اینجکت)، چسباندن ورق‌های فولادی و یا الیاف پلیمری مرکب، برداشتن و جایگزینی دوباره بتن و استفاده از جاکت‌های بتنی اشاره کرد.

۱-۲-۱- مرمت موضعی

تزریق رزین فقط برای مرمت تیرهایی که ترک‌های ریزی دارند و در آن‌ها خردشدگی بتن مشاهده نمی‌شود، به کار می‌رود.

برداشتن و جایگزینی مجدد بتن در مورد تیرهایی به کار می‌رود که به طرز جدی آسیب دیده باشند. مثلاً بتن آن‌ها خرد شده باشد، آرماتورهای آن‌ها گسیخته گردیده و یا این که به علت عملکرد میلگردها، چسبندگی بین بتن و فولاد از بین رفته و بتن قلوه‌کن شده باشد.

۱-۲-۲- جاکت‌های بتن آرمه

جاکت‌های بتن آرمه را می‌توان با افزودن بتن به سه یا چهار ضلع از تیرها اجرا کرد. با این روش می‌توان ناحیه کششی و ناحیه فشاری تیر را با روکش‌های بتنی تقویت نمود. برای تکمیل مکانیزم انتقال نیرو بین مصالح قدیمی و جدید، زبر کردن سطح بتن قدیمی و نیز جوش دادن میلگردهای اتصال به آرماتورهای جدید و قدیمی ضروری است.

پوشش‌های مسلح روی وجه تحتانی فقط باعث افزایش ظرفیت خمشی آن می‌شود. در این روش آرماتورهای موجود با جوشکاری به آرماتورهای جدید متصل می‌گردد.

اجرای جاکت بتنی در هر چهار وجه تیر موثرترین روش است. ضخامت بتنی که به وجه بالایی تیر افزوده می‌شود به گونه‌ای است که بتواند در ضخامت سقف گم شود (۷۰-۵۰ میلی‌متر). اجرای تنگ‌ها از طریق سوراخ‌هایی بعداً برای عملیات بتن‌ریزی نیز استفاده می‌شود.

اجرای جاکت بتنی در سه وجه تیر برای افزایش ظرفیت خمشی و برشی تیر در مقابل بارهای قائم انجام می‌شود. اما به دلیل آن که در این حالت افزایش ظرفیت باربری مقاطعی از تیر که در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها هستند، امکان‌پذیر نمی‌باشد، تیر را نمی‌توان در مقابل بار زلزله تقویت کرد. به دلیل آن که استفاده از قالب و ریختن بتن از بالای تیر امکان ندارد، تنها راه ممکن استفاده از بتن پاشی است.

۱-۲-۳- چسباندن ورقه‌های فولادی و FRP

برای تقویت ناحیه کششی تیرها یک سری ورق فولادی به وجه تحتانی تیر موردنظر چسبانده می‌شوند، در حالی که چسباندن ورق به وجوه قائم تیرها و در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها، موجب افزایش ظرفیت برشی تیرها می‌شود. اگر تیر دارای ترک باشد، ترمیم آن با رزین اپوکسی قبل از انجام عملیات فوق ضروری است. ورق‌هایی که به این صورت به تیر چسبانده می‌شوند باید به کمک یک شبکه مفتولی جوش شده، پلاستر و یا بتن‌پاشی شوند.

در برخی مواقع لازم است که به منظور افزایش ظرفیت برشی تیرهای بتنی و یا کنترل ترک‌خوردگی و تغییرشکل آن‌ها اقدام به افزایش مقاومت و یا سختی آن‌ها گردد. یکی از روش‌هایی که می‌تواند این ظرفیت را بهبود دهد، اتصال ورق‌های فولادی به سطح خارجی تیرهاست. در ادامه مطالب مزایا و معایب استفاده از این سیستم تقویتی بیان می‌شود.

• مزایا

- ۱- با افزایش شکل‌پذیری تیرها، گسیختگی برشی، غیر ناگهانی و تدریجی‌تر خواهد بود.
- ۲- عملیات تقویت سازه موجب توقف بهره‌برداری از آن نمی‌شود.
- ۳- استفاده از این راهکار می‌تواند ظرفیت سرویس‌دهی و ظرفیت باربری نهایی مقطع را افزایش دهد.

- ۴- افزایش نسبتاً کمی در ابعاد مقطع ایجاد می‌شود.

• معایب

- ۱- امکان خوردگی ورق‌های فولادی؛
 - ۲- وزن نسبتاً زیاد صفحات، در حمل و نقل و عملیات نصب ایجاد اشکال می‌کند.
- ورق‌های فولادی خارجی را می‌توان به دو روش چسباندن با چسب اپوکسی و یا نصب به کمک پیچ‌های مهاری به تیرهای بتنی افزود. مزایا و معایب هر یک از دو روش فوق عبارتند از:

۱-۲-۳-۱- چسباندن ورق‌ها با کمک چسب رزین اپوکسی

• مزایا

- ۱- توزیع یکنواخت تنش در نواحی میانی تیرها؛
- ۲- لایه چسب مانع از زنگ زدن و خوردگی سطح فولادی هم‌جوار تیر بتنی می‌شود؛
- ۳- استفاده از چسب باعث می‌شود سطح خارجی تیرها هموار شود؛
- ۴- استفاده از چسب می‌تواند ترک خوردگی سطحی را تا حدودی کنترل کند.

• معایب

- ۱- ممکن است برای جلوگیری از پوسته شدن بتن و نیز مهار کامل ورق‌ها بر روی سطح تیر، هنوز نیاز به استفاده از پیچ‌های مهاری باشد؛
- ۲- علاوه بر این، ممکن است، برای نصب موقت ورق‌ها و نیز به منظور فشردن ورق‌های بزرگ به جان تیرها- به گونه‌ای که چسب مازاد موجود در سطح تماس آن‌ها خارج شود- پیچ‌های اضافی به کار رود؛
- ۳- در صورت جدا شدن ناگهانی ورق‌ها، گسیختگی سریعی می‌تواند در مقطع تیرها رخ دهد؛
- ۴- برای آغشته کردن سطوح تیرها به چسب، باید سطح بتن را در کارگاه و در حد استانداردهای ایده‌آل آماده کرد؛
- ۵- استفاده از چسب فقط به مقاومت کششی سطح بتن متکی است و این در حالی است که در تیرهای با دهانه کوتاه، سطح کمی در اختیار است؛
- ۶- اعوجاج و تغییر شکل احتمالی صفحات در حین ماسه‌پاشی، ممکن است موجب مشکلاتی برای چسباندن ورق‌ها به سطح بتنی گردد.

۱-۲-۳- پیچ کردن ورق‌ها به سطح بتن

• مزایا

- ۱- با به‌کار بردن این روش، از هر گونه عدم اطمینان از دوام دراز مدت چسب‌ها اجتناب می‌شود؛
- ۲- جلوگیری از جداسدگی ورق‌ها از بتن که ناشی از تمرکز تنش در نواحی انتهایی ورق‌هاست؛
- ۳- برای جلوگیری از خوردگی، می‌توان از ورق‌های فولادی ضدزنگ و یا آغشته به پوشش‌های غیر آهنی استفاده کرد؛
- ۴- با این روش اتصال، نیروی انتقال‌یافته از ورق به بتن توسط مقاومت فشاری تحمل می‌شود؛
- ۵- پس از آن که چنین مقطع مرکبی گسیخته می‌شود، هنوز ظرفیت نهفته زیادی دارد؛
- ۶- به آماده‌سازی سطحی اندکی در محل کارگاه نیاز خواهد بود.

• معایب

- ۱- ضعیف کردن موقتی تیرها به دلیل ایجاد سوراخ پیچ‌ها به وسیله مته، به ویژه زمانی که آرماتورها قطع شوند؛
- ۲- زنگ‌زدگی ورق‌ها در سطح تماس آن‌ها با وجه تیرها؛
- ۳- زمان بری زیاد این روش و بالا بودن هزینه نیروی انسانی ماهر برای سوراخ کردن محل نصب پیچ‌ها؛
- ۴- ظاهر ناخوشایند ناشی از وجود صفحات فلزی و پیچ‌های مهارتی آن‌ها در سطح تیرها.

توجه به موارد زیر در هنگام استفاده از این راهکار تقویتی ضروری است:

- ۱- ورق های برشی تقویتی هم قابلیت سرویس دهی و هم ظرفیت نهایی تیرها را تحت بارگذاری برشی بهبود می دهند، اما این مساله فقط وقتی اتفاق می افتد که ورق به طور کافی مهار شده باشد؛
- ۲- ورق های نسبتاً نازک می توانند افزایش قابل ملاحظه ای را در ظرفیت برشی به وجود آورند در حالی که ورق های ضخیم و نوارهای اضافی می توانند باعث بالا بردن ظرفیت خمشی شوند؛
- ۳- ترکیب و محل استفاده صحیح پیچ ها می تواند ورق ها را تا هنگام رسیدن مقطع به ظرفیت نهایی خود مهار کند؛
- ۴- ورق های چسبانده شده تا حد زیادی ترک های سطحی را کنترل می کنند، اما عدم وجود سطح کافی می تواند باعث گسیختگی در سطح تماس و فروپاشی ناگهانی عضو شود؛
- ۵- ترکیبی از اتصال ورق ها با پیچ و چسب می تواند سیستم تقویتی مؤثری هم برای سرویس دهی مناسب و هم برای حالت های نهایی باشد.

فصل دوم:

آشنایی با مواد پلیمری الیافی

۲-۱- مقدمه

از جمله مواد مصرفی در ترمیم و تقویت سازه‌ها، می‌توان به انواع کامپوزیت‌ها اشاره کرد. کامپوزیت‌ها عموماً از دو بخش اصلی الیاف و رزین‌ها تشکیل می‌شوند. در ادامه مطلب به معرفی انواع کامپوزیت‌ها و بررسی خواص مکانیکی و فیزیکی آن‌ها می‌پردازیم [۲]:

۲-۲- انواع الیاف

فایبرها که اصولاً الاستیک، ترد و بسیار مقاوم هستند، جزء اصلی باربر در ماده FRP محسوب می‌شوند. بسته به نوع فایبر، قطر آن در محدوده ۵ تا ۲۵ میکرون می‌باشد. در کامپوزیت‌های چند لایه می‌توان از چند نوع الیاف نیز استفاده کرد که به آن‌ها کامپوزیت‌های مخلوط^۱ می‌گویند. البته معمولاً سعی می‌شود از یک نوع ماتریس استفاده شود تا چسبندگی خوبی بین لایه‌ها به وجود آید. خواص کامپوزیت‌های لیفی بستگی زیادی به جهت الیاف آن‌ها دارند. الیاف حجم قابل توجهی از یک کامپوزیت را تشکیل می‌دهند و وظیفه اصلی آن‌ها تحمل بار اعمال شده به کامپوزیت می‌باشد. نوع لیف، مقدار و آرایش آن‌ها بسیار حایز اهمیت‌اند و بر خواص زیر تأثیر می‌گذارند:

- مدول کششی

^۱ Hybrid

- استحکام خستگی

- ضرایب انتقال حرارت و الکتریسیته

- وزن مخصوص

- قیمت

مهم‌ترین الیاف مورد استفاده در صنعت عبارتند از: الیاف شیشه، الیاف کربن، الیاف آرامید.

۲-۱-۲- الیاف شیشه

الیاف شیشه رایج‌ترین و پرمصرف‌ترین لیف مورد استفاده در صنعت کامپوزیت است. برحسب

نوع و ترکیب مواد به کار رفته در تهیه آن‌ها الیاف شیشه به انواع گوناگون تقسیم‌بندی می‌شوند. مزایا و معایب این نوع لیف در مقایسه با دیگر الیاف به شرح زیر است:

• مزایا

قیمت پایین، استحکام کششی بالا، مقاومت شیمیایی بالا، خواص عایقی بالا (حرارتی و

الکتریکی)

• معایب

مدول کششی پایین، وزن مخصوص نسبتاً بالا، حساسیت به سایش در حین حمل و نقل،

مقاومت خستگی پایین، شکننده بودن، سختی زیاد و در نتیجه سایش قالب‌ها و کندشدن ابزار برش.

نکته قابل توجه در مورد این نوع رشته الیاف تشکیل شدن آن از الیاف با قطر کم است که در

صورت ظهور پدیده شکست به جهت رشد ترک‌ها که می‌توانند ناشی از وجود ترک‌ها ریز یا نقص‌های

سطحی موجود بر سطح لیف باشد، تنها الیاف منفرد می‌شکنند و از شکست کامل رشته الیاف

جلوگیری به عمل می‌آید. بنابراین یک رشته الیاف دارای استحکام شکست بیشتر نسبت به یک لیف با

قطر کلی مشابه آن می‌باشد. زیرا در یک لیف ضخیم رشد یک ترک ناشی از نقص‌های سطحی منجر

به شکست کامل آن می‌گردد.

فایبرهای شیشه در چهار دسته طبقه‌بندی می‌شوند:

E-Glass: متداول‌ترین الیاف شیشه در بازار با محتوای قلیایی کم، که در صنعت ساختمان به

کار می‌رود. (با مدول الاستیسیته $E = 70 \text{ GPa}$ ، مقاومت نهایی $\sigma_u = 1500 - 2500 \text{ MPa}$ و کرنش نهایی

$$(\varepsilon_u = 1.8\% - 3\%)$$

Z-Glass: با مقاومت بالا در مقابل حمله قلیایی‌ها، که در تولید بتن الیافی به کار گرفته

می‌شود.

A-Glass: با مقادیر زیاد قلیایی که امروزه تقریباً از رده خارج شده است.

S-Glass: که در تکنولوژی هوا-فضا و تحقیقات فضایی به کار گرفته می‌شود و مقاومت و

مدول الاستیسیته بسیار بالایی دارد. ($E = 87 \text{ GPa}$ و $\sigma_u = 3900 \text{ MPa}$)

بررسی‌ها نشان می‌دهد که خواص الیاف شیشه علاوه بر مواد به کار رفته در ساختار آن‌ها به

عوامل دیگری مانند شرایط محیطی نیز وابسته است. خلاصه نتایج پاره‌ای از بررسی‌ها عبارتند از:

الف) سرعت اعمال بار: استحکام الیاف با افزایش سرعت کشش اعمال شده در حین آزمایش

کشش، افزایش می‌یابد.

ب) دما: استحکام الیاف با افزایش دما کاهش می‌یابد.

ج) رطوبت: استحکام الیاف با افزایش رطوبت کاهش می‌یابد

۲-۲-۲- الیاف کربن

کربن عنصری با دانسیته ۲/۲۷ گرم بر سانتیمتر مکعب است و اشکال بلوری مختلفی دارد.

الیاف کربن الیافی به مراتب نازک‌تر از موی انسان در قطری بین ۶-۱۰ میکرومتر می‌باشند. علیرغم

حجم بالای استفاده از آن‌ها، قیمت الیاف کربن هنوز نسبتاً بالا است.

• مزایا

- نسبت بسیار زیاد استحکام به وزن

- نسبت بالای مدول کششی به وزن

- استحکام مناسب در برابر خستگی

- ضریب انبساط حرارتی بسیار پایین

- مقاومت بالا در برابر خوردگی

• معایب

- شکننده بودن

- هادی الکتریکی است

- کرنش کم در لحظه شکست

- قیمت بالا

الیاف کربن از نظر خواص فیزیکی و مکانیکی رفتاری ناهمسان از خود نشان می‌دهند. به همین دلیل مدول آن‌ها در جهت صفحات اصلی حدود ۱۰۰۰ گیگاپاسکال و در جهت عمود بر این صفحات حدود ۳۵ گیگاپاسکال می‌باشد. لذا جهت‌دهی صفحات اصلی در جهت محور طولی الیاف باعث تولید الیافی با مدل بالا می‌شود که با توجه به دانسیته کم این مواد (حدود ۲ گرم بر سانتی‌متر مکعب) در نهایت الیافی با مدول ویژه بسیار بالا حاصل می‌گردد.

۳-۲-۲- الیاف آرامید

پلیمرهای آرامیدی با خصوصیتی چون نقطه ذوب بالا، پایداری حرارتی عالی، مقاومت در برابر شعله و غیر قابل حل بودن در بسیاری از حلال‌های آلی شناخته می‌شوند.

مهم‌ترین خواص الیاف آرامید عبارتند از :

- نسبت به استحکام و مدول به وزن بسیار عالی

- مقاومت ضربه عالی و مقاومت خستگی خوب

- مقاومت در مقابل شکست ناشی از وارفنگی بسیار خوب

- عدم حساسیت به شکاف یا ترک

- مقاومت بالا در مقابل حلال‌های آلی، مواد سوختی و نرم کننده‌ها

- مقاومت خوب در مقابل اسیدها و بازها
 - خواص خوب اتلاف انرژی ارتعاشی
 - خواص دی الکتریک عالی نسبت به شیشه
 - خواص خود خاموش کنی با نشر دود کم
 - امکان استفاده مداوم تا دمای حدود ۱۸۰ درجه سانتی گراد
- الیاف آرامید رنگ زرد ماتی داشته و مشابه دیگر الیاف مورد استفاده در کامپوزیت ها در اشکال مختلف مانند نخ، دسته الیاف نتابیده، پارچه، الیاف کوتاه و غیره وجود دارند.

۲-۳- رزین های مورد استفاده

رزین اصولاً به عنوان یک محیط چسباننده عمل می کند، که فایبرها را در کنار یکدیگر نگاه می دارد. با این وجود، ماتریس های با مقاومت کم به صورت چشم گیر بر خواص مکانیکی کامپوزیت نظیر مدول الاستیسیته و مقاومت نهایی آن اثر نمی گذارند. اساساً تمایل بر این است که از الیاف پیوسته که معمولاً نسبت به ماتریس ها سخت تر و مقاومت بیشتری دارند، استفاده شوند.

فاکتورهای اصلی در کارایی فیزیکی کامپوزیت های FRP عبارتند از :

- خواص مکانیکی الیاف
- آرایش یافتگی الیاف
- شکل و طول الیاف
- درصد ترکیب الیاف
- خواص مکانیکی ماتریس پلیمری
- چسبندگی و پیوند بین الیاف و ماتریس

۲-۴- مهم ترین ماتریس های پلیمری

الیاف های پلیمری تقویت کننده جزء اصلی ساختار کامپوزیت هستند، اما دانستن نقش و

اهمیت ماتریس پلیمری بسیار ضروری است. این نقش‌ها عبارتند از:

- انتقال تنش بین الیاف تقویت‌کننده
- احاطه کردن و نگه داشتن ساختار الیاف
- محافظت الیاف از آسیب‌های محیطی
- خواص پلیمری هم در برش‌های درون لایه‌ای و هم در برش‌های داخلی صفحه کامپوزیت موثر است
- ماتریس پلیمری یک عامل نگهدارنده جانبی در مقابل خم‌شدگی الیاف تحت بار فشار می‌باشد.
- خواص مکانیکی کامپوزیت‌ها به دو عامل حرارت و سرعت اعمال بار بستگی دارد. مدول ارتجاعی کامپوزیت‌ها در دماهای بالاتر از T_g (دمای نرم شدن پلیمر) کاهش قابل ملاحظه‌ای پیدا می‌کند. در صورتی که اثر سرعت اعمال بار بر عکس اثر دما می‌باشد، یعنی با افزایش سرعت اعمال بار پلیمر جامد رفتاری شکننده‌تر از خود نشان می‌دهد.

۲-۵- انواع محصولات FRP

الف) میله‌های کامپوزیتی: میله‌های ساخته شده از کامپوزیت‌های FRP هستند که جانشین میلگردهای فولادی در بتن‌آرمه خواهند شد. کاربرد این میله‌ها به دلیل عدم خوردگی، مساله کربناسیون و کلراسیون را که از جمله مهم‌ترین عوامل مخرب در سازه‌های بتن‌آرمه هستند، به کلی حل خواهند نمود.

ب) شبکه‌های کامپوزیتی: شبکه‌های^۱ کامپوزیتی FRP محصولاتی هستند که از برخورد میله‌های FRP در دو جهت و یا در سه جهت ایجاد می‌شوند. نمونه‌ای از این محصول، شبکه کامپوزیتی NEFMAC است که از

^۱ Grids

فایبرهای کربن، شیشه یا آرامید و رزین وینیل استر تولید می شود و برای مسلح کردن بتن مناسب است.

(ج) کابل، طناب و تاندن های پیش تنیدگی: محصولاتی شبیه میله های کامپوزیتی FRP، ولی به صورت انعطاف پذیر هستند که در سازه های کابلی و بتن پیش تنیده در محیط های دریایی و خورنده کاربرد دارند. این محصولات در اجزاء پیش تنیده در مجاورت آب نیز به کار گرفته می شوند.

(د) ورقه های کامپوزیتی: ورقه های کامپوزیتی FRP^۱، ورقه های با ضخامت چند میلی متر از جنس FRP هستند. این ورقه ها با چسب های مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می شوند. ورقه های FRP پوشش مناسبی جهت ایزوله کردن سازه های آبی از محیط خورنده مجاور هستند. همچنین از ورقه های کامپوزیتی FRP جهت تعمیر و تقویت سازه های آسیب دیده (ناشی از زلزله و یا ناشی از خوردگی آب های یون دار) استفاده می شود.

(و) پروفیل های ساختمانی: مصالح FRP همچنین در شکل پروفیل های ساختمانی به صورت I شکل، T شکل، نبشی و ناودانی تولید می شوند. چنین محصولاتی می توانند جایگزین بسیار مناسبی برای قطعات و سازه های فولادی در مجاورت آب تلقی شوند.

۲-۶- مشخصات اساسی محصولات کامپوزیتی FRP

۲-۶-۱- مقاومت در مقابل خوردگی

بدون شک برجسته ترین و اساسی ترین خاصیت محصولات کامپوزیتی FRP مقاومت آن ها در مقابل خوردگی است. در حقیقت این خاصیت ماده FRP تنها دلیل نامزد کردن آن ها به عنوان یک گزینه جانشین برای اجزاء فولادی و نیز میلگردهای فولادی است. به خصوص در سازه های بندری، ساحلی و دریایی، مقاومت خوب کامپوزیت FRP در مقابل خوردگی، سودمندترین مشخصه میلگردهای FRP است. در قسمت ۲-۷، به صورت مفصل در مورد دوام کامپوزیت های FRP بحث خواهد شد.

^۱ Sheets

۲-۶-۲- مقاومت کششی

مصالح FRP معمولاً مقاومت کششی بسیار بالایی دارند، که از مقاومت کششی فولاد به مراتب بیشتر است. مقاومت کششی بالای میلگردهای FRP کاربرد آن‌ها را برای سازه‌های بتن‌آرمه، خصوصاً برای سازه‌های پیش‌تنیده بسیار مناسب نموده است. مقاومت کششی مصالح FRP اساساً به مقاومت کششی، نسبت حجمی، اندازه و سطح مقطع فایبرهای به کار رفته در آن‌ها بستگی دارد. مقاومت کششی محصولات FRP برای میله‌های با الیاف کربن ۱۱۰۰ تا ۲۲۰۰ مگاپاسکال، برای میله‌های با الیاف شیشه ۹۰۰ تا ۱۱۰۰ مگاپاسکال، و برای میله‌های با الیاف آرامید ۱۳۵۰ تا ۱۶۵۰ مگاپاسکال گزارش شده است. با این وجود، برای بعضی از این محصولات حتی مقاومت‌های بالاتر از ۳۰۰۰ مگاپاسکال نیز گزارش شده است. توجه شود که به‌طور کلی مقاومت فشاری میله‌های کامپوزیتی FRP از مقاومت کششی آن‌ها کمتر است؛ به عنوان نمونه مقاومت فشاری محصولات ISOROD برابر ۶۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی آن‌ها ۷۰۰ مگاپاسکال است.

۲-۶-۳- مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته محصولات FRP اکثراً در محدوده قابل قبولی قرار دارد؛ اگر چه اصولاً کمتر از مدول الاستیسیته فولاد است. مدول الاستیسیته میله‌های کامپوزیتی FRP ساخته شده از الیاف کربن، شیشه و آرامید به ترتیب در محدوده ۱۰۰ تا ۱۵۰ گیگاپاسکال، ۴۵ گیگاپاسکال و ۶۰ گیگاپاسکال گزارش شده است.

۲-۶-۴- وزن مخصوص

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

۲-۶-۵- عایق بودن

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

۲-۶-۶- خستگی

خستگی خاصیتی است که در بسیاری از مصالح ساختمانی وجود داشته و در نظر گرفتن آن ممکن است به شکست غیر منتظره، خصوصاً در اجزایی که در معرض سطوح بالایی از بارها و تنش‌های تناوبی قرار دارند، منجر شود. در مقایسه با فولاد، رفتار مصالح FRP در پدیده خستگی بسیار عالی است. به عنوان نمونه برای تنش‌های کمتر از یک دوم مقاومت نهایی، مواد FRP در اثر خستگی گسیخته نمی‌شوند.

۲-۶-۷- خزش

پدیده گسیختگی ناشی از خزش اساساً در تمام مصالح ساختمانی وجود دارد. با این وجود چنانچه کرنش ناشی از خزش جزء کوچکی از کرنش الاستیک باشد، عملاً مشکلی به وجود نمی‌آید. در مجموع، رفتار خزشی کامپوزیت‌ها بسیار خوب است. به بیان دیگر، اکثر کامپوزیت‌های در دسترس دچار خزش نمی‌شوند.

۲-۶-۸- چسبندگی با بتن

خصوصیت چسبندگی برای هر ماده‌ای که به عنوان مسلح کننده بتن به کار رود، بسیار مهم تلقی می‌شود. در مورد میله‌های کامپوزیتی FRP، اگر چه در بررسی‌های اولیه، مقاومت چسبندگی ضعیفی برای کامپوزیت‌های از الیاف شیشه گزارش شده بود، تحقیقات اخیر مقاومت چسبندگی خوب و قابل قبولی را برای میله‌های کامپوزیتی FRP گزارش می‌کند.

۲-۶-۹- خم شدن

چنانچه کامپوزیت‌های FRP در بتن مسلح به کار گرفته شوند، به جهت مهار میلگردهای طولی، میلگردهای عرضی و تنگ‌ها لازم است در انتها خم شوند. با این وجود عمل خم کردن میله‌های FRP بسیار دشوارتر از خم کردن میلگردهای فولادی بوده و در حال حاضر برای مصالح موجود FRP، نمی‌توان خم کردن را در کارگاه انجام داد. اگر چه در صورت لزوم، می‌توان خم میله‌های کامپوزیتی FRP را با سفارش آن به تولیدکننده در کارگاه انجام داد.

۲-۷- دوام کامپوزیت‌های FRP

کامپوزیت‌های FRP شاخه جدیدی از مصالح محسوب می‌شوند که دوام آن‌ها دلیل اصلی و اولیه برای کاربرد آن‌ها در محدوده وسیعی از عناصر سازه‌ای شده است. به همین جهت است که از آن‌ها نه تنها در صنعت ساختمان، بلکه در فضاپیما، بال هواپیما، درهای اتومبیل، مخازن محتوی گاز مایع، نردبان و حتی راکت تنیس نیز استفاده می‌شود. بنابراین از نقطه نظر مهندسی، نه تنها مسأله مقاومت و سختی، بلکه مسأله دوام آن‌ها تحت شرایط مورد انتظار، کاملاً مهم جلوه می‌کند.

مکانیزم‌هایی که دوام کامپوزیت‌ها را کنترل می‌کنند عبارتند از :

۱- تغییرات شیمیایی یا فیزیکی ماتریس پلیمر

۲- از دست رفتن چسبندگی بین فایبر و ماتریس

۳- کاهش در مقاومت و سختی فایبر

محیط نقش کاملاً تعیین‌کننده‌ای در تغییر خواص پلیمرهای ماتریس کامپوزیت دارد. هر دوی ماتریس و فایبر ممکن است با رطوبت، درجه حرارت، نور خورشید و مشخصاً تشعشعات ماوراءبنفش (UV)، ازن و نیز حضور بعضی از مواد شیمیایی تجزیه کننده نظیر نمک‌ها و قلیایی‌ها تحت تأثیر قرار گیرند. همچنین تغییرات تکراری دما ممکن است به صورت سیکل‌های یخ‌زدن و ذوب شدن، تغییراتی

را در ماتریس و فایبر باعث گردد. از طرفی تحت شرایط بارگذاری مکانیکی، بارهای تکراری ممکن است باعث خستگی^۱ شوند. همچنین بارهای وارده در طول زمان مشخص به صورت ثابت، ممکن است مسأله خزش^۲ را به دنبال داشته باشند. مجموعه‌ای از تمام مسائل مطرح شده در بالا، دوام کامپوزیت‌های FRP را تحت تأثیر قرار می‌دهند.

۲-۸- استفاده از مواد FRP به عنوان مسلح کننده خارجی در سازه‌ها

به دنبال فرسوده شدن سازه‌های زیربنایی و نیاز به تقویت سازه‌ها برای برآورده کردن شرایط سخت‌گیرانه طراحی، طی دو دهه اخیر تأکید فراوانی بر روی تعمیر و مقاوم‌سازی سازه‌ها در سراسر جهان، صورت گرفته است. از طرفی بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها به‌خصوص در مناطق زلزله‌خیز، اهمیت فراوانی یافته است. در این میان تکنیک‌های استفاده از مواد مرکب FRP به‌عنوان مسلح‌کننده خارجی به دلیل خصوصیات منحصر به فرد آن، از جمله مقاومت بالا، سبکی، مقاومت شیمیایی و سهولت اجرا، در مقاوم‌سازی و احیای سازه‌ها اهمیت ویژه‌ای پیدا کرده‌اند. از طرف دیگر، این تکنیک‌ها به دلیل اجرای سریع و هزینه‌های کم، جذابیت ویژه‌ای یافته‌اند.

مواد مرکب FRP در ابتدا به‌عنوان مواد مقاوم‌کننده خمشی برای پل‌های بتن‌آرمه و همچنین به‌عنوان محصور کننده در ستون‌های بتن‌آرمه مورد استفاده قرار می‌گرفتند. اما به دنبال تحقیقات اولیه، از اواسط دهه ۱۹۸۰ توسعه بسیار زیادی در زمینه استفاده از مواد FRP در مقاوم‌سازی سازه‌های مختلف مشاهده می‌شود؛ به‌طوری‌که دامنه کاربردهای آن به سازه‌هایی با مصالح بنایی، چوبی و حتی فلزی نیز گسترش یافته است. تعداد موارد کاربرد مواد FRP در مقاوم‌سازی، تعمیر و یا بهسازی سازه‌ها از چند مورد در ۱۰ سال پیش، به هزاران مورد در حال حاضر رسیده است. اجزاء سازه‌ای مختلفی شامل تیرها، دال‌ها، ستون‌ها، دیوارهای برشی، اتصالات، دودکش‌ها، طاق‌ها، گنبدها و خرپاها تا کنون توسط مواد FRP مقاوم شده‌اند.

^۱ Fatigue

^۲ Creep

۲-۹- مقاومت سازی سازه‌های بتن آرمه با مواد FRP

مواد مرکب FRP، دامنه وسیعی از کاربردها را برای مقاومت سازی سازه‌های بتن آرمه در مواردی که تکنیک‌های مرسوم مقاومت سازی ممکن است مسئله‌ساز باشند، به خود اختصاص داده‌اند. برای نمونه، یکی از معمول‌ترین تکنیک‌ها برای بهسازی اجزاء بتن آرمه، استفاده از ورق‌های فولادی است که از بیرون به این اجزاء چسبانده می‌شود. این روش، روشی ساده، مقرون به صرفه و کارا است؛ اما از جهات زیر مسئله‌ساز است:

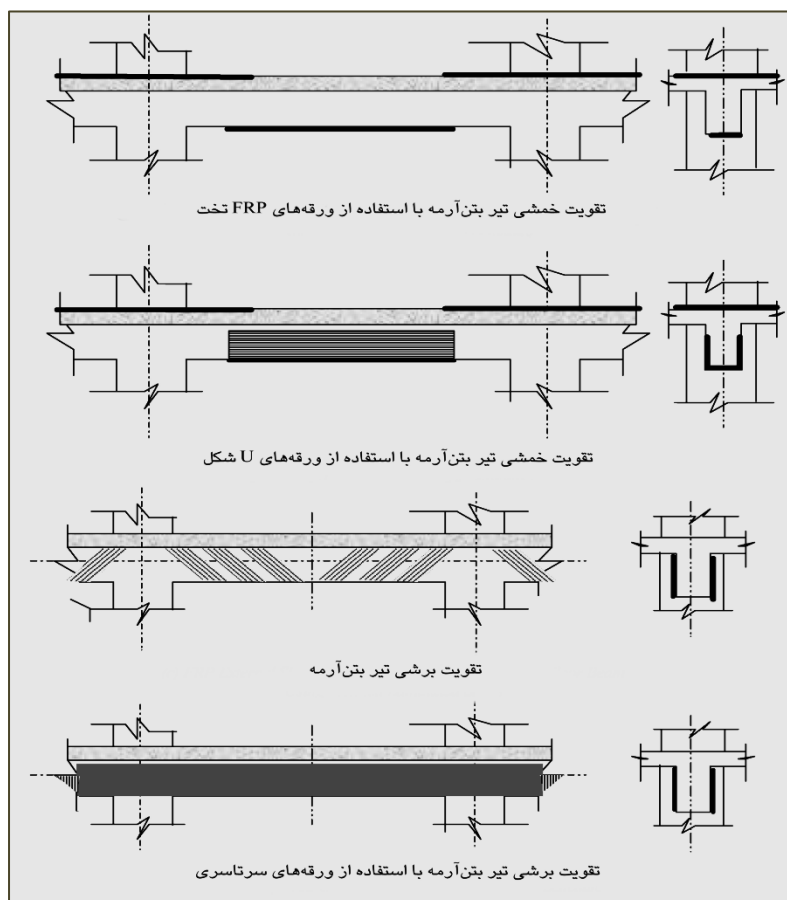
- ۱- زوال چسبندگی بین فولاد و بتن که از خوردگی فولاد ناشی می‌شود.
 - ۲- مشکلات ساخت صفحات فولادی سنگین در کارگاه ساختمان.
 - ۳- نیاز به نصب داربست.
 - ۴- محدودیت طول در انتقال صفحات فولادی به کارگاه ساخت (در مورد مقاومت سازی خمشی اجزاء بلند).
- نوارها یا صفحات FRP می‌توانند جایگزینی برای صفحات فولادی باشند. مواد FRP برخلاف فولاد، تحت تأثیر زوال الکتروشیمیایی قرار نمی‌گیرند و می‌توانند درمقابل خوردگی اسیدها، بازها و نمک‌ها و مواد مهاجم مشابه در دامنه وسیعی از دما مقاومت کنند. در نتیجه نیاز به سیستم‌های حفاظت از خوردگی نمی‌باشد و آماده کردن سطوح اعضاء قبل از چسباندن صفحات FRP و نگهداری از آن‌ها بعد از نصب، از صفحات فولادی آسان‌تر است.
- علاوه بر این، الیاف مسلح‌کننده در FRP می‌توانند در موضع معین و در نسبت حجمی و جهت خاصی درون ماتریس قرار گیرند تا بیشترین کارایی به‌دست آید. مواد حاصله تنها با درصدی از وزن فولاد، مقاومت و سختی بالایی در جهت الیاف دارند. آن‌ها همچنین حمل و نقل آسان‌تری داشته، نیازمند داربست کمتری برای نصب می‌باشند و می‌توانند برای مکان‌هایی که دارای دسترسی محدود هستند، مورد استفاده قرار گیرند؛ و پس از نصب، بار اضافی قابل توجهی را به سازه تحمیل نمی‌کنند.

روش مرسوم دیگر در مقاوم سازی اعضای بتن آرمه، استفاده از پوشش هایی از نوع بتن آرمه، بتن پاشیدنی و یا فولاد می باشد. این روش تا جایی که مربوط به مقاومت، سختی و شکل پذیری می شود، کاملاً مؤثر است؛ اما باعث افزایش ابعاد مقاطع و بار مرده سازه می شود. همچنین این شیوه نیازمند عملیات پر دردسر و تخلیه ساکنین است و به صورت بالقوه باعث افزایش نامطلوب سختی اعضای بتن آرمه می شود. به عنوان یک جایگزین، صفحات FRP می توانند به دور اجزاء بتن آرمه پیچیده شوند و افزایش قابل توجه مقاومت و شکل پذیری را به دنبال داشته باشند؛ بدون آن که تغییر زیادی در سختی ایجاد نمایند. یک نکته مهم در ارتباط با مقاوم سازی اعضا با استفاده خارجی از FRP آن است که باید درجه مقاوم سازی (نسبت ظرفیت نهایی عضو مقاوم شده به ظرفیت نهایی عضو مقاوم نشده) را محدود کنیم تا حداقل سطح ایمنی در حوادثی مانند آتش سوزی که منجر به از دست رفتن کارایی FRP می شوند، حفظ گردد.

۲-۱۰- خلاصه

اگر چه مزیت اصلی محصولات FRP مقاومت آن ها در مقابل خوردگی است، خواص دیگری از آن ها، نظیر مقاومت کششی بالا، مدول الاستیسیته قابل قبول، وزن کم، مقاومت خوب در مقابل خستگی و خزش، خاصیت عایق بودن و چسبندگی خوب با بتن و نیز دوام بسیار خوب از اهمیت بالایی برخوردار بوده و بر جاذبه آن ها افزوده است. با این وجود بعضی از اشکالات و معایب این ماده نظیر مشکلات مربوط به خم کردن میله های FRP در محل آرماتوربندی، تفاوت خواص حرارتی آن ها با بتن و نیز رفتار الاستیک خطی آن ها تا لحظه شکست را نباید از نظر دور داشت. در مجموع، توجه بیشتر به کاربرد محصولات کامپوزیتی FRP در سازه های بتنی که در محیط های خشن و خورنده ساخته می شوند، نظیر سازه های آبی، ساحلی و دریایی، مشخصاً از آسیب های زودرس و ناخواسته و شکست سازه های بتنی مسلح در اثر خوردگی میلگردها جلوگیری خواهد نمود.

امروزه مواد کامپوزیتی FRP به وفور جهت تقویت خمشی و برشی تیرهای بتن آرمه به کار می‌روند که نمونه‌ای از آن در شکل ۱-۲ نشان داده شده است. در این شکل ملاحظه می‌شود که با متصل کردن صفحات FRP به وجه پایینی تیر ظرفیت خمشی مثبت و با متصل کردن آن به وجه بالایی تیر ظرفیت خمشی منفی حاصل می‌شود. همچنین می‌توان با اتصال صفحات FRP به دو وجه کناری تیر، ظرفیت برشی مناسبی فراهم نمود.



شکل ۱-۲- نمونه‌هایی از تقویت خمشی و برشی تیر بتن آرمه با ورقه‌های FRP [۲]

در شکست تیرهای بتن آرمه تقویت‌شده با صفحات FRP مکانیزم‌های مختلف شکست، از جمله گسیختگی صفحات FRP، خردشدگی بتن، شکست برشی بتن و ترک‌خوردگی در محل اتصال چسب با بتن، گزارش شده است. همچنین نشان داده شده است که نوع FRP، ضخامت و طول آن باعث ایجاد انواع مختلفی از شکست نرم یا ترد می‌شود. بخصوص خواص مکانیکی ناحیه اتصال FRP و بتن از اهمیت خاصی برخوردار است. در این میان جدا شدن صفحات FRP از بتن مسأله کاملاً حایز

اهمیت است و امروزه توجه زیادی را در دنیا به خود جلب می نماید. در این ارتباط به نظر می رسد که استفاده از تقویت کننده های خارجی حتی به میزان کم، می تواند ایمنی قابل ملاحظه ای در برابر جدا شدن صفحات FRP از بتن، و نیز شکست های برشی ترد فراهم آورد.

از طرفی مواد کامپوزیتی FRP به وفور جهت تقویت خمشی و فشاری و نیز افزایش شکل پذیری ستون ها مورد استفاده قرار می گیرند. در همین ارتباط محصورشدگی بتن مهم ترین خصوصیتی است که می توان آن را با چسباندن این مواد در اطراف ستون ها فراهم نمود. از طرفی استفاده از مواد کامپوزیتی FRP برای افزایش شکل پذیری اتصالات و رفتار مناسب تر آن در زلزله نیز بسیار مطلوب خواهد بود.

فصل سوم:

مروری بر مطالعات انجام شده

۳-۱- تحقیقات آزمایشگاهی بر روی سیستم پیش تنیدگی

۳-۱-۱- پودولکا و کولیسکو در سال ۲۰۰۵ [۳]

این دو محقق به بررسی رفتار تیر بتن مسلح مقاوم شده با نوارهای FRP پیش تنیده پرداختند. آزمایش بر روی تیر بتن مسلح با ابعاد $1800 \times 350 \times 250$ میلی متر که از بتن B30 منطبق بر استاندارد CSN 731201 چک ساخته شده بود، صورت گرفت. نوار FRP استفاده شده برای مقاوم سازی از نوع S، سایز $1/4 \times 50$ میلی متر با مدول یانگ ۱۵۰ گیگاپاسکال و مقاومت کششی ۲۰۰۰ مگاپاسکال بود. نیروی پیش تنیدگی وارد به نوار به تدریج از ۷ کیلو نیوتن تا ۷۰ کیلو نیوتن افزایش داده شد و به مدت ۸ هفته میزان لغزش نوار در مهار و تغییرات کرنش در بتن و نوار اندازه گیری شد. در این سیستم از دو مهار فعال و غیرفعال استفاده شد. مهار فعال در عمق ۲۰ میلی متر و مهار غیرفعال در عمق ۱۵ میلی متر به فاصله ۱۳۸۴ میلی متر از یکدیگر در دو سوی تیر بتن مسلح قرار داده شدند. نتایج نشان دادند که در طی ۴ هفته نظارت هیچگونه اتلاف نیروی پیش تنیدگی حاصل از لغزش ناگهانی نوار در مهار رخ نداد. همچنین کل اتلاف نیروی پیش تنیدگی بعد از ۶ هفته حدود ۰.۵٪

بود. لذا استفاده از این سیستم پیش‌تنیدگی می‌تواند مناسب باشد. همچنین این سیستم قابلیت استفاده از ۶۰٪ پیش‌تنیدگی به جای ۱۵ تا ۲۰ درصد معمول در نوار FRP را دارد.

۳-۱-۲- الیچا، ویت و گرین در سال ۲۰۰۱ [۴]

این محققین به بررسی سیستم‌های ایجاد پیش‌تنیدگی در ورق، برای مقاوم‌سازی خمشی پرداختند. به طور کلی سه روش اصلی برای ایجاد پیش‌تنیدگی در ورق وجود دارد که عبارتند از: سیستم‌هایی که در آن تیر به سمت بالا انحناء داده می‌شود^۱، سیستم‌هایی که کشش ورق‌های FRP توسط یک قاب خارجی مستقل انجام می‌شود^۲ و سیستم‌هایی که کشش ورق‌های FRP بر روی خود تیر مقاوم‌شده انجام می‌شود^۳.

ورق‌های FRP پیش‌تنیده می‌توانند هر دو بخش بار مرده و بار زنده افزوده شده به سازه را تحمل کنند. نتایج نشان دادند که قابلیت تعمیرپذیری تیرها و دال‌های بتنی مقاوم شده با ورق‌های FRP، زمانی که ورق‌ها دارای پیش‌تنیدگی می‌باشند، بهبود می‌یابد. تیرهای مقاوم‌شده با ورق‌های FRP پیش‌تنیده مقاوم‌تر هستند و بار جاری‌شدگی آن‌ها به طور قابل‌توجهی از اعضای مقاوم‌شده با ورق‌های FRP غیرپیش‌تنیده بیشتر است. در اکثر نمونه‌ها، پیش‌تنیدگی حالت خرابی را از خرابی پوسته‌شدن^۴ پوشش بتن، به گسیختگی کششی ورق FRP تغییر می‌دهد.

۳-۲- تحقیقات انجام شده در زمینه بررسی رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده

با FRP‌های پیش‌تنیده

۳-۲-۱- تحقیقات بداوی و سودکی در سال ۲۰۰۷ [۵]

این دو محقق به بررسی تاثیر مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح با استفاده از میلگردهای CFRP

^۱ Cambered Beam System

^۲ Tensioning Against An Independent Beam System

^۳ Tensioning Against The Strengthened Beam

^۴ Peeling

نصب شده در نزدیک سطح^۱ با دو روش آزمایشگاهی و تحلیلی پرداخته‌اند. در بررسی آزمایشگاهی از چهار تیر بتن مسلح با طول ۳۵۰۰ میلی‌متر، عرض ۱۲۵ میلی‌متر و عمق ۲۵۴ میلی‌متر تحت بارگذاری یکسان استفاده شد. یک تیر به عنوان تیر نمونه و بدون مقاوم‌سازی انتخاب شد. سه تیر دیگر با استفاده از میلگرد NSMCFRP بدون پیش‌تندگی و با پیش‌تندگی‌های ۴۰ درصد و ۶۰ درصد مقاوم شدند.

تیرهای بتن مسلح با دو میلگرد با قطر ۱۵ میلی‌متر در کشش و دو میلگرد با قطر ۱۱/۲ میلی‌متر در فشار تقویت شده بودند. پوشش بتن ۳۰ میلی‌متر و تقویت برشی شامل خاموت‌های صاف با قطر ۸ میلی‌متر و فاصله مرکز به مرکز ۷۵ میلی‌متر بود. مقاومت فشاری متوسط ۲۸ روزه بتن $45 \pm 2/9$ مگاپاسکال، مقاومت جاری‌شدگی میلگردهای فولادی 440 ± 4 مگاپاسکال و مدول‌یانگ آن‌ها $190 \pm 1/9$ گیگاپاسکال بود. میلگردهای CFRP مورد استفاده دارای قطر ۹/۵ میلی‌متر و خواص زیر بودند:

مقاومت نهایی ۱۹۷۰ مگاپاسکال، مدول الاستیستیه ۱۳۶ گیگاپاسکال، مقاومت برشی ۱۵ مگاپاسکال برای اپوکسی، مدول الاستیک ۱۲۸۰۰ مگاپاسکال و کرنش در زمان شکست ۱/۴۵ درصد بود.

نتایج این مطالعه نشان دادند که استفاده از میلگردهای NSM CFRP پیش‌تنیده یک تکنیک مقاوم‌سازی خوب برای بهبود قابلیت خدمت‌پذیری، خیز بیش از حد و ترک‌خوردگی در اعضای بتنی است. با استفاده از این روش در تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با NSM CFRP بدون پیش‌تندگی کاهش ناچیزی در میزان شکل‌پذیری نسبت به نمونه کنترل به دست آمد. پیش‌تندگی میلگرد NSMCFRP به میزان ۴۰ درصد ظرفیت آن، با افزایش تقریباً دو برابری ظرفیت خمش می‌شود. هر چند شکل‌پذیری را تا حدود نصف میزان شکل‌پذیری تیر نمونه کاهش می‌یابد. روش تحلیل مدل پیشنهادی، مبتنی بر تحلیل مقطعی و نظریه سازگاری کرنش‌ها بود.

^۱ Near-surface mounted

فرضیات مدل عبارت بودند از:

- ۱- مقاطع مسطح بعد از خمش مسطح باقی می‌مانند.
 - ۲- از اثرات برش چشم پوشی شود.
 - ۳- سختی کششی بتن نادیده گرفته شود.
- بررسی‌ها نشان داد نتایج به دست آمده از روش پیشنهادی تحلیلی که با استفاده از آنالیز مقطعی و سازگاری کرنش‌ها صورت پذیرفت، تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت.

۲-۲-۳- تحقیقات نوردین در سال ۲۰۰۵ [۶]

این محقق به مقایسه آزمایشگاهی و تئوری رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با استفاده از تاندون‌های پیش‌تنیده و مقایسه نتایج حاصل از دو روش پرداخت. نمونه‌های مورد آزمایش تیرهای بتنی T شکل با طول ۶ متر بودند. سه میلگرد فولادی با قطر ۱۶ میلی‌متر در بخش پایینی و چهار میلگرد فولادی با قطر ۱۰ میلی‌متر در بخش بالایی تیر استفاده شد.

برای تقویت برشی نیز از خاموت‌هایی با قطر ۱۲ میلی‌متر به فاصله مرکز به مرکز ۱۰۰ میلی‌متر و در تمام طول تیر استفاده شد. مقاومت کششی میلگردهای فولادی ۴۹۶ مگاپاسکال بود. تیرها تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای قرار گرفتند. سرعت بارگذاری ۰/۲ میلی‌متر بر ثانیه تا زمان خرابی بود. ۸ سری تیر مورد آزمایش قرار گرفت که شامل یک تیر مقاوم‌نشده به عنوان تیر مرجع، دو تیر از خارج مقاوم‌شده با میلگردهای فولادی، یک تیر با میلگرد داخلی پیش‌تنیده، یک تیر از خارج مقاوم‌شده به وسیله میلگرد CFRP، دو تیر مقاوم‌شده با میلگردهای NSM CFRP و یک تیر مقاوم شده با NSMR CFRP پیش‌تنیده بود. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که روش‌های مقاوم‌سازی مورد استفاده موثر بودند. تیر مقاوم‌شده با میلگردهای CFRP خارجی مشکلاتی داشت و نمی‌توان آن را با روش‌های دیگر مقایسه کرد. استفاده از NSMR CFRP پیش‌تنیده در مقایسه با کابل‌های فولادی خارجی خیلی بهتر عمل می‌کند.

آزمایش‌ها افزایش زیادی را در بار جاری‌شدگی فولاد و بار ترک‌خوردگی نشان داد. افزایش بار جاری‌شدگی فولاد رفتار خستگی را بهبود می‌دهد و باعث کاهش عرض ترک‌ها و افزایش شکل‌پذیری می‌شود و در نتیجه اهمیت زیادی در افزایش عمر سازه دارد. علاوه بر آن با بالارفتن بار ترک‌خوردگی، عرض ترک‌ها هم کوچکتر می‌شوند. با استفاده از معادلات ساده و تعادل نیروها، نتایج به دست آمده در بررسی تحلیلی انطباق نسبتاً قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی داشت.

۳-۲-۳- سایر تحقیقات انجام شده

آزمایش‌های انجام شده توسط الخرداجی و همکاران (۱۹۹۹)، افزایش ۲۷ درصدی در ظرفیت لنگر یک عرشه پل که با میله‌های CFRP به روش NSM مقاوم شده بود، را نشان دادند. دی‌لورنزیس و همکاران (۲۰۰۰) نشان دادند که مقاومت خمشی تیرهای T شکل با استفاده از میله‌های CFRP به صورت NSM، که با ماسه پوشانده شده بودند، و هم چنین میله‌های آجدار GFRP به ترتیب ۳۰ و ۲۶ درصد افزایش داشته است.

۳-۳- نتایج به دست آمده از تحقیقات

ورق‌های FRP غیرپیش‌تنیده فقط می‌توانند بارهای زنده اضافی اعمال شده به سازه را تحمل کنند و قادر به تحمل کردن بارهای مرده نیستند. در حالی که ورق‌های FRP پیش‌تنیده می‌توانند هر دو بخش بار مرده و بار زنده افزوده شده به سازه را تحمل کنند. به طور کلی فقط بخشی از مقاومت ورق‌های FRP، در کاربردهای مقاوم‌سازی غیرپیش‌تنیده موثر است. با ایجاد پیش‌تنیدگی در ورق‌ها، آن‌ها به طور موثرتری استفاده می‌شوند، به این دلیل که بخش بزرگتری از مقاومت نهایی‌شان قابل استفاده می‌شود. پیش‌تنیدگی با ورق‌های FRP چسبانده شده خارجی^۱، ترکیبی از مزایای دوام عالی، بهبود خدمت‌پذیری و افزایش ظرفیت نهایی می‌باشد [۷]. زمانی که ورق‌های FRP پیش‌تنیده برای وجه کششی یک تیر بتنی به کار برده می‌شوند، می‌توانند

^۱ Externally Bonded FRP Laminates

قابلیت خدمت‌پذیری تیر را بهبود دهند و با بستن ترک‌های موجود به طور کامل و به تأخیر انداختن تشکیل ترک‌های جدید، امکان کنترل خوب ترک‌ها را فراهم می‌کنند. از آنجایی که ترک‌ها راه دسترسی اضافی برای نفوذ رطوبت به بتن و لایه چسب ایجاد می‌کنند، فواید ورق‌های FRP پیش‌تنیده در به تأخیر انداختن ایجاد ترک و بستن ترک‌های موجود می‌تواند به بازگرداندن داوم سازه کمک کند. ورق‌های FRP پیش‌تنیده ممکن است به وسیله جلوگیری از مدهای خرابی زودرس، باعث افزایش بیشتر مقاومت نهایی عضو شود. همچنین ورق‌های CFRP پیش‌تنیده ظاهراً در درازمدت تلفات کمتری نسبت به تاندون‌های غیرچسبیده خارجی نشان می‌دهند. درجه پیش‌تنیدگی به میزان حداقل ۲۵٪ مقاومت ورق، برای دستیابی به بهبود قابل توجه در صلبیت سازه و ظرفیت باربری بتن لازم است. منحنی بار- تغییرشکل^۱ استاندارد برای یک تیر بتن مسلح، و تیرهای بتنی مشابه مقاوم شده با ورق‌های FRP پیش‌تنیده و غیرپیش‌تنیده در شکل ۳-۱ نشان داده شده است.

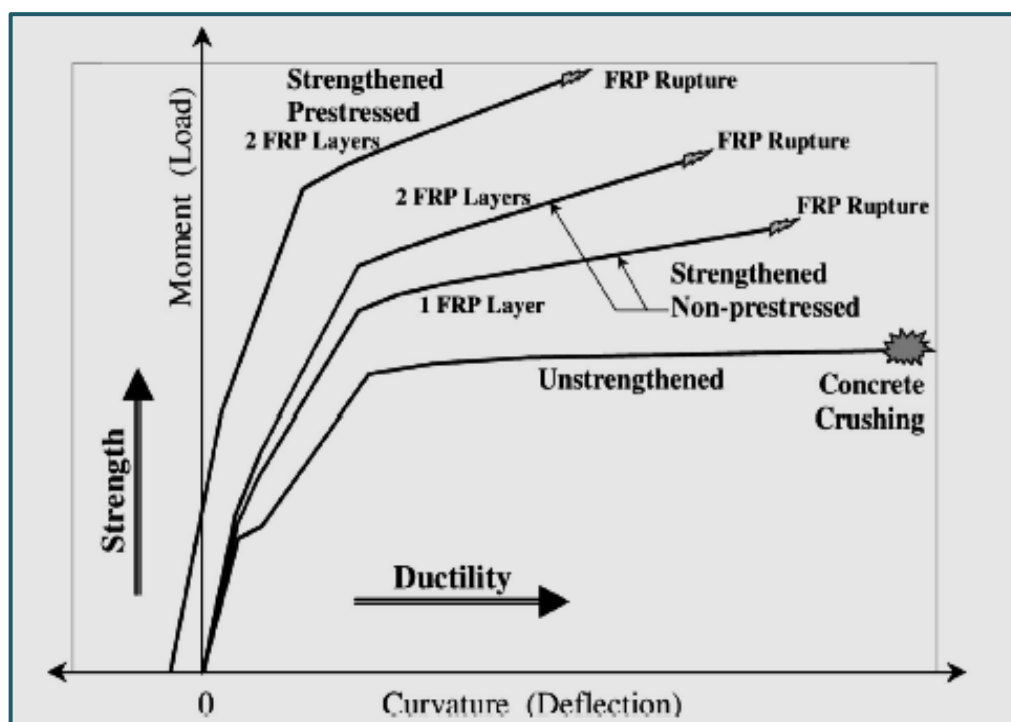
۳-۴- مزیت‌های استفاده از ورق‌های FRP پیش‌تنیده

- بهبود قابلیت خدمت‌پذیری^۲ و کاهش تغییرشکل‌ها؛
- مؤثر در کاهش عرض ترک‌ها و به تأخیر انداختن شروع ترک‌خوردگی؛
- کم کردن کرنش میلگردهای فولادی داخلی؛
- ارتقای تنش‌های فشاری برای پایداری در برابر خرابی خستگی؛
- جاری شدن میلگردهای فولادی داخلی در سهم بزرگتری از بار نهایی؛
- استفاده مؤثر از بتن و FRP
- مقاومت کردن در برابر تنش‌های ناشی از بارهای مرده و زنده
- افزایش ظرفیت نهایی
- جایگزین کردن پیش‌تنیدگی از بین رفته

^۱ Deflection

^۲ Serviceability

- افزایش ظرفیت برشی به وسیله تنش طولی ایجاد شده



شکل ۳-۱- منحنی بار- تغییر شکل استاندارد برای تیرهای مقاوم شده با ورق های FRP پیش تنیده و غیرپیش تنیده [۸]

فصل چهارم:

روابط و مقررات حاکم بر مدل سازی

۴-۱- پیش درآمدی بر روش اجزای محدود

به طور کلی برای حل مسایل فیزیکی سه روش موجود است [۱۱]:

۱- روش تحلیلی دقیق^۱

۲- روش عددی^۲

۳- روش تجربی^۳

روش اجزای محدود یا روش المان‌های محدود^۴، روش عددی برای حل تقریبی معادلات دیفرانسیل جزئی و حل انتگرال‌هاست. اساس کار این روش، حذف کامل معادلات دیفرانسیل یا ساده‌سازی آن‌ها به معادلات دیفرانسیل معمولی است که با روش‌های عددی مانند روش اویلر قابل حل باشند. در حل معادلات دیفرانسیل جزئی مساله‌ی مهم این است که به معادله‌ای ساده برسیم که از نظر عددی پایدار است. به این معنا که خطا در داده‌های اولیه و در حین حل، آن قدر نباشد که به نتایج نامفهوم منتهی شود. روش‌هایی با مزایا و معایب مختلف، برای رسیدن به پاسخ وجود دارد که روش اجزای محدود یکی از بهترین آن‌هاست. نرم‌افزارهای تجاری اجزای محدود با هدف پاسخ به

^۱ Exact Solution

^۲ Numerical Solution

^۳ Experimental Method

^۴ Finite Element Method

نیازمندی های علمی و صنعتی، طراحی و به بازار ارایه شده اند. تعداد و تنوع این نرم افزارها امروزه به حدی رسیده که کاربر نمی تواند به راحتی یکی را انتخاب کند. گرچه قابلیت ها و توانمندی های این نرم افزارها متفاوت است، اما در بسیاری از تحلیل ها مشابه و یکسان می باشند که می توان به نرم افزارهایی از قبیل ANSYS, MARC, ABAGUS, ADINA, DIANA, NASTRAN اشاره کرد. ایده ی اصلی نرم افزار ABAQUS CAE در رساله ی David Hibitt در سال ۱۹۷۲ میلادی،

تحت عنوان "مکانیک محاسباتی بر پایه روش اجزای محدود" در دانشگاه Brown ارایه شد.

در سال ۱۹۷۸ میلادی، Hibitt به همراه دو شریک خود به نام های Karlsson و Sorenson شرکت HKS را تأسیس نموده و اولین ویرایش ABAQUS را منتشر ساختند. در سال ۱۹۹۹ اولین نسخه گرافیکی آن تحت عنوان ABAQUS/CAE به بازار عرضه شد. کلمه CAE مخفف عبارت Computer – Aided Engineering به معنای مهندسی با کمک گرفتن از کامپیوتر می باشد.

نرم افزار ABAQUS با قابلیت منحصربه فرد خود به عنوان یک نرم افزار بسیار دقیق تحقیقاتی و کاربردی در صنعت و دانشگاه شناخته شده است، به گونه ای که از نظر دارا بودن مثال های معتبر علمی و کاربردی قابل مقایسه با هیچ یک از نرم افزارهای اجزای محدودی که هم اکنون استفاده می شوند، نمی باشد. تئوری کامل این نرم افزار که مبتنی بر تحلیل غیرخطی اجزای محدود پیشرفته است، با استفاده از جدیدترین روابط و روش نگارش ریاضی در راهنمای آن موجود است. از جمله ویژگی های کاربردی این نرم افزار می توان به توانایی مونتاژ نمودن قطعات در محیط جداگانه، سادگی در ایجاد تماس بین سطوح، سهولت در ورود و خروج مدل با پسوندهای شناخته شده از نرم افزارهای مدل سازی و امکان تحلیل انواع مسایل پیچیده مهندسی اشاره کرد.

ویرایش های گوناگونی از این نرم افزار موجود است که در این پایان نامه از نسخه 1-6.11 این نرم افزار استفاده شده است. در این فصل به آشنایی با مفهوم تحلیل غیرخطی، بررسی مدل های رفتاری مصالح، مدل سازی مصالح و مشخصات المان ها در نرم افزار پرداخته می شود.

۴-۲- مبانی نظری در تحلیل غیرخطی

در تحلیل خطی همواره یک رابطه‌ی خطی بین بار اعمالی و پاسخ سازه وجود دارد. برای مثال اگر یک فنر در حالت استاتیکی تحت بار 10 N تغییر مکانی معادل 1 cm داشته باشد، همان فنر تحت نیروی 20 N تغییر مکانی معادل 2 cm خواهد داشت. این به آن معناست که در تحلیل خطی تنها یک بار لازم است سختی سازه محاسبه شود. پاسخ خطی سازه به یک دسته از انواع بارها را می‌توان با ضرب بردار بارها در معکوس ماتریس سختی به راحتی محاسبه کرد. همچنین در تحلیل خطی می‌توان برای به دست آوردن پاسخ سازه نسبت به انواع مختلف بار، پاسخ سازه نسبت به هر کدام از بارها را به تنهایی با یکدیگر جمع کرد، که این روش به اصطلاح روی هم گذاری یا جمع آثار قوا نامیده می‌شود. در جمع آثار قوا فرض می‌شود که شرایط مرزی برای انواع مختلف بار مشابه است. تحلیل خطی غالباً یک تقریب آسان است که برای اهداف طراحی مناسب است [۱۲].

در تحلیل غیرخطی سختی سازه به همراه اعمال بار و تغییر شکل سازه تغییر می‌کند. قطعاً این نوع تحلیل، برای تحلیل دقیق مسایلی مانند شکست مناسب نخواهد بود. ساده‌ترین مثال از یک رفتار غیرخطی، یک فنر با سختی غیرخطی است. از آنجایی که سختی به تغییر مکان بستگی دارد دیگر نمی‌توان جابجایی سازه را با ضرب نیرو در نرمی آن به دست آورد. در تحلیل غیرخطی ضمنی^۱، ماتریس سختی سازه باید ایجاد شود و سپس در طول تحلیل به دفعات معکوس می‌شود که این امر باعث افزایش زمان و غیراقتصادی شدن تحلیل غیرخطی نسبت به تحلیل خطی می‌گردد. در تحلیل غیرخطی صریح، افزایش زمان و هزینه در تحلیل غیرخطی ناشی از کاهش نمو زمانی پایدار می‌باشد.

۴-۲-۱- منشأ رفتار غیرخطی در سازه‌ها

در مدل سازی‌های سازه‌ای سه منبع عمده رفتار غیرخطی وجود دارد، که عبارتند از:

۱- غیرخطی مصالح

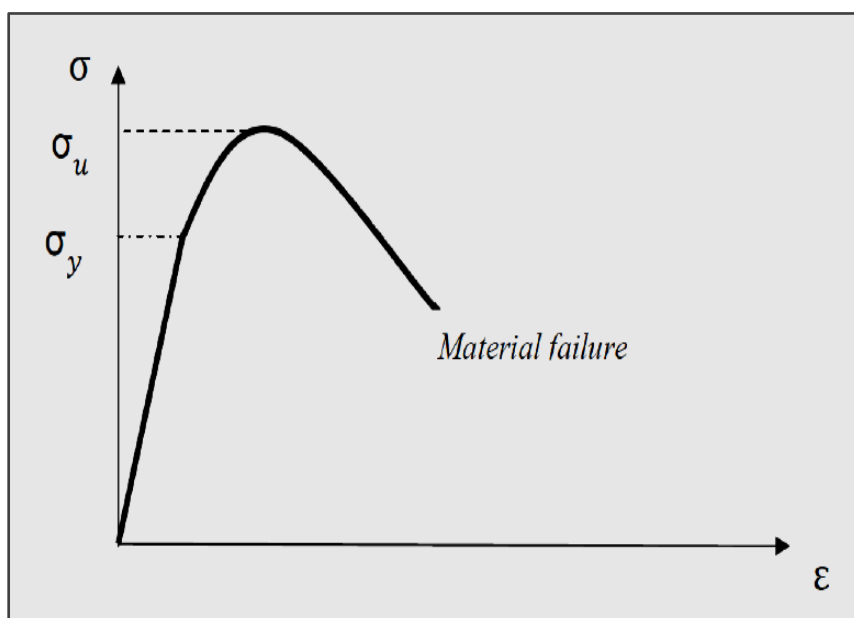
^۱ Implicit

۲- غیرخطی شرایط مرزی

۳- غیرخطی هندسی

۴-۲-۱-۱- غیرخطی مصالح

این نوع از رفتار غیرخطی معروف تر و شناخته شده تر از سایر انواع می باشد. غالب فلزات دارای رفتار نسبتاً خطی در رابطه تنش- کرنش در کرنش های کم می باشند. اما در کرنش های بالاتر ماده تسلیم شده و از این مرحله به بعد پاسخ سازه غیرخطی و برگشتناپذیر خواهد شد.

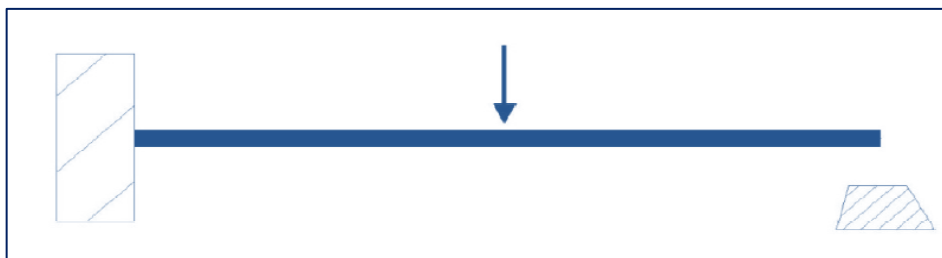


شکل ۴-۱- منحنی تنش-کرنش برای یک ماده ی الاستوپلاستیک تحت کشش تک محوری [۱۲]

موادی مانند لاستیک دارای رفتار غیرخطی برگشت پذیر می باشند. اثر غیرخطی در مصالح می تواند با عواملی غیر از کرنش مرتبط باشد. مصالحی که وابسته به نرخ کرنش هستند و شکست و تسلیم ماده هم از انواع غیرخطی هستند.

۴-۲-۱-۲- غیرخطی شرایط مرزی (تکیه گاهی)

رفتار غیرخطی ناشی از شرایط مرزی زمانی اتفاق می افتد که شرایط مرزی تکیه گاهی در حین تحلیل تغییر نماید. برای مثال تیر طره در شکل تحت بار اعمالی تغییر شکل می دهد تا این که انتهای آزاد آن به یک تکیه گاه متوقف کننده برخورد کند.

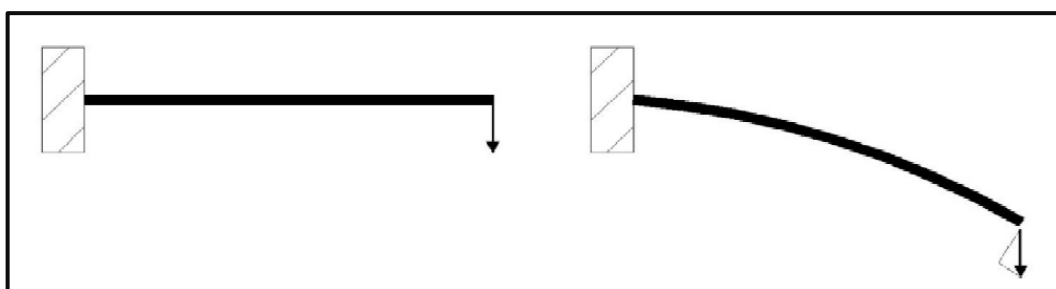


شکل ۴-۲- تیر طره با تغییر در شرایط تکیه گاهی [۱۲]

تغییر مکان قائم انتهای آزاد تیر تا زمانی که به یک تکیه گاه برسد به صورت خطی با بار اعمالی رابطه دارد. وقتی انتهای آزاد به تکیه گاه برخورد می کند یک تغییر ناگهانی در شرایط مرزی در انتهای آزاد تیر به وجود آمده که از جابجایی قائم بیشتر جلوگیری می کند و در نتیجه از این نقطه به بعد پاسخ تیر خطی نخواهد بود. هنگامی که چنین اتفاقی در حین تحلیل رخ دهد یک تغییر بزرگ و ناگهانی در پاسخ سازه به وجود می آید.

۴-۲-۱-۳- غیر خطی هندسی

منشأ دیگر رفتار غیر خطی در سازه به تغییرات در هندسه ی سازه در حین تحلیل مرتبط است. رفتار غیر خطی هندسی زمانی اتفاق می افتد که مقادیر جابجایی ها، پاسخ سازه را تحت تأثیر قرار می دهند. این امر ممکن است از تغییر مکان ها و دور آن های زیادی ناشی شود. برای مثال در شکل ۴-۳ تیر طره ای را می توان در نظر گرفت که در انتهای آزاد بار گذاری شده باشد.



شکل ۴-۳- تغییر شکل زیاد انتهای آزاد تیر طره [۱۲]

اگر جابجایی انتهای آزاد کوچک باشد، رفتار سازه را می توان خطی در نظر گرفت؛ اما اگر جابجایی انتهای آزاد زیاد شود شکل سازه و در نتیجه ی آن، سختی سازه تغییر می کند. به علاوه اگر بار عمود بر تیر باقی نماند، عملکرد بار روی سازه به طور قابل توجهی تغییر می کند. وقتی جابجایی

انتهای آزاد زیاد باشد بار اعمالی می تواند به دو مؤلفه ی قائم و در امتداد تیر تجزیه شود. این اثرات هر دو در رفتار غیرخطی تیر طره دخالت دارند.

۲-۲-۴- دینامیک غیرخطی صریح

روش حل صریح^۱، یک ابزار کارآمد برای حل طیف وسیعی از مسایل غیرخطی در مکانیک سازه است که غالباً مکمل حل به روش استاندارد می باشد.

مشخصه های متمایزکننده روش های صریح و ضمنی به ترتیب عبارتند از:

الف- روش صریح نیاز به یک گام زمانی کوچک دارد که تنها به بالاترین فرکانس ارتعاش سازه بستگی دارد و مستقل از نحوه ی بارگذاری است. معمولاً این تحلیل نیازمند میلیون ها گام زمانی است اما هزینه ی محاسبات نسبت به هر گام زمانی نسبتاً کم است.

ب- در تحلیل ضمنی محدودیت های مربوط به اندازه گام زمانی وجود ندارد و اصولاً اندازه ی گام زمانی از روی ملاحظات دقت و همگرایی مشخص می شود. در تحلیل ضمنی تعداد گام های زمانی کمتری در مقایسه با روش صریح استفاده می شود. اما از آن جایی که یک مجموعه ی کلی از معادلات باید در هر گام حل شود، هزینه ی روش ضمنی بسیار بیشتر از روش صریح خواهد بود.

آگاهی از مشخصات این دو روش به انتخاب روش مناسب برای حل مسئله کمک می نماید.

۲-۲-۳- انواع مسایل مناسب برای روش صریح

قبل از بیان نحوه ی عملکرد روش صریح، شایسته است ابتدا مسایل مناسب برای حل به روش صریح را بشناسیم.

الف- پدیده های دینامیکی با سرعت زیاد

روش صریح اساساً برای تحلیل مسایل و پدیده های دینامیکی با سرعت زیاد که هزینه ی تحلیل آن ها با روش ضمنی بسیار زیاد است توسعه یافت. اثر کوتاه مدت انفجار بر یک صفحه ی

^۱ Explicit

فولادی می تواند مثالی از این پدیده ها باشد. با توجه به این که بار به صورت سریع و شدید اعمال می شود، پاسخ سازه نیز خیلی سریع تغییر می کند. لازم به ذکر است که پیگیری دقیق امواج تنش وابسته به بالاترین فرکانس های سیستم می باشد، در نتیجه به دست آوردن یک حل دقیق نیازمند تعداد زیادی گام زمانی کوچک می باشد.

ب- مسایل تماس (اتصال) پیچیده

مسایل تماس در روش صریح بسیار آسان تر فرمول سازی می شوند. روش صریح قادر به تحلیل مسایل تماس و اندرکنش های بسیار پیچیده بین اجسام مختلف می باشد. روش صریح به ویژه برای تحلیل پاسخ دینامیکی گذرای سازه هایی که تحت اثر بار ضربه ای قرار گرفته و در نتیجه آن تحت شرایط پیچیده اندرکنش بین قسمت های مختلف سازه قرار می گیرند، مناسب است.

ج- مسایل پیچیده کمانش

مسایل ناپایداری ناشی از کمانش به راحتی در روش صریح حل می شوند. در چنین مسایلی سختی سازه به شدت در اثر بارگذاری تغییر می کند. رفتار پس از کمانش اغلب شامل اندرکنش های تماس پیچیده نیز می باشد.

د- مسایل شبه استاتیکی غیر خطی

بنا به دلایل بسیاری روش صریح، اغلب برای حل بعضی مسایل که اساساً استاتیکی هستند مناسب تر است. مسایل شبه استاتیکی شامل تماس های پیچیده مانند چکش کاری، نورد فلزات، شکل دهی به ورق ها در این محدوده قرار می گیرند. شکل دهی ورق ها اغلب شامل تغییر شکل های غشایی زیاد و شرایط تماس های اصطکاکی پیچیده است.

ه- مسایل مربوط به مصالح دارای کاهش سختی و گسیختگی

کاهش سختی و گسیختگی در مصالح، اغلب به دشواری های شدید در همگرایی تحلیل به روش ضمنی می شوند. اما روش صریح این گونه مصالح را به خوبی مدل می کند. یکی از نمونه های کاهش سختی در مصالح مدل ترک بتن می باشد که در آن ترک های کشش باعث منفی شدن سختی

ماده می شوند. نمونه ای از گسیختگی مصالح، مدل های گسیختگی شکل پذیر در فلزات است که در آن سختی ماده تا رسیدن به صفر می تواند کاهش یابد که در این لحظه المان مربوط به طور کلی از مدل حذف می شود.

۴-۲-۴- روش صریح انتگرال گیری روی زمان

روش صریح از قاعده تفاضل مرکزی برای انتگرال گیری معادلات حرکت روی زمان استفاده می کند. در این روش نرم افزار از شرایط سینماتیکی در یک گام زمانی برای محاسبه شرایط سینماتیکی در گام بعدی استفاده می کند.

در ابتدای یک گام، برنامه تعادل دینامیکی را حل می کند که نشان دهنده تساوی نیروهای گرهی کل با حاصل ضرب ماتریس جرم گرهی در شتابهای گرهی است:

$$M\ddot{u} = P - I \quad (۱-۴)$$

که P عبارت است از نیروهای خارجی اعمالی و I عبارت است از نیروهای داخلی المان. شتابها در ابتدای گام جاری (در زمان t) به صورت رابطه (۲-۴) محاسبه می شوند:

$$\ddot{u}|_t = (M)^{-1} \cdot (P - I)_t \quad (۲-۴)$$

با توجه به این که روش صریح همیشه از یک ماتریس جرمی قطری یا جرم متمرکز استفاده می کند، حل معادله شتاب ساده بوده و معادله همزمان دیگری برای حل وجود ندارد. شتاب هر گره به طور کامل توسط جرم آن و نیروی اثرکننده بر آن مشخص می شود که این کار محاسبات گرهی را ساده و کم هزینه می کند.

شتابها با استفاده از قاعده تفاضل مرکزی روی زمان انتگرال گیری می شوند. این انتگرال نشان دهنده تغییرات سرعت می باشد. این تغییر در سرعت به مقدار سرعت در وسط گام قبلی افزوده شده تا سرعت در وسط گام جاری محاسبه شود.

$$\dot{u}|_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}|_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \frac{(\Delta t|_{(t+\Delta t)} + \Delta t|_{(t)})}{2} \ddot{u}|_{(t)} \quad (۳-۴)$$

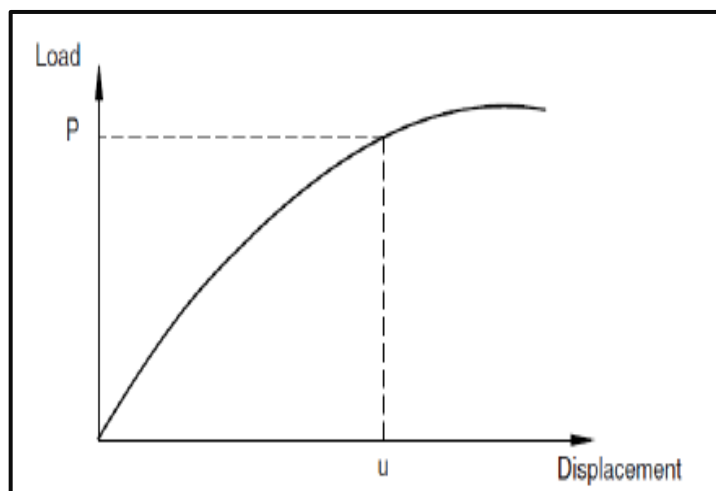
سرعت‌ها روی زمان انتگرال‌گیری شده و به جابجایی‌ها در ابتدای گام زمانی اضافه شده تا جابجایی‌های انتهای گام مشخص شوند.

$$\mathbf{u}|_{(t+\Delta t)} = \mathbf{u}|_{(t)} + \Delta t|_{(t+\Delta t)} \dot{\mathbf{u}}|_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \quad (4-4)$$

بنابراین ارضای تعادل دینامیکی در ابتدای هر گام شتاب‌ها را به دست می‌دهد. داشتن شتاب‌ها باعث پیشبرد سرعت‌ها و جابجایی‌ها به شکل صریح روی زمان می‌شود. واژه‌ی صریح به این معناست که وضعیت در انتهای هر گام تنها براساس جابجایی، سرعت و شتاب در ابتدای آن گام تعیین می‌شود. این روش به طور دقیق از شتاب ثابت انتگرال‌گیری می‌کند. بنابراین برای رسیدن به جواب‌های دقیق باید گام‌های زمانی کوچک باشند به نحوی که بتوان شتاب را در آن بازه ثابت در نظر گرفت. با توجه به این که گام‌های زمانی باید کوچک باشند بنابراین انجام تحلیل به وسیله میلیون‌ها گام زمانی کوچک امکان‌پذیر است. خوشبختانه حل هر گام زمانی ساده است چرا که معادلات همزمان برای حل وجود ندارند. بیشتر هزینه محاسبات مربوط به محاسبه نیروهای داخلی هر المان است که بر گره‌های آن اثر می‌کنند. محاسبات هر المان شامل تعیین کرنش‌ها و اعمال روابط تنش-کرنش و سختی المان برای به دست آوردن تنش‌ها و در نهایت نیروها است [۱۲].

۴-۲-۵- حل مسایل غیرخطی

منحنی غیرخطی بار- تغییر مکان برای یک سازه در شکل ۴-۴ نشان داده شده است.



شکل ۴-۴- منحنی غیرخطی بار تغییر مکان [۱۲]

هدف تحلیل به دست آوردن این پاسخ است. در یک تحلیل غیرخطی پاسخ به وسیله‌ی حل یک دستگاه معادلات خطی، مثل آنچه در مسایل خطی انجام می‌شود، به دست نمی‌آید. بلکه با تعیین بارگذاری به صورت تابعی از زمان و تقسیم زمان به تعدادی نمو^۱ انجام می‌شود. ابتدا دو مفهوم نمو و تکرار^۲ را تعریف می‌کنیم. در تحلیل‌های غیرخطی هر نمو قسمتی از یک گام^۳ است. هر مدل سازی می‌تواند شامل چند گام باشد. مثلاً اعمال بار ثقلی در یک گام و سپس اعمال بار جانبی در گام دیگر به یک دیوار برشی. در نرم افزار آباکوس، کاربر اندازه اولین نمو را تعیین می‌کند و نرم افزار به طور خودکار اندازه‌ی نموهای بعدی را تنظیم می‌کند. در پایان هر نمو سازه تقریباً در حالت تعادل است. یک تکرار تلاشی برای پیدا کردن حل تعادل در یک نمو است. اگر مدل در پایان یک تکرار در تعادل نباشد، نرم افزار تکرار دیگری را شروع می‌کند. بعد از هر تکرار مدل باید به تعادل نزدیک تر شود، ولی در بعضی مواقع حل واگرا می‌شود. در این حالت نرم افزار حل را متوقف کرده و با نمو کوچکتر شروع می‌کند. در روش نیوتن-رافسون^۴ در هر تکرار ماتریس سختی تشکیل می‌شود و دستگاه معادلات خطی حل می‌شود. لذا هزینه‌ی محاسباتی هر تکرار نزدیک به هزینه‌ی انجام یک تحلیل خطی کامل است. در شکل ۴-۵ مفهوم نمو و تکرار در روش نیوتن-رافسون نشان داده شده است. این روش نرخ همگرایی درجه دوم دارد و با چند تکرار همگرایی حاصل می‌شود.

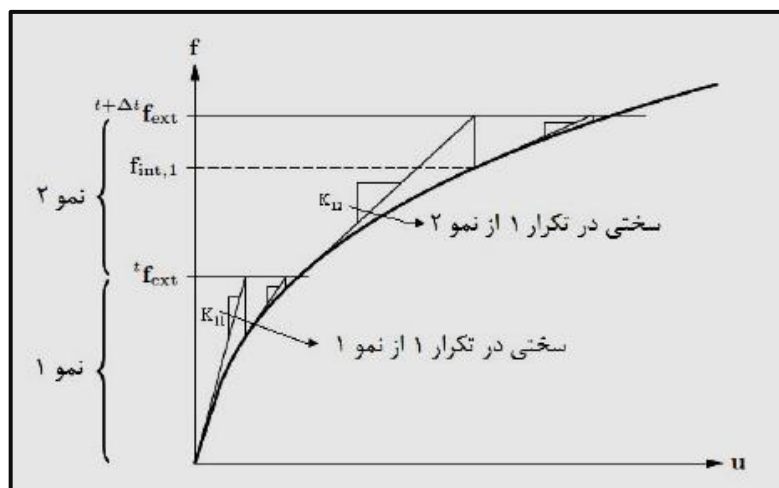
تعداد تکرارهای لازم برای همگرا شدن یک حل در یک نمو به درجه غیرخطی بودن سیستم بستگی دارد. اگر حل در ۱۶ تکرار همگرا نشد، نرم افزار نمو زمانی به اندازه ۲۵٪ کاهش می‌دهد. اگر در دو نمو متوالی حل با کمتر از ۵ تکرار همگرا شد، یعنی حل به سادگی پیدا شده است. لذا نرم افزار نمو زمانی را ۵۰٪ افزایش می‌دهد.

^۱ Increment

^۲ Iteration

^۳ Step

^۴ Newton- Raphson method

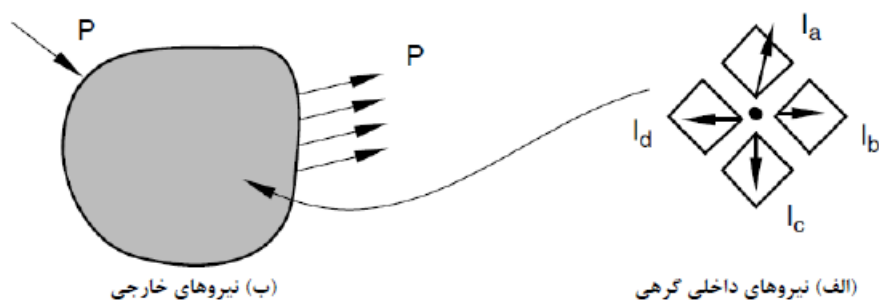


شکل ۴-۵- روش حل نیوتن-رافسون [۱۲]

۴-۲-۶- همگرایی

نیروهای خارجی P و نیروهای داخلی (گره) که در شکل ۴-۶ نشان داده شده‌اند، را در نظر

بگیرید.

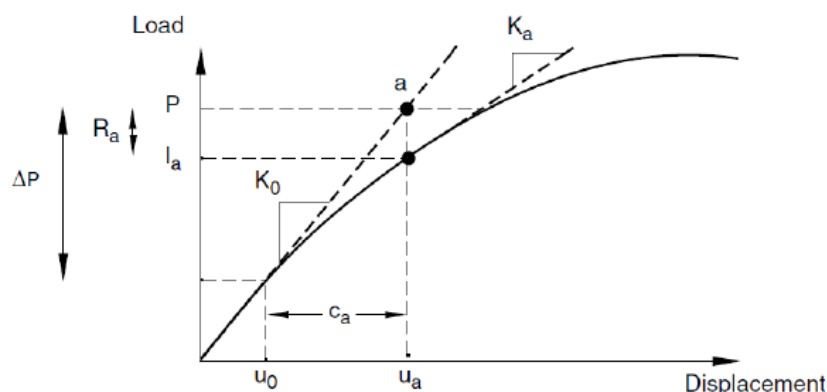


شکل ۴-۶- نیروهای داخلی و خارجی وارد بر یک جسم

نیروهای داخلی که بر هر گره اثر می‌کنند به وسیله‌ی تنش‌های المان‌هایی که به این گره متصل هستند، ایجاد شده‌اند. برای این که جسم مورد نظر در تعادل باشد باید برآیند نیروهایی که به هر گره وارد می‌شوند برابر صفر باشند. لذا بیان مقدماتی تعادل این است که نیروهای خارجی P و داخلی I باید یکدیگر را بالانس کنند یعنی:

$$P - I = 0 \quad (4-5)$$

پاسخ غیرخطی یک سازه در نمو کوتاه نیرو (ΔP) در شکل ۴-۷ نشان داده شده است.



شکل ۴-۷- اولین تکرار در یک نمو [۱۲]

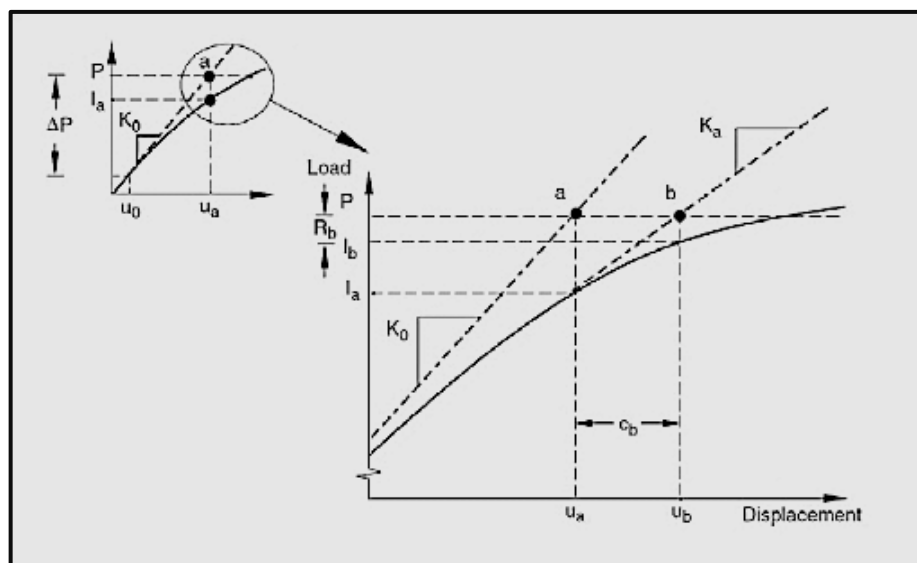
نرم افزار سختی مماسی سازه (K_0) که به وضعیت در u_0 بستگی دارد را محاسبه می کند. سپس با داشتن ΔP و حل معادله ی $[K_0][c_a] = [\Delta P]$ مقدار c_a و نیروهای داخلی را محاسبه می کند. سپس نیروهای مانده R_a را به صورت زیر محاسبه می کند.

$$R_a = P - I_a \quad (۴-۶)$$

اگر R_a در هر درجه آزادی صفر باشد، نقطه ی a دقیقاً روی منحنی قرار می گیرد و سازه در تعادل خواهد بود. در یک مسئله ی غیرخطی R_a برابر صفر نیست، بنابراین نرم افزار آن را با یک تکرار مقایسه می کند. اگر از مقدار تکرار کمتر باشد نرم افزار می پذیرد که حل در تعادل است. به صورت پیش فرض این مقدار ۰/۵ درصد نیروی متوسط در سازه است. البته قبل از این که نرم افزار جواب را بپذیرد کنترل می کند که c_a نسبت به تغییر مکان کل نموی ($\Delta u_a = u_a - u_0$) کوچک باشد. اگر c_a بیشتر از یک درصد Δu_a باشد نرم افزار یک تکرار دیگر انجام می دهد. در تکرار بعدی ابتدا سختی مماسی K_a را شکل می دهد. R_b با تکرار و c_b با Δu_b مقایسه می شوند. تکرار دوم در شکل ۴-۸ نشان داده شده است.

در اولین تکرار $c_a = \Delta u_a$ است، لذا برای کنترل همگرایی همواره یک تکرار اضافی لازم است.

^۱Force residual



شکل ۴-۸- تکرار دوم نیوتن-رافسون [۱۲]

۴-۳- بررسی مدل‌های رفتاری مصالح

در طراحی سازه‌های بتن مسلح لازم است، ارزش یکسان به مقاومت و رفتار غیرخطی سازه داده شود. در این راستا بررسی‌های لازم جهت فهم عملکرد غیرخطی سازه ضروری می‌باشد. تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن مسلح می‌تواند با استفاده از مدل‌های رفتاری برای آرماتور و بتن، به علاوه مدل رفتاری برای عمل چسبندگی بین آرماتور و بتن صورت گیرد. با این مدل‌های رفتاری، رفتار غیرخطی سازه با استفاده از روش اجزاء محدود، به خوبی تخمین زده می‌شود. در این بخش، رفتار کششی و فشاری بتن مسلح، به خصوص در ناحیه غیر ارتجاعی مطالعه می‌شود.

۴-۳-۱- رفتار غیرخطی بتن

با وجود این که بتن از موادی تشکیل شده است که تا حدود زیادی از مقاومت نهایی خود دارای رفتار خطی هستند؛ اما چه در فشار و چه در کشش رفتاری غیرخطی از خود نشان می‌دهد. شکل (۴-۹ الف) منحنی رفتار تنش-کرنش بتن تحت بارگذاری کششی تک‌محوری را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل دیده می‌شود این منحنی دارای چهار مرحله می‌باشد.

مرحله اول (OA): در این مرحله در اثر افزایش بار تا نقطه‌ی A که حد تناسب نامیده می‌شود، رابطه تنش - کرنش کاملاً به صورت خطی است. تا نقطه‌ی A تنها شاهد ترک‌های بسیار ریز در بتن خواهیم بود. این مرحله ۳۰٪ از ظرفیت نهایی بتن می‌باشد.

مرحله دوم (AB): در این مرحله ترک‌های داخلی ایجاد شده و به تدریج گسترش می‌یابند. وجود این ترک‌ها باعث افزایش سریع‌تر کرنش یا به عبارتی شروع انحنای منحنی تنش - کرنش می‌گردند. این مرحله ۸۰٪ از ظرفیت نهایی بتن است.

مرحله سوم (BC): در این مرحله ترک‌های اولیه مرحله قبل به هم پیوسته و ایجاد ترک عمده در سازه می‌نمایند که به این پدیده تمرکز کرنش^۱ می‌گویند. این ترک اصلی با افزایش بار تا نقطه‌ی C گسترش می‌یابد. پس در این مرحله رشد ترک پایدار می‌باشد. این مرحله باعث رفتار غیرخطی بتن می‌شود. به دلیل وجود منطقه تمرکز کرنش می‌توان باند خرابی موضعی شامل ترک‌های ریز را به صورت فیزیکی با یک ترک مدل نماییم و به این ترتیب قادر به استفاده از مکانیک شکست در بتن خواهیم بود.

مرحله چهارم: این مرحله بعد از نقطه‌ی C (حداکثر بار) تا زمان گسیختگی را شامل می‌شود. در این مرحله ترک به صورت ناپایدار گسترش می‌یابد. یعنی با ثابت بودن بار و یا حتی کاهش بار باز هم ترک گسترش می‌یابد.

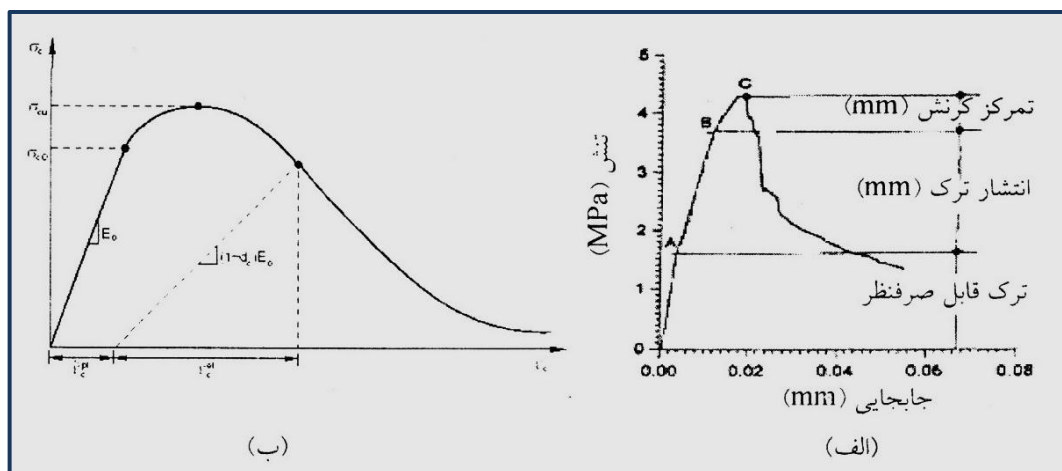
همان‌گونه که مشاهده می‌شود تنش پس از رسیدن به مقدار حداکثر خود به صورت تدریجی کاهش می‌یابد تا به صفر برسد. به این کاهش تدریجی اصطلاحاً نرم‌شوندگی کرنش^۲ می‌گویند.

بتن در فشار تک‌محوری نیز دارای نرم‌شوندگی کرنش می‌باشد با این تفاوت که این نرم‌شوندگی به دنبال یک سخت‌شوندگی پس از رسیدن به تنش تسلیم (σ_{co}) تا تنش نهایی (σ_{cu}) اتفاق می‌افتد (شکل ۴-۹ ب). در حالیکه نرم‌شوندگی کرنش در کشش براساس مدل‌های

^۱ Equivalent Plastic Strain

^۲ Tension Strain

مکانیک شکست توضیح داده می شود؛ اما نرم شوندگی در فشار همچنان بحث انگیز است [۱۳]. آنچه که قابل توجه است، این است که از لحاظ کیفی نرم شوندگی کرنش در فشار و در کشش بتن به یکدیگر شبیه می باشند و هر دو باعث حساسیت به انتخاب شبکه بندی می شوند.



شکل ۴-۹- نمودار تنش-کرنش بتن در (الف) کشش (ب) فشار

از تفاوت های بارز بتن در فشار و کشش عمدتاً می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- مقاومت های نهایی متفاوت در کشش و فشار همراه با تنش ترک خوردگی اولیه در فشار که حدوداً ۱۰ برابر و یا حتی بیشتر بزرگتر از تنش تسلیم در کشش می باشد.
- رفتار نرم شوندگی در کشش در مقابل یک سخت شوندگی اولیه در فشار که به دنبال آن رفتار نرم شوندگی در فشار خود را نشان می دهد.
- کاهش متفاوت سختی الاستیک در کشش و فشار که در این باره در ادامه توضیح داده خواهد شد.

۴-۳-۲- رفتار بتن ترک خورده در کشش

بتن یک مصالح ناهمگن متشکل از سنگدانه ها و چسب سیمان است که به صورت ذاتی در کشش ضعیف است. مقاومت کششی بتن تقریباً در محدوده ی ۸ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن است. تحت کشش تک محوری رابطه تنش-کرنش بتن غیرمسلح تا مقاومت کششی σ_{t0} خطی الاستیک است. زمانی که تنش در بتن غیرمسلح برابر با مقاومت کششی بتن می گردد، ترک می خورد.

پس از ترک خوردگی، توانایی بتن غیرمسلح برای مقاومت در برابر کشش به شدت کاهش می یابد (به دلیل وجود خاصیت سخت شدگی کششی^۱، با تشکیل ترک مقاومت کششی بتن صفر نمی شود). بتن مسلح مقاومت در برابر کشش را پس از ترک خوردگی ادامه می دهد. همزمان با افزایش تدریجی بار، ترک های بیشتری در آن شکل می گیرد. براساس توزیع کششی در بتن، ناشی از انتقال تنش از فولاد به بتن ما بین ترک ها، بتن ترک خورده توانایی مقاومت در برابر مقداری از تنش های کششی را خواهد داشت [۱۴].

۴-۳-۲-۱- مقاومت کششی بتن

برخلاف آزمایش مقاومت فشاری بتن که استاندارد شده است، آزمایش مقاومت کششی هنوز با روش های غیرمستقیم که تفاوت های اصولی نیز بین آن ها وجود دارد، انجام می گیرد. لذا امروزه روش کاملاً رضایت بخشی برای تعیین مقاومت کششی بتن وجود ندارد و مطالعه بر روی روش های آزمایش هنوز در حال انجام است. حالت ایده آل این است که مقاومت کششی از طریق کشش مستقیم اندازه گیری شود، ولی اعمال کشش محوری در نمونه های بتنی قدری دشوار است و در نتیجه عملاً هیچگونه آزمایش استاندارد برای کشش مستقیم وجود ندارد.

یکی از آزمایش های متداول در این زمینه، آزمایش خمش است. در این آزمایش از یک تیر ساده غیرمسلح که طول دهانه آن سه برابر ارتفاع مقطع آن است و دو بار متمرکز یکسان در نقاط یک سوم دهانه اعمال می شوند، استفاده می کنند. حداکثر تنش کششی که در مقطع این تیر ایجاد می شود و از فرمول کلاسیک خمش $f = \frac{My}{I}$ محاسبه می گردد را اصطلاحاً مدول گسیختگی می نامند و با f_r نشان می دهند. باید توجه داشت که مدول گسیختگی از مقدار واقعی تنش کششی بتن بزرگتر است، زیرا محاسبه مدول گسیختگی مبتنی بر توزیع خطی تنش است در حالیکه توزیع تنش عملاً به

^۱ Tension Softening

صورت سهمی می باشد. مقدار عددی مدول گسیختگی به طور متوسط ۵۰ درصد بیش از مقاومت کششی مستقیم بتن است [۱۵].

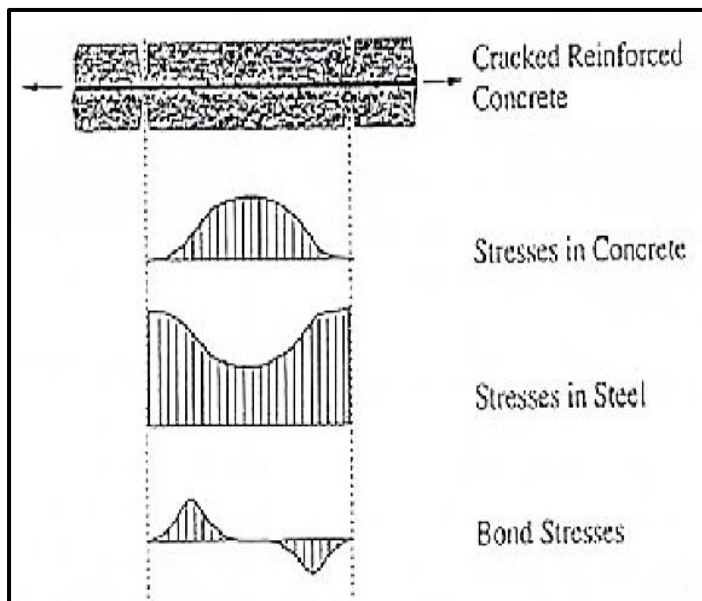
آزمایش دیگری که برای تخمین مقاومت کششی بتن به کار می رود، آزمایش شکاف خوردگی است که به آزمایش غیرمستقیم کشش یا آزمایش برزلی نیز معروف است. در این آزمایش، استوانه های به قطر D و طول L را در حالی که محور آن افقی است، بین صفحات ماشین فشار قرار می دهند به طوری که فشار در امتداد یک صفحه قطری به نمونه وارد می شود. تنش کششی تقریباً یکنواخت که روی این صفحه قطری ایجاد می شود و از رابطه $\frac{2P}{\pi LD}$ محاسبه می شود (P برابر با فشار وارده است)، سبب شکاف خوردن نمونه در امتداد همین صفحه می شود. این آزمایش ضمن این که از نظر اجرا بسیار ساده است، این مزیت را نیز دارد که از همان نمونه های استوانه های آزمایش فشاری می توان استفاده نمود. مقاومت کششی شکاف خوردگی که با f_{at} نمایش داده می شود، نزدیک به مقدار واقعی مقاومت کششی بتن است [۱۵].

بدین ترتیب مشاهده می شود که به دلیل مشکلات آزمایش بتن تحت کشش مستقیم، اطلاعات محدود و مغایر با هم در این زمینه موجود می باشد [۱۶].

۴-۳-۲- فاصله ترک ها در المان های تسلیح شده با میلگردهای فولادی

در یک المان بتن مسلح تحت کشش تک محوره، زمانی که تنش کششی به مقاومت کششی آن می رسد، ترک ایجاد می شود. با تشکیل اولین ترک، تنش در بتن در محل ترک به صفر کاهش می یابد. در این هنگام آرماتور در محل ترک، تمام بار وارده را تحمل می کند. به دلیل خاصیت چسبندگی بین بتن و آرماتور، قسمتی از بار در آرماتور به بتن منتقل می شود. شکل ۴-۱۰ گسترش تنش چسبندگی، تنش در بتن و تنش در فولاد را بین دو ترک متوالی نشان می دهد. با افزایش بار، زمانی که تنش کششی در بتن به مقاومت کششی آن برسد ترک دیگری بین دو ترک قبلی شکل

می گیرد. در یک مرحله مشخص در مدت بارگذاری، الگوی ترک پایدار شده شکل می گیرد و در این هنگام افزایش بار تنها باعث افزایش عرض ترک های موجود می شود.



شکل ۴-۱۰- گسترش تنش در بتن ترک خورده [۱۷]

چندین متغیر در مکانیزم ترک تأثیر دارند. اصلی ترین آن ها، مقدار و نحوه توزیع آرماتور، خواص چسبندگی بتن و آرماتور و مقاومت کششی بتن می باشد. روابط متفاوتی برای تخمین فاصله ترک ها در المان بتن مسلح تحت کشش، بر پایه روش های تحلیلی و آزمایشگاهی پیشنهاد شده است.

آیین نامه CEB-FIP [۱۸] فرمول های زیر را ارائه می دهد که فاصله متوسط ترک را به عنوان تابعی از قطر آرماتور، نسبت آرماتور، پوشش بتن و فاصله آرماتورها تعریف کرده است:

$$L_{av} = 2\left(C + \frac{S_0}{10}\right) + 0.1 \frac{d_b}{\rho} \quad (۷-۴)$$

که در آن :

C : پوشش خالص بتن

S_0 : فاصله مرکز تا مرکز آرماتورها

K_1 : ضریبی برابر با ۰/۴ برای آرماتور آجدار و ۰/۸ برای آرماتورهای صاف

K_r : ضریبی برای در نظر گرفتن تغییرات کرنش (برابر با ۰/۲۵ برای حالت کشش خالص و

۰/۱۲۵ برای خمش)

d_b : قطر آرماتور

ρ : نسبت آرماتور مؤثر

نسبت مؤثر آرماتور براساس مساحت بتن مؤثر است که حداکثر بعد بتن مؤثر، برابر با $7.5d_b$

در اطراف آرماتور در نظر گرفته می شود (به طور مساوی در دو طرف آرماتور).

آیین نامه مؤسسه معماری ژاپن (AIJ) رابطه زیر را برای فاصله ترک ها ارائه می دهد:

$$L_{av} = 2(C_{av} + \frac{S_0}{10}) + 0.1 \frac{d_b}{\rho_1} \quad (۸-۴)$$

که در آن:

C_{av} : مقدار پوشش بتن در پاسخ و کنار تیر

ρ_1 : نسبت آرماتور مؤثر که براساس مساحت بتن مؤثر است و آن مساحتی از بتن است که

مرکزی منطبق بر مرکز آرماتورهای کششی دارد.

آیین نامه های JSCE، ACI و مدل کاکوتا روابطی برای عرض ترک ارائه داده اند و فرمول

واضحی، به صورت جداگانه برای فاصله ترک ها ارائه نکرده اند. به هر صورت با دانستن سرچشمه این

مدل ها که افزایش فاصله ترک ها به وسیله اختلاف کرنش بین آرماتور و بتن است، فاصله ترک ها

می تواند به صورت زیر به دست آید (زئو و ماریوما-۱۹۹۴):

$$JSCE: \quad L_{av} = 2.76C_{min} + 0.48S \quad (۹-۴)$$

$$ACI: \quad L_{av} = 1.88(C_1 A_{cel} / m)^{\frac{1}{3}} \quad (۱۰-۴)$$

$$Kakuta \begin{cases} L_{max} = 3.72C_{av} & \text{for } S \leq 2.5C_{av} \\ L_{max} = 2.57C_{av} + 0.48S & \text{for } S > 2.5C_{av} \end{cases} \quad (۱۱-۴)$$

که در آن:

C_{min} : حداقل پوشش بتن

S : فاصله خالص بین آرماتورها

C_1 : فاصله بین ضلع تحتانی تیر تا مرکز نزدیک ترین آرماتور کششی

A_{cel} : سطح مقطع بتنی که مرکز آن با مرکز آرماتورهای کششی یکسان است

m : تعداد آرماتورهای کششی

سالم و مایکاو (۱۹۹۸) [۱۷] فاصله ترک ها را به صورت زیر پیشنهاد نموده اند:

$$L_c = \frac{18d}{\sqrt{\rho \cdot f_c} \times f_y^{0.1}} (1 + 0.1 f_t) \quad (۱۲-۴)$$

که در آن، پارامترها به صورت زیر تعریف می شوند:

ρ : نسبت آرماتور در بتن

f_y : تنش تسلیم آرماتور (kg/cm^2)

f_t : مقاومت کششی بتن (kg/cm^2)

f_c : مقاومت فشاری بتن (kg/cm^2)

d : قطر آرماتور (cm)

۴-۳-۲-۳- سخت شدگی کششی

در بتن مسلح، بتن ترک خورده می تواند به وسیله خاصیت توانایی مقاومت کششی قسمت های

ترک نخورده بتن بین دو ترک مجاور، قسمتی از تنش های کششی را تحمل کند. در این حالت در یک

کرنش متوسط مشخص، سختی بتن مسلح پس از ترک خوردگی، از سختی آرماتور به تنهایی بزرگتر

می باشد. این پدیده سخت شدگی کششی^۱ نامیده می شود. همان طور که در شکل ۴-۱۱ نشان داده

شده است، اگر از چسبندگی چشم پوشی شود، ارتباط بین بار کششی و کرنش محوری اعضاء، مساوی

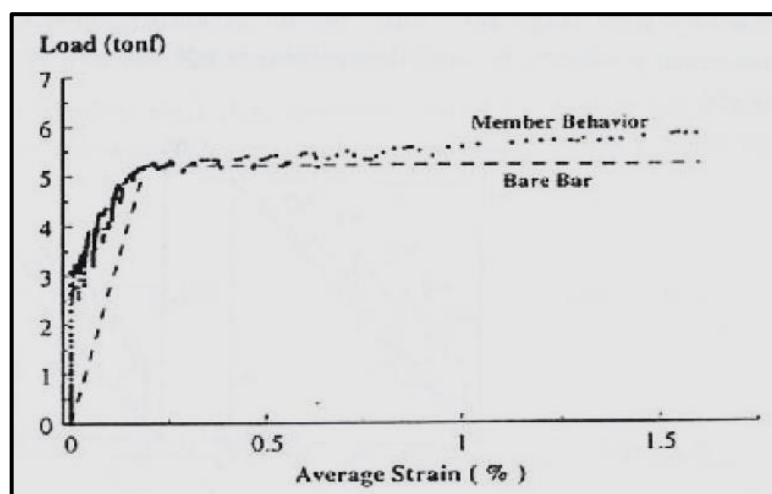
با ارتباط بین بار کششی و کرنشی محوری آرماتور تنها می شود.

^۱ Tension Stiffening

سخت‌شدگی کششی بتن مسلح ترک‌خورده، بر تغییر شکل و عرض ترک اعضای بتن مسلح تحت خمش یا نیروی کششی تأثیر می‌گذارد. به علاوه، عرض ترک بر انتقال برش نیز تأثیر می‌گذارد و نهایتاً انتقال برش بر مقاومت نهایی اعضای بتن مسلح تحت ترکیب برش و کشش تأثیر دارد. لذا در نظر گرفتن اثر سخت‌شدگی کششی برای دقت پیش‌بینی عملکرد اعضای بتن مسلح ضروری می‌باشد.

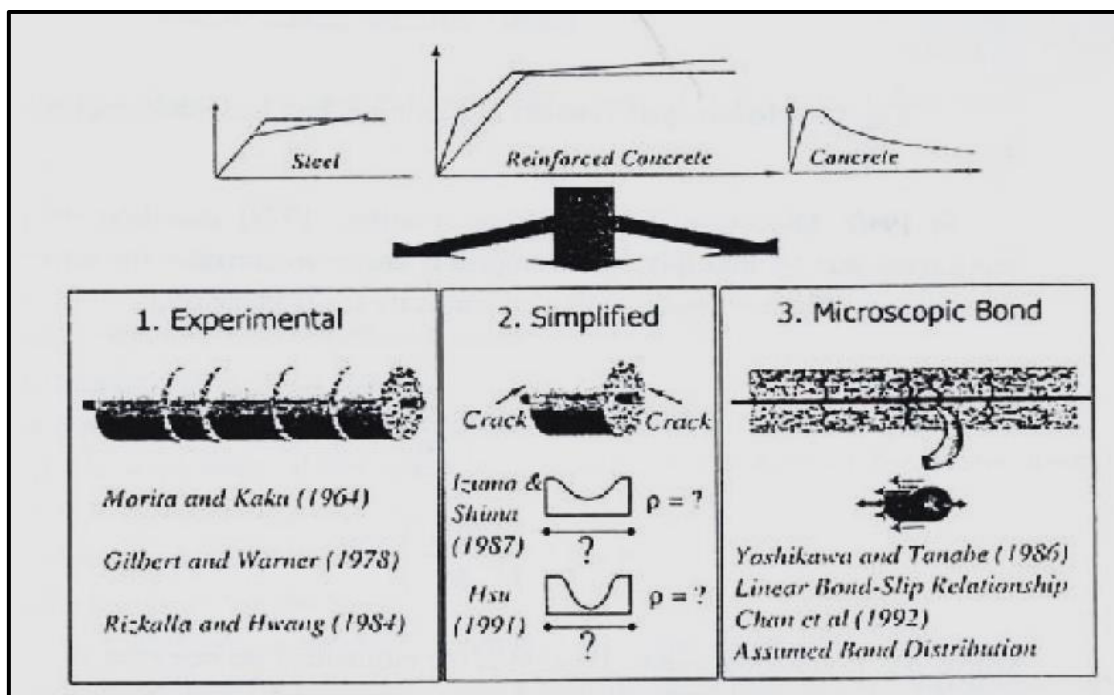
محققین حالت‌های مختلفی برای مدل کردن اثر سخت‌شدگی کششی پیشنهاد داده‌اند. سخت‌شدگی کششی بتن پس از ترک‌خوردگی، معمولاً براساس نتایج آزمایش‌های انجام شده تحت شرایطی که راستای تنش کششی اصلی با راستای تنش کششی اصلی آرماتور منطبق می‌شود، گسترش یافته است. سلطانی و همکاران [۱۹]، تأثیر راستای ترک بر مدل رفتاری سخت‌شدگی کششی را مورد بررسی قرار داده‌اند.

مدل رفتاری سخت‌شدگی کششی با کنترل کرنش‌های کششی المان‌های بتن مسلح در اجزاء محدود، تأثیر بالایی در پیش‌بینی مقاومت برشی و شکل‌پذیری اعضای بتن مسلح دارد. تحقیقات صورت گرفته عموماً به المان‌های بتن مسلح با میلگرد فولادی متمرکز بوده‌اند و تحقیقات بسیار اندکی در خصوص تأثیر FRP بر منحنی سخت‌شدگی کششی و گسترش ترک صورت گرفته است.



شکل ۴-۱۱- اثر سخت‌شدگی کششی بر رفتار تغییر شکل بتن مسلح [۱۷]

اثر سخت‌شدگی کششی به سه روش قابل بررسی است (شکل ۴-۱۲). اولین روش، آزمایشی است که در آن نمونه‌های بتن مسلح به صورت کشش تک‌محوره بارگذاری می‌شوند. مدل‌های موریتا و کاکو (۱۹۶۴)، گیلبرت و ورنر (۱۹۷۸) و ریزکلا و وانگ (۱۹۸۴) بر مبنای روش آزمایشگاهی بوده‌اند.



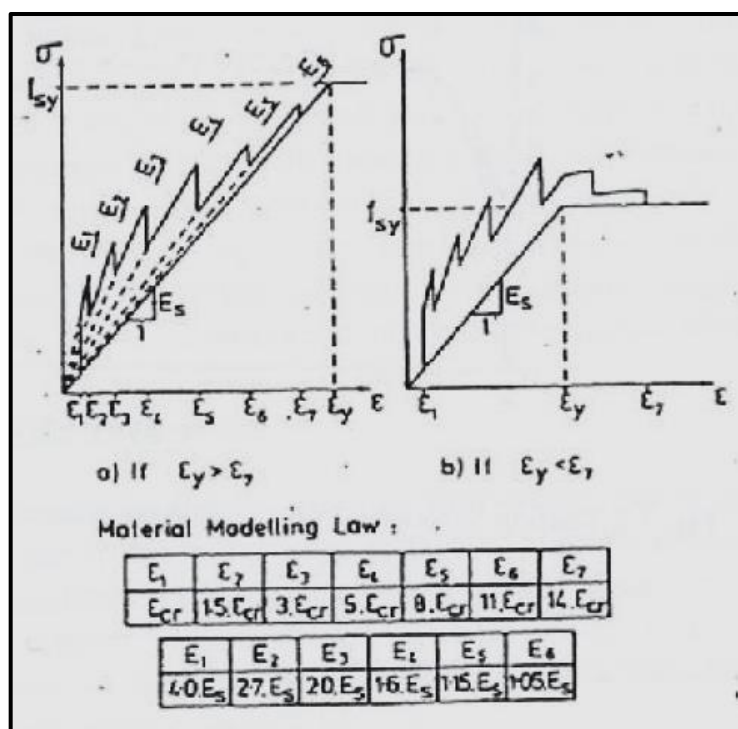
شکل ۴-۱۲- روش‌های مختلف بررسی سخت‌شدگی کششی [۱۷]

روش دوم، فرض یک توزیع تنش ساده در راستای آرماتور است که بر مشاهدات آزمایشگاهی منطبق است. مدل‌های بیلاربی و هاس (۱۹۹۱)، آیزمو و همکاران (۱۹۸۹)، بر مبنای این روش بوده‌اند. با فرض این توزیع تنش ساده، پاسخ میانگین آرماتور محاسبه می‌شود.

روش سوم حل معادلات تعادل نیروهای چسبندگی و سازگاری تغییرشکل‌ها در طول آرماتور و بتن به روش ریز مدل‌سازی است. همچون تحقیقات سالم و مایکاوا (۱۹۹۸)، چان و همکاران (۱۹۹۲) و یوشیکاوا و همکاران (۱۹۸۶).

اثر سخت‌شدگی کششی می‌تواند به دو روش در اجزاء محدود بیان شود که یکی اصلاح کردن سختی آرماتور و دیگری اصلاح مدل رفتاری بتن پس از ترک‌خوردگی برای تحمل نیروی کششی پس از گسترش ترک‌ها است.

روش اول مانند روش گیلبرت و وارنر (۱۹۷۸) [۲۰] فرض می کند که بتن هیچ تنش عمود بر ترکی را تحمل نمی کند و تنش های اضافی توسط فولاد تحمل می شود (شکل ۴-۱۳). این روش برای مسایل دو و سه بعدی دقت مناسبی ندارد، زیرا ثابت شده است زمانی که ترک ها در راستای غیر از راستای عمود بر آرماتور گسترش می یابد (ترک های برشی)، رفتار پس از ترک خوردگی در راستای عمود بر ترک، مستقل از زاویه ترک می باشد.



شکل ۴-۱۳- مدل کردن اثر سخت شدگی بوسیله گیلبرت و وارنر (۱۹۷۸) [۲۰]

میروشاو (۱۹۴۰) مدول ارتجاعی آرماتور را به وسیله ضرب یک ضریب برای در نظر گرفتن اثر سخت شدگی کششی، اصلاح نمود. در این روش مدول ارتجاعی مؤثر میانگین آرماتور E'_s در بررسی رفتار خمشی اعضای بتن مسلح به صورت زیر به دست می آید:

$$E'_s = \frac{E_s}{\eta} \quad (4-13)$$

$$\eta = 1 - \frac{2}{3} \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \leq 1$$

که در آن پارامترها به صورت زیر تعریف شده اند:

M_{cr} : لنگر ترک خوردگی

M: لنگر تحت بار بهره‌برداری (سرویس)

در سال ۱۹۶۳، برانسون یک معادله برای ممان اینرسی مؤثر I_{eff} جهت محاسبه تغییر شکل تیرها پیشنهاد داده است که به صورت مستقیم، از ممان وارد شده محاسبه می‌شود و تأثیر سخت‌شدگی کششی را در رفتار خمشی تیرها منظور می‌نماید.

$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3\right] I_{cr} \quad (۱۴-۴)$$

که در آن پارامترها به صورت زیر تعریف می‌شوند:

M: لنگر حداکثر در تیر

M_{cr} : لنگر ترک خوردگی

I_g : لنگر اینرسی سطح مقطع ناخالص

I_{cr} : لنگر اینرسی مقطع ترک خورده

این معادله برای محاسبه شکست تیرها قابل استفاده است.

آیین‌نامه (۱۹۹۰) CEB-FIP [۱۸] مدلی به وسیله افزایش سختی آرماتور برای محاسبه اثر

سخت‌شدگی کششی ارائه کرده است (شکل ۴-۱۴)، که به صورت زیر بیان می‌شود:

الف) ترک نخورده:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s1} \quad 0 < \sigma_s \leq \sigma_{sr1} \quad (۱۵-۴)$$

ب) مرحله تشکیل ترک:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s2} - \frac{\beta_t(\sigma_s - \sigma_{sr1}) + (\sigma_{srn} - \sigma_s)}{\sigma_{srn} - \sigma_{sr1}} (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad \sigma_{sr1} < \sigma_s \leq \sigma_{srn} \quad (۱۶-۴)$$

ج) پایدار شدن ترک خوردگی:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s2} - \beta_t (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad \sigma_{srn} < \sigma_s \leq f_{yk} \quad (۱۷-۴)$$

د) پس از جاری شدن:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{sy} - \beta_t (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta \left(1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{yk}}\right) (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s2y}) \quad f_{yk} < \sigma_s \leq f_{tk} \quad (۱۸-۴)$$

که در آن پارامترها به صورت زیر تعریف می‌شوند:

ε_m : کرنش اصلی فولاد

$$\varepsilon_{s1}: \text{کرنش فولاد در بتن ترک نخورده}$$
$$\epsilon_{s2}: \text{ کرنش فولاد در ترک}$$

ε_{sr1} : کرنش فولاد در نقطه لغزش صفر، زمانی که ترک خوردگی اتفاق می افتد.

ε_{sr2} : کرنش فولاد در ترک در زمان ترک خوردگی. اگر نیروهای داخلی کمتر از نیروی

$\varepsilon_{sr2} = \varepsilon_{s2}$ ترک خوردگی باشد آن گاه

$$\varepsilon_{sv}: \text{کرنش در تنش جاری شدن}$$

σ_s : تنش فولاد در ترک

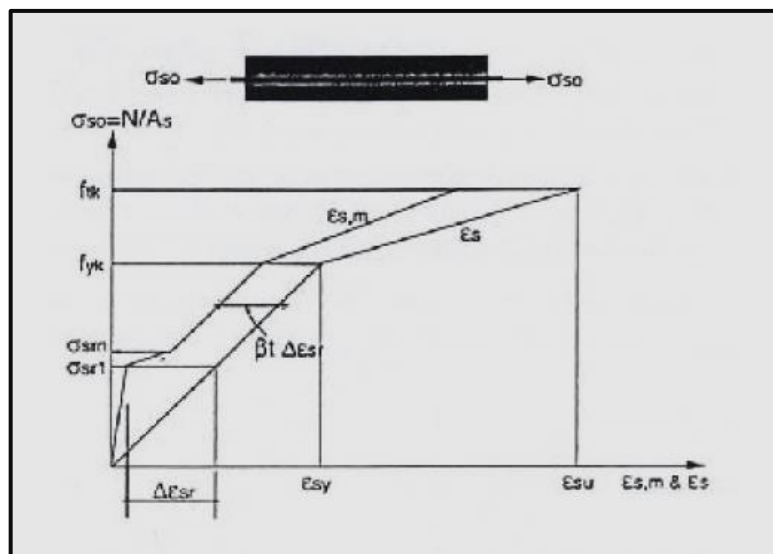
σ_{sr1} : تنش فولاد در ترک، که الگوی پایدار ترک شکل می‌گیرد (آخرین ترک)

β_1 : برابر ۰/۴ برای بارگذاری کوتاه‌مدت و برابر با ۰/۲۵ برای بارگذاری بلندمدت یا رفت و

برگشتی (کشش خالص)

δ : ضریبی برای در نظر گرفتن نسبت $\frac{f_{tk}}{f_{yk}}$ و تنش جاری شدن f_{yk} . $\delta = 0.8$ برای فولاد

شکل پذیر و $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$



شکل ۴-۱۴- ارتباط تنش- کرنش فولاد داخل بتن، آیین نامه CEB-FIP [۱۸]

روش دوم که در آن اثر سخت‌شدگی بتن در مدل رفتاری بتن وارد می‌شود، به صورت زیر طبقه‌بندی می‌شود:

- (۱) روش‌هایی براساس رابطه بین تنش چسبندگی و لغزش متمرکز
- (۲) روش‌هایی که ارتباط بین تنش ماکزیمم (در محل ترک) و کرنش میانگین آرماتور را مدل می‌کنند

(۳) روش‌هایی که ارتباط بین تنش متوسط و کرنش متوسط بتن را مدل می‌کنند. شکل ۴-۱۵ مدل موریتا و کاکو (۱۹۶۴) را که برحسب متوسط تنش و کرنش بیان شده، نشان می‌دهد که به صورت زیر بیان می‌شود:

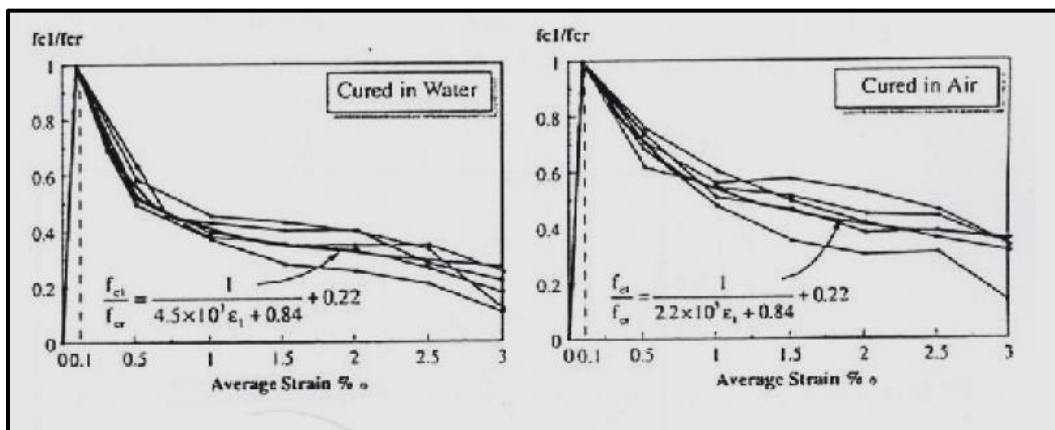
$$\left[\begin{array}{ll} \frac{f_{cl}}{f_{cr}} = \frac{1}{4.5 \times 10^3 \varepsilon_1 + 0.84} + 0.22 & \text{نمونه‌های عمل‌آوری شده در آب} \\ \frac{f_{cl}}{f_{cr}} = \frac{1}{2.2 \times 10^3 \varepsilon_1 + 0.84} + 0.22 & \text{نمونه‌های عمل‌آوری شده در هوا} \end{array} \right. \quad (4-19)$$

که در آن پارامترها به صورت زیر تعریف می‌شوند:

f_{cl} : تنش میانگین

ε_1 : کرنش میانگین

f_{cr} : تنش ترک‌خوردگی بتن



شکل ۴-۱۵ - رابطه تنش - کرنش بتن در کشش بوسیله موریتا و کاکو (۱۹۶۴) [۲۱]

وکیوو و کالینز (۱۹۸۶) [۲۲] روابط زیر را برای رابطه تنش-کرنش بتن پیشنهاد داده‌اند:
قبل از ترک خوردگی:

$$f_{c1} = E_c \varepsilon_1 \quad \text{برای } \varepsilon_1 < \varepsilon_{cr} \quad (۲۰-۴)$$

پس از ترک خوردگی:

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200\varepsilon_1}} \quad \text{برای } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr} \quad (۲۱-۴)$$

که در آن:

f_{c1} : تنش کشش اصلی میانگین در بتن ترک خورده

ε_1 : کرنش کششی اصلی میانگین

f_{cr} : مقاومت کششی بتن

ε_{cr} : کرنش ترک خوردگی بتن

$$f_{cr} = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (۲۲-۴)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad (۲۳-۴)$$

E_c مدول ارتجاعی بتن است که به وسیله رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$E_c = \frac{2f'_c}{\varepsilon_c^*} \quad (۲۴-۴)$$

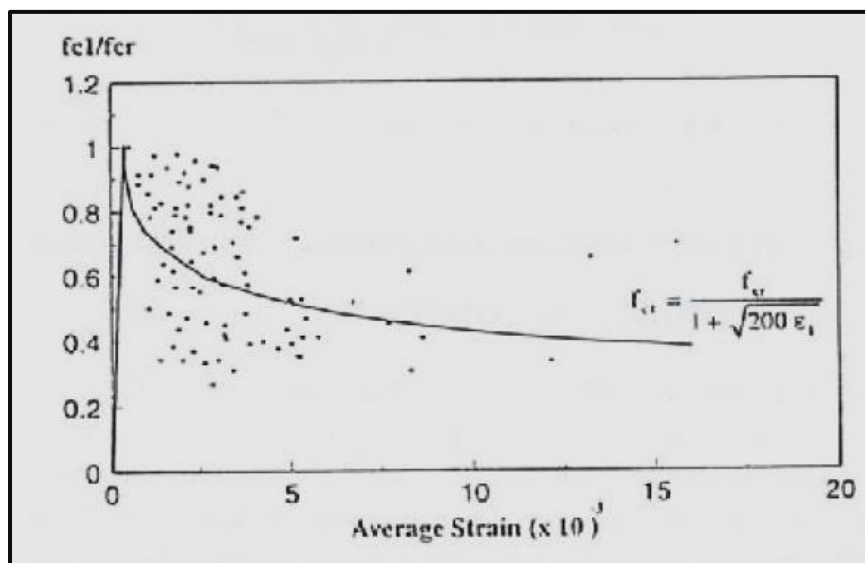
که در آن ε_c^* کرنش نظیر تنش فشاری حداکثر نمونه استوان‌های است. شکل ۴-۱۶ این

مدل را در مقایسه با نتایج حاصله بر روی پانل‌های بتنی تحت تنش‌های داخل صفحه نشان می‌دهد.

مدل ووکیوو و کالینز (۱۹۸۶) [۲۲] یکی از معروف‌ترین مدل‌های سخت‌شدگی کششی است

که در توسعه روش‌های جدید تعیین مقاومت برشی اعضای بتن مسلح مورد استفاده قرار گرفته است.

این مدل براساس آزمایش‌های پانل برشی توسعه یافته است.



شکل ۴-۱۶- رابطه تنش-کرنش بتن در کشش بوسیله ووکیو و کالینز (۱۹۸۶) [۲۲]

تئوری MCFT^۱ که توسط این محققین توسعه داده شده است، پایه و اساس روابط آیین نامه‌هایی همچون آیین نامه کانادا، نروژ و AASHTO برای محاسبه مقاومت برشی اعضا است.

یک بیان ساده‌تر، داشتن خواصی شبیه به معادلات ۴-۱۹ و ۴-۲۱ است که به وسیله اوکامورا و همکاران (۱۹۸۵) پیشنهاد شده است و خواص سخت‌شدگی کششی به سادگی با تغییر ثابت C می‌تواند تغییر کند، به صورت زیر:

$$\frac{f_{cl}}{f_{cr}} = \left(\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_1} \right)^c \quad (۴-۲۵)$$

که در آن:

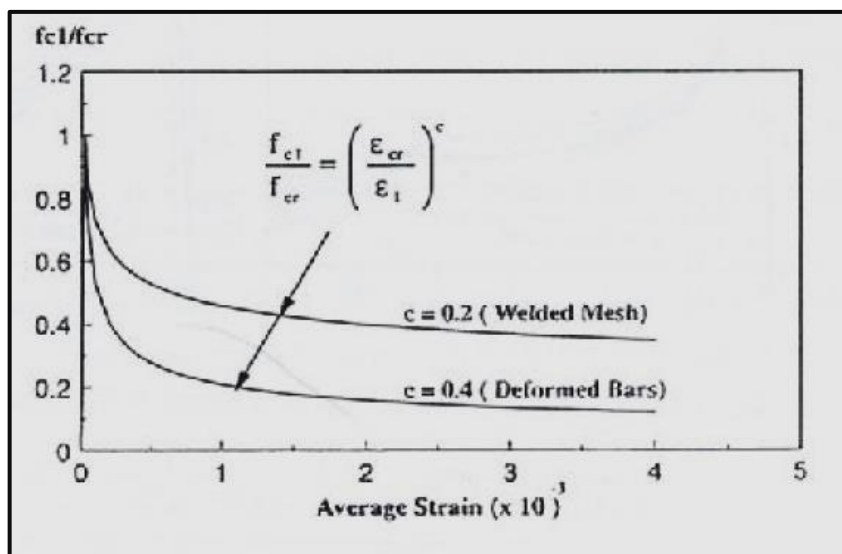
ϵ_{cr} : کرنش ترک خوردگی (بین ۰/۰۳ - ۰/۰۱)

C: برابر با ۰/۴ برای آرماتورهای آجدار و ۰/۲ برای شبکه فولادی^۲

شکل ۴-۱۷ رابطه تنش-کرنش بتن در کشش را برای این مدل نشان می‌دهد.

^۱ Modified Compression Field Theory

^۲ Welded Wire Mesh



شکل ۴-۱۷- رابطه تنش-کرنش بتن در کشش بوسیله اوکامورا و همکاران (۱۹۸۵) [۲۳]

۴-۳-۳- رفتار تک محوری بتن در فشار

در این پایان نامه برای رفتار فشاری تک محوری از مدل ارایه شده توسط مندر و همکاران

(۱۹۸۴) [۲۴] مطابق شکل ۴-۱۸ و روابط ۴-۲۶ تا ۴-۳۱ استفاده شده است.

برای بارگذاری یکنوا^۱ و نرخ کرنش کم، تنش تک محوری فشاری f_c به صورت زیر به دست

می آید:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (۴-۲۶)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (۴-۲۷)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (۴-۲۸)$$

که f'_{cc} مقاومت فشاری بتن محصور^۲، ϵ_c کرنش بتن و f'_{co} مقاومت بتن غیرمحصور با

کرنش مربوطه ϵ_{co} است.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (۴-۲۹)$$

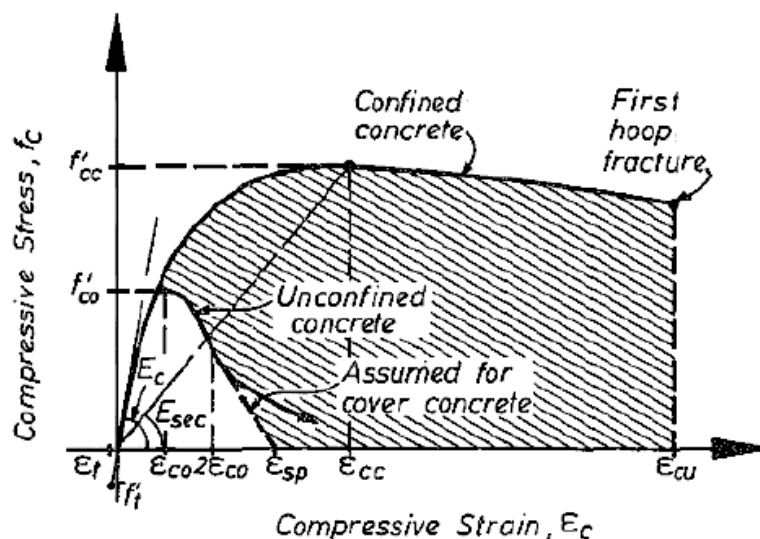
^۱ Monotonic loading

^۲ Confined concrete

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} \text{ Mpa} \quad (۳۰-۴)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (۳۱-۴)$$

در حالتی که شرایط محصورشدگی نداریم $f'_{cc} = f'_{co}$ ، بنابراین $\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}$ خواهد شد.



شکل ۴-۱۸- مدل تنش-کرنش پیشنهاد شده برای بتن محصور و غیر محصور تحت بارگذاری یکنوا [۲۴]

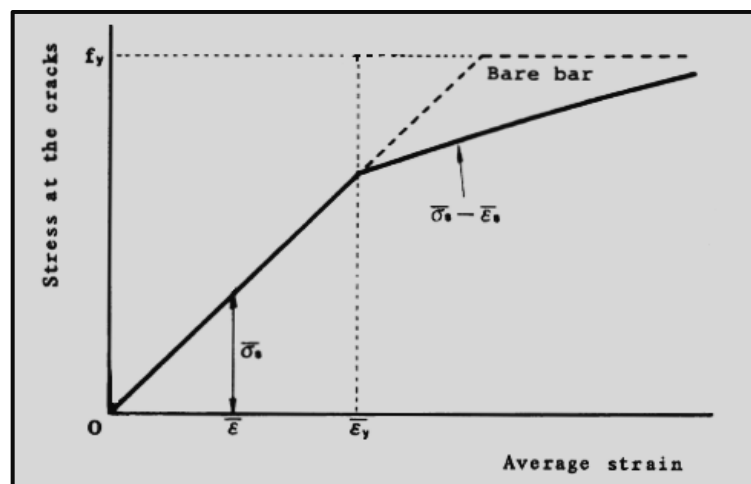
۴-۳-۴ رفتار فولاد

مدل رفتاری آرماتور در حالتی که به طور موضعی مورد بررسی قرار گیرد، می تواند معادل مدل رفتاری فولاد در نظر گرفته شود اما در حالتی که مدل سازی متوسط مقیاس انجام می گردد، باید مدل رفتاری آرماتور نیز اصلاح شود. در این حالت وقتی که تنش آرماتور در محل ترک به تنش جاری شدن فولاد می رسد، آرماتور بین ترک ها هنوز در ناحیه ارتجاعی می باشد. مدل های دوخطی شیما و مایکاو [۲۵] و چندخطی سالم و مایکاو [۲۶] بر اساس رفتار متوسط^۱ آرماتور ارایه شده اند. مقدار تنش تسلیم متوسط آرماتور در مدل شیما و مایکاو با استفاده از معادلات تعادل مطابق رابطه زیر به دست می آید.

$$\bar{f}_y = f_y \left(1 - 0.5 \frac{\rho_{cr}}{\rho} \right) \quad (۳۲-۴)$$

^۱ Average

شیب سخت شدگی به درصد آرماتور، تنش تسلیم، زاویه ترک، مقاومت بتن و کرنش شروع ناحیه سخت شدگی کرنش در مدل رفتاری ماده وابسته است. این مدل رفتاری برای فولاد در شکل ۴-۱۹ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۹- مدل رفتار متوسط فولاد

۴-۴- مدل سازی رفتار مصالح در نرم افزار

در این تحقیق از روش اجزاء محدود در برنامه ABAQUS برای بررسی رفتار تیرهای بتنی مقاوم شده با FRP های پیش تنیده، استفاده شده است. در ادامه به نحوه مدل سازی و روابط مربوط به روش انتخاب شده برای مدل سازی بتن و فولاد تیر بتن مسلح در نرم افزار می پردازیم.

۴-۴-۱- بتن

این نرم افزار برای شبیه سازی مصالح بتنی دو مدل مشخصه در اختیار کاربر قرار می دهد که عبارتند از:

۱- مدل ترک پخشی بتن^۱

۲- مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن^۲

^۱ Concrete Smeared Cracking

^۲ Concrete Damaged Plasticity

• در این تحقیق از مدل دوم استفاده شده است. این مدل بر پایه‌ی پلاستیسیته و

آسیب برای

بتن استوار است. در ادامه به تشریح کامل این مدل پرداخته شده است.

۴-۱-۴-۱- مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن [۱۲]

تئوری کلاسیک پلاستیک یکی از تئوری‌های موفق در توصیف رفتار غیرخطی بتن می‌باشد و دلیل آن نیز تعریف معیار تسلیم^۱ است. بیشترین موفقیت این تئوری در بتن مسلح و سایر مواردی است که در آن‌ها فشار عامل تعیین کننده‌ی شکست می‌باشد. امروزه در مسایلی که در آن‌ها کشش و یا به عبارتی گسترش ترک نقش اصلی را در مکانیزم شکست ایفا می‌نماید مانند شکست برشی سازه‌های بتن مسلح، از تئوری پلاستیک در مناطق فشاری و در مناطقی که در آن‌ها حداقل یکی از تنش‌های اصلی، کششی است از تئوری مکانیک شکست استفاده می‌شود. اگر چه این روش در حل بسیاری از مسایل موفق بوده است؛ اما مشکلاتی وجود دارد که استفاده از آن را محدود می‌کند. از جمله این مشکلات می‌توان به نداشتن تعادل در نقطه ترک زمانی که بیش از یک ترک بوجود می‌آید و یا ناتوانی این روش در بارگذاری‌های تناوبی هنگامی که ترک‌ها باز و بسته می‌شوند، اشاره نمود [۱۳]. بعضی از این مشکلات می‌توانند با استفاده از یک مدل ترکیبی برای تحلیل رفتار غیرخطی بتن حل شوند. مدل آسیب دیدگی پلاستیک یک مدل ترکیبی است که توأمان هم شکست ناشی از فشار و هم شکست ناشی از کشش را با تعریف حدود مجاز مناسب برای پارامترهای مختلف هر دو حالت شکست در نظر می‌گیرد. این مدل اولین بار توسط لوبلینر و همکاران [۱۳] ارائه شد و سپس توسط لی و فنوس [۲۷] اصلاح شد. این مدل برای تحلیل بتن و سایر مواد نیمه ترد مانند سنگ و سرامیک تحت بارگذاری کلی (یکنواخت، تناوبی و

^۱ Yeild Criterion

دینامیکی) مناسب می باشد. در این مدل فرض می شود که مهمترین مکانیزم های شکست بتن، ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری بتن می باشند.

سطح تسلیم (شکست) با استفاده از متغیرهای سخت شوندگی $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ که به ترتیب کرنش پلاستیک معادل^۲ در کشش و فشار هستند کنترل می شود. در ادامه به توضیح تئوری مدل آسیب دیدگی پلاستیک به صورت مختصر پرداخته می شود.

۴-۴-۱-۲- رابطه تنش - کرنش

رابطه ی تنش - کرنش به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$\sigma = (1-d)D_0^{el}(\epsilon - \epsilon^{pl}) = D^{el}(\epsilon - \epsilon^{pl}) \quad (۳۳-۴)$$

در رابطه ی بالا D_0^{el} سختی الاستیک اولیه ماده (قبل از آسیب دیدگی)، $D^{el} = (1-d)D_0^{el}$ سختی الاستیک کاهش یافته می باشد و $(1-d)$ مقدار عددی کاهش سختی است. d می تواند مقداری از صفر (برای ماده آسیب ندیده) تا یک (برای ماده ی کاملاً آسیب دیده) داشته باشد. آسیب دیدگی همراه با مکانیزم های شکست بتن (ترک خوردگی و خردشدگی) باعث کاهش در سختی الاستیک می شود که این کاهش به وسیله مقدار عددی d وارد محاسبات می گردد.

طبق روال روابط مورد استفاده در مکانیک آسیب دیدگی پیوسته^۳، تنش مؤثر به صورت زیر

تعریف می شود:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el}(\epsilon - \epsilon^{pl}) \quad (۳۴-۴)$$

رابطه ی تنش و تنش مؤثر مطابق رابطه ی زیر می باشد:

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} \quad (۳۵-۴)$$

^۱ Hardening Variables

^۲ Equivalent Plastic Strain

^۳ Continuum Damage Mechanics

همان گونه که در ادامه توضیح داده می شود کاهش سختی الاستیک به وسیله متغیرهای

سخت شوندهگی ($\tilde{\epsilon}^{pl}$) و تنش مؤثر ($\bar{\sigma}$) کنترل می شود؛ به عبارتی دیگر $d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl})$.

۴-۱-۳- متغیرهای سخت شوندهگی

متغیرهای سخت شوندهگی، شامل سخت شوندهگی در کشش و

سخت شوندهگی در فشار می باشند. نرخ سخت شوندهگی معادل پلاستیک از رابطه ی

۴-۳۶ به دست می آید:

$$\tilde{\epsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\epsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\epsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} ; \quad \dot{\tilde{\epsilon}}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) \cdot \dot{\epsilon}^{pl} \quad (4-36)$$

ترک خوردگی و خردشدگی بتن باعث افزایش متغیرهای سخت شوندهگی

می شوند. همچنین این مقادیر سطح تسلیم و کاهش سختی الاستیک را کنترل

می نمایند.

۴-۱-۴- تابع تسلیم^۱

تابع تسلیم ($F(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl})$) بیانگر یک سطح در فضای تنش مؤثر می باشد که مشخص کننده

شکست یا آسیب دیدگی است. برای مدل آسیب دیدگی پلاستیک می توان نوشت:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (4-37)$$

شکل مشخص این تابع در بخش های بعدی همین فصل توضیح داده می شود.

۴-۱-۵- قانون جریان^۲

جریان پلاستیک به وسیله پتانسیل جریان (G) مطابق با قانون جریان به صورت زیر تعریف

می شود:

^۱ Yield Function

^۲ Flow Rule

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (38-4)$$

که در آن $\dot{\lambda}$ مضروب پلاستیک نامنفی است. پتانسیل پلاستیک در فضای تنش مؤثر تعریف می شود.

۴-۴-۱-۶- آسیب دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری تک محوری

فرض می شود که منحنی های تنش- کرنش می توانند به منحنی های تنش در مقابل کرنش پلاستیک تبدیل شوند. در این صورت خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}, \theta) \\ \sigma_c &= \sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}, \theta) \end{aligned} \quad (39-4)$$

در روابط بالا اندیس های t و c به ترتیب بیانگر کشش و فشار می باشند، $\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}$ و $\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}$ نرخ های کرنش پلاستیک معادل هستند، $\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} dt$ ، $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} dt$ کرنش های معادل پلاستیک می باشند و θ دما می باشد.

تحت بارگذاری تک محوری نرخ های کرنش پلاستیک مؤثر به صورت زیر می باشند:

$$\begin{aligned} \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} &= \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \\ \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} &= -\dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \end{aligned} \quad (40-4)$$

در ادامه به صورت قراردادی σ_c را مقدار عددی مثبت تنش فشاری تک محوری در نظر می گیریم؛ به عبارتی دیگر $\sigma_c = \sigma_{11}$.

همان گونه که در شکل ۴-۲۰ و ۴-۲۱ نشان داده شده است، زمانی که از روی نمونه های بتنی در هر نقطه از شاخه نرم شوندگی کرنش باربرداری شود، پاسخ باربرداری ضعیف تر خواهد بود که علت این امر نیز کاهش سختی الاستیک به دلیل آسیب دیدگی می باشد. کاهش سختی الاستیک در فشار و کشش بسیار با یکدیگر متفاوت می باشند. این کاهش سختی در کشش و فشار به وسیله مقادیر مستقل آسیب دیدگی تک محوری d_t و d_c وارد محاسبات می گردند. فرض می شود که این مقادیر تابعی از کرنش های پلاستیک معادل باشند. در این صورت خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} d_t &= d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) & (0 \leq d_t \leq 1) \\ d_c &= d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) & (0 \leq d_c \leq 1) \end{aligned} \quad (41-4)$$

در این پایان نامه متغیر آسیب را به صورت زیر تعریف می کنیم:

$$\begin{aligned} d_t &= 1 - \frac{\sigma_t}{f'_t} \\ d_c &= 1 - \frac{\sigma_c}{f'_c} \end{aligned} \quad (42-4)$$

بنابراین تا رسیدن به تنش حداکثر آسیب دیدگی صفر است.

اگر E_0 سختی الاستیک اولیه باشد، رابطه ی تنش-کرنش بارگذاری کششی و فشاری

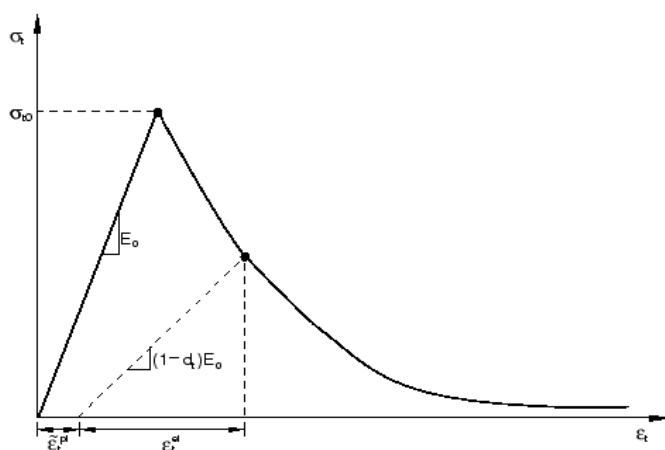
تک محوری عبارت است از:

$$\begin{aligned} \sigma_t &= (1 - d_t) E_0 (\varepsilon - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \sigma_c &= (1 - d_c) E_0 (\varepsilon - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \end{aligned} \quad (43-4)$$

منحنی های تنش-کرنش تحت کشش و فشار تک محوری به ترتیب مطابق شکل های ۴-۲۰ و

۴-۲۱ می باشند. مدل های به کار رفته برای این دو رفتار در این پایان نامه در بخش ۴-۳-۲ و ۴-۳-۳

آورده شده است.



شکل ۴-۲۰- منحنی شماتیک تنش-کرنش تحت کشش تک محوری [۱۲]

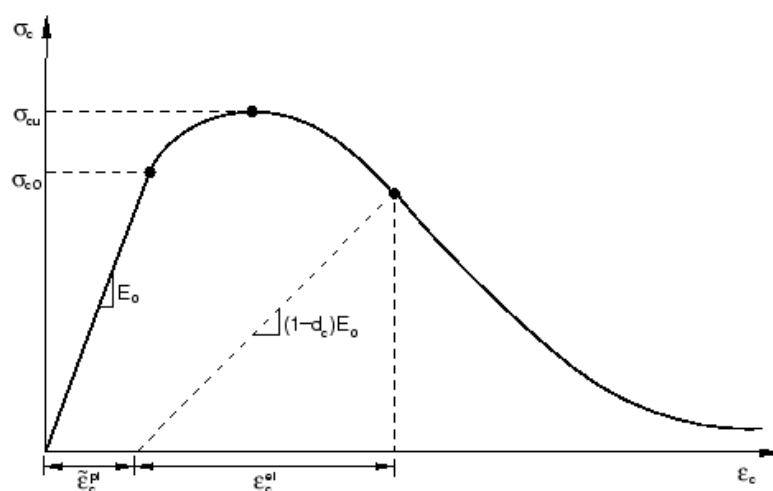
تحت بارگذاری کششی تک محوری ترک ها عمود بر جهت تنش ها گسترش می یابند و این امر

باعث کاهش سطح مؤثر (سطح کل منهای سطح صدمه دیده) می شود و در نتیجه تنش مؤثر افزایش

می یابد. این تأثیر در بارگذاری فشاری که ترک ها به موازات جهت بارگذاری رشد می نمایند، کمتر است. با این وجود بعد از خردشدگی قابل ملاحظه ای از بتن، سطح مؤثر کاهش و در نتیجه تنش مؤثر افزایش می یابد. روابط محاسبه تنش مؤثر کششی و فشاری عبارتند از:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (4-44)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})$$



شکل ۴-۲۱- منحنی شماتیک تنش- کرنش در فشار تک محوری [۱۲]

۴-۴-۱-۷- آسیب دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری تناوبی تک محوری

مکانیسم کاهش سختی در بارگذاری تناوبی تک محوری به دلیل باز و بسته شدن ترک ها پیچیده تر می باشد. براساس یافته های تجربی در مواد نیمه ترد از جمله بتن زمانی که جهت بارگذاری از کشش به فشار تغییر می کند قدری بازیابی^۱ در سختی فشاری بوجود می آید که دلیل این امر بسته شدن ترک های کششی در فشار است.

^۱ Recovery

همان گونه که قبلاً نیز گفته شد در مدل آسیب دیدگی پلاستیک فرض می شود که سختی الاستیک کاهش یافته با ضرب مقدار عددی $(1-d)$ در سختی الاستیک به دست می آید. به عبارتی دیگر:

$$E = (1-d)E_0 \quad (45-4)$$

مقدار آسیب دیدگی d تابعی از تنش و مقادیر آسیب دیدگی تک محوری d_t و d_c می باشد. فرض می شود که:

$$(1-d) = (1-\xi_t d_t)(1-\xi_c d_c) \quad 0 \leq \xi_t, \xi_c \leq 1 \quad (46-4)$$

در روابط بالا ξ_t و ξ_c توابعی از تنش هستند که اثرات بازیابی سختی همراه با تغییر جهت تنش ها را در نظر می گیرند و با روابط زیر تعریف می شوند:

$$\begin{aligned} \xi_t &= 1 - w_t r^*(\bar{\sigma}_{11}) & 0 \leq w_t \leq 1 \\ \xi_c &= 1 - w_c (1 - r^*(\bar{\sigma}_{11})) & 0 \leq w_c \leq 1 \end{aligned} \quad (47-4)$$

$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 & \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ 0 & \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \quad (48-4)$$

فاکتورهای وزنی w_t و w_c که از خصوصیات مواد فرض می شوند بازیابی سختی فشاری و کششی را در معکوس شدن بارگذاری کنترل می نمایند. برای روشن شدن مطلب مثال نشان داده شده در شکل ۴-۲۲ در نظر گرفته می شود که در آن بارگذاری از کشش به فشار تغییر جهت می دهد. فرض می شود که هیچ آسیب دیدگی فشاری (خردشدگی) قبلی در بتن وجود ندارد و یا به عبارتی $\varepsilon_c^p = 0$ و $d_c = 0$ می باشد. بنابراین:

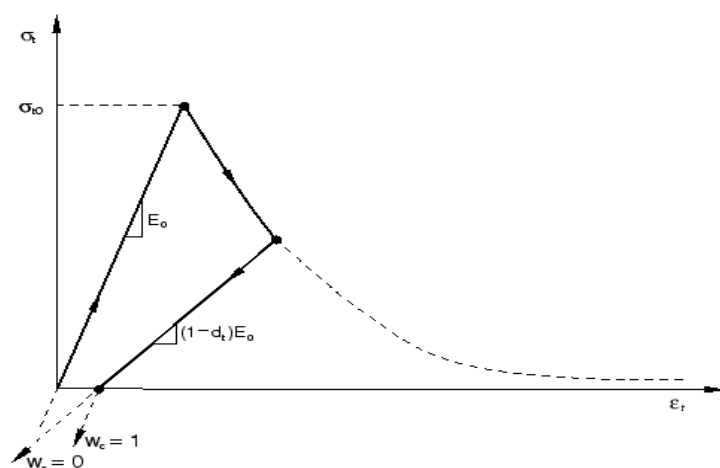
$$(1-d) = (1-\xi_c d_t) = (1-(1-w_c(1-r^*))d_t) \quad (49-4)$$

در کشش $\bar{\sigma}_{11} > 0$ و $r^* = 1$ می باشد؛ بنابراین همان گونه که انتظار می رفت، $d = d_t$ است. در فشار $\bar{\sigma}_{11} < 0$ و $r^* = 0$ می باشد، در نتیجه $d = (1-w_c)d_t$ است. اگر $w_c = 1$ باشد، آن گاه $d = 0$ می شود. بنابراین سختی فشاری ماده به طور کامل بازیابی می شود (در چنین مواردی

اگر $w_c = 0$ باشد، آن گاه $d = d_1$ می شود و در نتیجه هیچ بازیابی در سختی وجود نخواهد داشت. مقادیر بین صفر تا یک برای w_c باعث مقداری بازیابی در سختی می شوند.

نرخ های کرنش پلاستیک معادل از روابط زیر به دست می آیند:

$$\begin{aligned}\dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl} &= r * \dot{\epsilon}_{11}^{pl} \\ \dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl} &= -(1-r) \dot{\epsilon}_{11}^{pl}\end{aligned}\quad (50-4)$$



شکل ۴-۲۲- تأثیر فاکتورهای وزنی در بازیابی سختی فشاری [۱۲]

۴-۴-۱-۸- آسیب دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری چند محوری

مطابق روابط ارائه شده توسط لی و فنوس [۲۷] فرض می شود که نرخ های کرنش پلاستیک

معادل مطابق روابط زیر به دست می باشند:

$$\begin{aligned}\dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl} &= r(\bar{\sigma}) \dot{\epsilon}_{\max}^{pl} \\ \dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl} &= -(1-r(\bar{\sigma})) \dot{\epsilon}_{\min}^{pl}\end{aligned}\quad (51-4)$$

در روابط بالا $\dot{\epsilon}_{\max}^{pl}$ و $\dot{\epsilon}_{\min}^{pl}$ به ترتیب حداکثر و حداقل مقادیر ویژه تانسور نرخ کرنش

پلاستیک ($\dot{\epsilon}^{pl}$) می باشند و

$$r(\bar{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \bar{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\bar{\sigma}_i|} \quad 0 \leq r(\bar{\sigma}) \leq 1 \quad (52-4)$$

$r(\bar{\sigma})$ فاکتور وزنی تنش است که اگر تنش های اصلی همگن مثبت باشند، مقدار آن برابر

یک و اگر همگن منفی باشند، برابر صفر می شود. علامت $\langle \rangle$ به صورت $\langle x \rangle = \frac{1}{2}(|x| + x)$ تعریف

می شود. در بارگذاری تک محوری رابطه ی ۴-۵۱ تبدیل به رابطه ی ۴-۵۰ می شود؛ چرا که در این

حالت در کشش $\hat{\epsilon}_{\max}^{pl} = \hat{\epsilon}_{11}^{pl}$ می باشد و در فشار $\hat{\epsilon}_{\min}^{pl} = \hat{\epsilon}_{11}^{pl}$ می باشد.

اگر مقادیر ویژه تانسور نرخ کرنش پلاستیک به گونه ای مرتب شود که

$\hat{\epsilon}_{\max}^{pl} = \hat{\epsilon}_1, \hat{\epsilon}_2, \hat{\epsilon}_3 = \hat{\epsilon}_{\min}^{pl}$ شود، آن گاه خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \hat{\epsilon}^{pl} &= \begin{bmatrix} \hat{\epsilon}_t^{pl} \\ \hat{\epsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) \cdot \hat{\epsilon}^{pl} \\ h(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) &= \begin{bmatrix} r(\bar{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1-r(\bar{\sigma})) \end{bmatrix} \\ \hat{\epsilon}^{pl} &= \begin{bmatrix} \hat{\epsilon}_1 \\ \hat{\epsilon}_2 \\ \hat{\epsilon}_3 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (53-4)$$

۴-۱-۹- معیار تسلیم

مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن از یک معیار تسلیم براساس تابع تسلیم ارایه شده توسط

لوبلنیر [۱۳] و تعمیم آن توسط لی و فنوس [۲۷] استفاده می نماید. شکل این تابع تسلیم به صورت

زیر است:

$$\begin{aligned} F(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) &= \frac{1}{(1-\alpha)} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\epsilon}^{pl}) < \hat{\sigma}^{\max} > - \gamma < -\hat{\sigma}^{\max} >) \\ -\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}) &\leq 0 \end{aligned} \quad (54-4)$$

در رابطه ی بالا α و γ ثابت مواد هستند و $\bar{p}$ فشار هیدرواستاتیک مؤثر و $\bar{q}$ تنش مؤثر

میسز می باشند که از روابط زیر به دست می آیند:

$$\begin{aligned} \bar{p} &= -\frac{I_1}{3} \\ \bar{q} &= \sqrt{3J_2} \end{aligned} \quad (55-4)$$

I_1 و I_2 نامتغیرهای اول تانسور تنش و J_2 نامتغیر دوم تانسور تنش کاهش یافته می باشند

و $\hat{\sigma}_{\max}$ مقدار ویژه حداکثر تانسور تنش مؤثر $\bar{\sigma}$ می باشد.

$$J_2 = \frac{1}{3}(I_1^2 + 3I_2) \quad (56-4)$$

تابع $\beta(\tilde{\epsilon}^{pl})$ از رابطه زیر به دست می آید:

$$\beta(\tilde{\epsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})}(1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (57-4)$$

$\bar{\sigma}_c$ و $\bar{\sigma}_t$ تنش های مؤثر کششی و فشاری تک محوری می باشند.

در فشار دو محوری با $\hat{\sigma}_{\max} = 0$ رابطه 4-54 تبدیل به معیار تسلیم معروف دراکر-پراگر

می شود.

مقدار α با استفاده از تنش های داخلی جاری شدن فشاری تک محوری σ_{c0} و معادل دو

محوری σ_{b0} ، براساس رابطه ی زیر به دست می آید:

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad (58-6)$$

مقادیر تجربی نسبت $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ برای بتن، از ۱/۱۰ تا ۱/۱۶ می باشد. در این صورت α مقداری

بین ۰/۰۸ تا ۰/۱۲ دارد [۱۳]. در نرم افزار مقدار پیش فرض $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ برابر ۱/۱۶ می باشد.

γ تنها برای فشار سه محوری یعنی زمانی که $\hat{\sigma}_{\max}$ در تابع تنش وارد می شود. برای محاسبه

γ به تعریف میانه کششی^۱ (TM) و میانه فشاری^۲ (CM) می پردازیم. میانه کششی مکان هندسی

تنش هایی است که شرایط $\hat{\sigma}_{\max} = \hat{\sigma}_1 > \hat{\sigma}_2 = \hat{\sigma}_3$ را ارضا می نمایند و میانه فشاری مکان هندسی

تنش هایی است که شرایط $\hat{\sigma}_{\max} = \hat{\sigma}_1 = \hat{\sigma}_2 > \hat{\sigma}_3$ را ارضا می کنند. به آسانی می توان نشان داد که

^۱ Tensile Meridian

^۲ Compressive Meridian

$$(\hat{\sigma}_{\max})_{CM} = \frac{1}{3}\bar{q} - \bar{p} \text{ و } (\hat{\sigma}_{\max})_{TM} = \frac{2}{3}\bar{q} - \bar{p} \text{ با در نظر گرفتن } (\hat{\sigma}_{\max}) < 0 \text{ معیارهای تسلیم}$$

عبارت خواهند بود از:

$$\begin{aligned} \left(\frac{2}{3}\gamma + 1\right)\bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} &= (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \\ \left(\frac{1}{3}\gamma + 1\right)\bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} &= (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \end{aligned} \quad (59-4)$$

اگر فرض شود که $K_C = \frac{\bar{q}(TM)}{\bar{q}(CM)}$ ، برای مقدار داده شده از فشار هیدرواستاتیک $\bar{p}$ و

$$\hat{\sigma}_{\max} < 0 \text{ آن گاه:}$$

$$K_C = \frac{\gamma + 3}{2\gamma + 3} \quad (60-4)$$

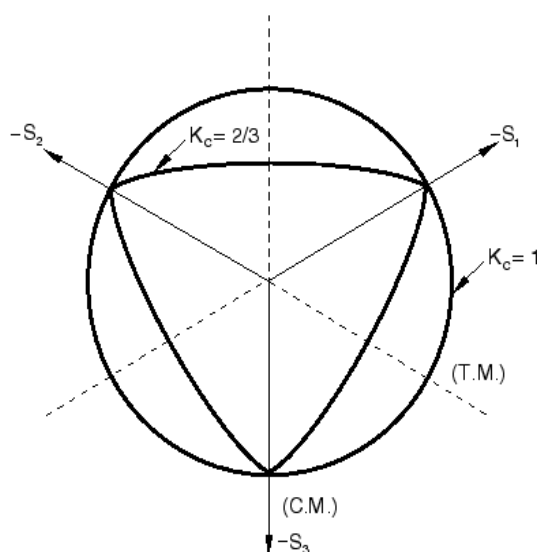
در نتیجه γ می تواند از رابطه ی زیر محاسبه شود:

$$\gamma = \frac{3(1 - K_C)}{2K_C - 1} \quad (61-4)$$

معمولاً $0.5 < K_C \leq 1$ متغیر است که در نرم افزار مقدار پیش فرض آن $\frac{2}{3}$ می باشد که بنا به

اتفاق نظر مراجع موجود، برای مدل سازی بتن تیر مناسب خواهد بود.

شکل ۴-۲۳ نمونه ای از سطح تسلیم را نمایش می دهد.



شکل ۴-۲۳- نمونه ای از سطح تسلیم مطابق با مقادیر مختلف K_C

۴-۴-۱-۱۰- پتانسیل جریان

پتانسیل جریان انتخاب شده برای مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن تابع دراکر-پراگر می باشد:

$$G = \sqrt{(e\sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (۴-۶۲)$$

در رابطه بالا ψ زاویه اتساع اندازه گیری شده در صفحه $p-q$ ، σ_{t0} تنش کششی تک محوری در هنگام شکست و e پارامتر خروج از مرکزیت^۱ است و نرخ را تعریف می کند که در آن تابع به مجانب نزدیک می شود. در این پایان نامه مقدار خروج از محوریت برابر ۰/۱ در نظر گرفته شده است که پیش فرض نرم افزار می باشد. با این مقدار در محدوده وسیعی از مقادیر فشار محصورشدگی، مقدار زاویه اتساع تقریباً یکسان است. همچنین در این تحقیق مقدار زاویه اتساع برابر ۴۰ فرض شده است.

۴-۴-۲- فولاد

تقویت های فولادی به وسیله مدل پلاستیسیته ی کلاسیک فلزات^۲ موجود در نرم افزار شبیه سازی شده اند [۱۲]. مشخصات اصلی این مدل عبارتند از:

- به کارگیری ضابطه ی تسلیم فن میسز^۳ یا هیل^۴
- استفاده از رفتار پلاستیک کامل^۵، سخت شدگی ایزوتروپ یا سخت شدگی سینماتیک
- قانون جریان وابسته با استفاده از شرط تسلیم فن میسز یا هیل

^۱ Eccentricity

^۲ Classical metal plasticity

^۳ Von mises yield criterion

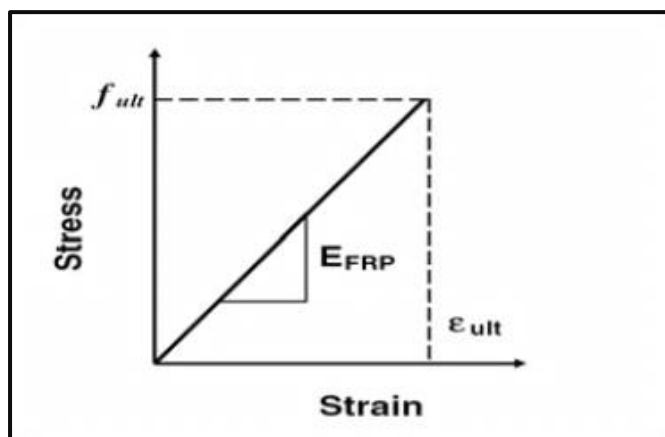
^۴ Hill mises yield criterion

^۵ Perfect plasticity

پارامترهای موردنیاز این مدل، ضریب کشسان فولاد (E_s)، نسبت پواسون (ν) و تنش تسلیم (f_y) می باشند.

۴-۳-۴ ورق های FRP

جهت مدل سازی رفتار لایه های FRP در نرم افزار از مدل شکست ترد استفاده شده است. در این مدل فرض می شود که رفتار پلیمرهای الیافی تا رسیدن به کرنش نهایی (ϵ_u) خطی می باشد. در این نقطه ماده دچار گسیختگی^۱ می شود و به یکباره تمامی ظرفیت باربری خود را از دست می دهد. رفتار تنش-کرنش ورق های FRP تا لحظه گسیختگی در شکل ۴-۲۴ مشاهده می شود.



شکل ۴-۲۴ رفتار تنش-کرنش ورق های FRP

۴-۵- مشخصات المان ها در نرم افزار آباکوس [۱۲]

به طور کلی پنج مشخصه رفتار هر المان را معرفی می کند:

۱- خانواده المان

۲- درجات آزادی (به صورت مستقیم با خانواده المان در ارتباط است).

۳- تعداد گره ها

۴- فرمولاسیون

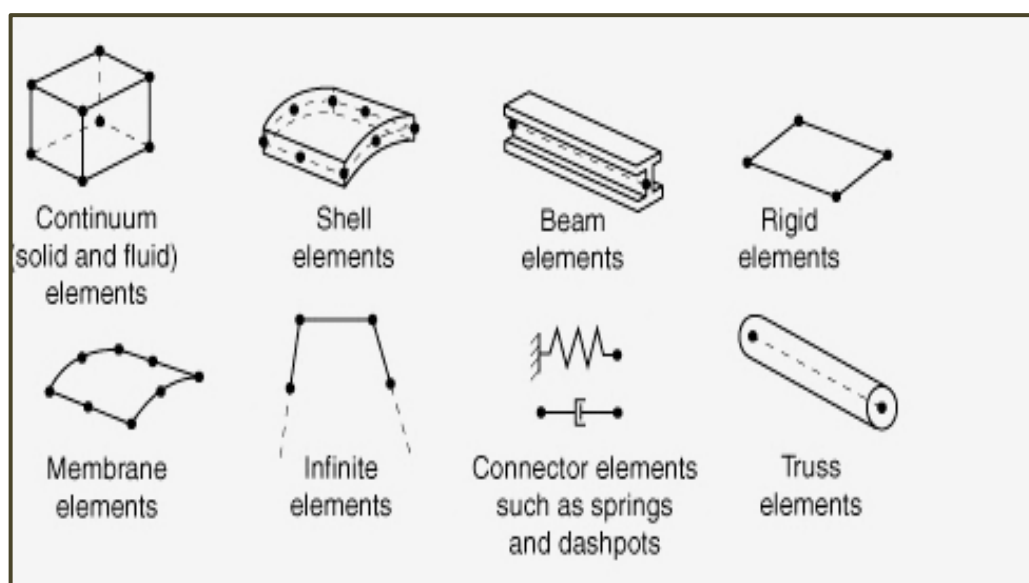
۵- انتگرال گیری

^۱ Rupture

هر المان در آباکوس نام منحصر به فردی دارد، مانند C3D8R، C3D8I، S4R، T2D2 که نام هر المان پنج مشخصه آن را تعیین می کند.

۴-۵-۱- خانواده المان^۱

شکل ۴-۲۵ خانواده المان هایی که به طور معمول در تحلیل تنش استفاده می شوند، را نشان می دهد. مهم ترین تفاوت آن ها در نوع هندسه آن ها می باشد. اولین حرف نام هر المان نشان دهنده ی خانواده ی آن المان است.



شکل ۴-۲۵- خانواده المان های رایج

۴-۵-۲- درجات آزادی^۲

درجات آزادی متغیرهای اساسی هستند که در طول تحلیل محاسبه می شوند. به عنوان مثال برای شبیه سازی تنش-تغییر مکان، درجات آزادی انتقالی هستند. برای شبیه سازی انتقال حرارت درجات آزادی در هر نقطه دما می باشند.

^۱ Family

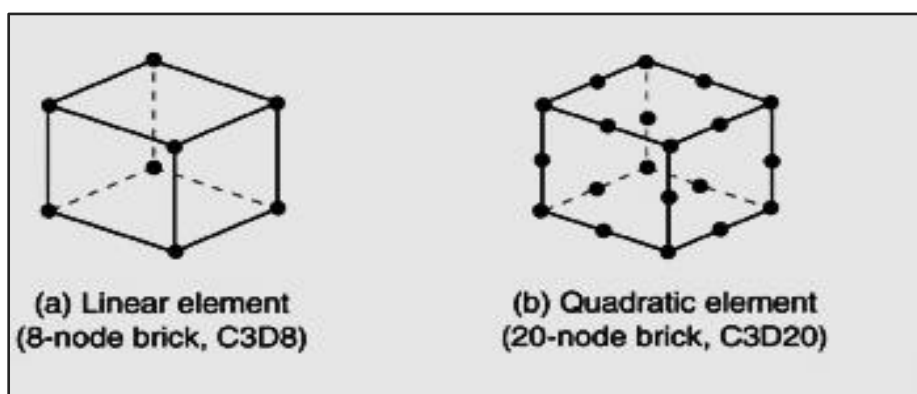
^۲ Degrees of freedom

۴-۵-۳- تعداد گره ها و مرتبه درون یابی^۱

تغییر مکان ها یا درجات آزادی دیگر (چرخش، دما و ...) در گره های المان محاسبه می شوند. در هر نقطه ی دیگر در المان، تغییر مکان ها با درون یابی تغییر مکان های گره ی به دست می آیند. معمولاً مرتبه ی درون یابی به وسیله ی تعداد گره های المان تعیین می شود.

المان هایی که فقط در گوشه ها گره دارند، مانند المان آجری ۸ گرهی نشان داده شده در شکل ۴-۲۶ از درون یابی خطی در هر جهت استفاده می کنند. این نوع المان ها خطی^۲ یا مرتبه اول^۳ نامیده می شوند. در المان های تیر مرتبه درون یابی به جای تعداد گره ها در نام المان قرارداده شده است. به عنوان مثال نام المان تیر سه بعدی مرتبه اول به شکل B31 نشان داده می شود. قراردادی مشابه هم برای المان های متقارن محوری پوسته ای و غشایی وجود دارد.

المان هایی با گره های میانی، مانند المان آجری ۲۰ گرهی نشان داده شده در شکل ۴-۲۶ از درون یابی درجه دوم استفاده می کنند و المان های مرتبه دوم نامیده می شوند. معمولاً تعداد گره ها در نام المان قید می شود مانند المان ۴ گرهی پوسته ای که S4R نام دارد.



شکل ۴-۲۶- المان های آجری خطی و آجری مرتبه دوم

^۱ Order of interpolation

^۲ Linear element

^۳ First-order element

۴-۵-۴- فرمولاسیون

فرمولاسیون هر المان اشاره به تئوری ریاضی به کار رفته در تعریف رفتار المان است. در رفتار لاگرانژی^۱ المان همراه مصالح تغییر شکل می دهد. در رفتار اویلری^۲ المان ها در فضا ثابت هستند و مصالح از میان آنها جریان می یابند. روش اویلری معمولاً در مکانیک سیالات کاربرد دارد.

^۱ Lagrangian

^۲ Eulerian

فصل پنجم:

بررسی صحت مدل سازی

۵-۱- مقدمه

قبل از ساخت مدل های اصلی و تحلیل آن توسط نرم افزار و بررسی نتایج، لازم است که ابتدا از صحت مدل سازی و فرضیه های در نظر گرفته شده اطمینان حاصل کرد. برای این منظور در این فصل پس از آشنایی با نحوه مدل سازی یک عضو سازه ای در نرم افزار ABAQUS، یک تیر بتن مسلح مقاوم نشده و سپس یک تیر بتن مسلح مقاوم شده با ورق FRP پیش تنیده مدل سازی شده اند و نکات مربوط به مدل سازی بیان گردیده است. در ادامه تحلیل غیرخطی به روش صریح انجام و سپس نتایج حاصل از تحلیل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است.

۵-۲- نحوه مدل سازی یک عضو سازه ای در ABAQUS

مدل سازی یک عضو یعنی تعیین و تطبیق مشخصات عضو؛ اعم از رفتار مادی، مشخصات هندسی، شرایط مرزی و نحوه بارگذاری به گونه ای که عکس العمل رفتاری و خروجی هایی متناسب و نزدیک به نتایج واقعی از آن حاصل شود. اطمینان از نزدیک شدن نتایج خروجی با نتایج آزمایشگاهی که با تعدیل پارامترهای قابل تنظیم در نرم افزار صورت می گیرد، تعیین صحت عملکرد یا همان کالیبراسیون نامیده می شود.

به طور کلی فرآیند مدل سازی هر عضو در نرم افزار ABAQUS/CAE شامل ۹ مرحله زیر

می باشد:

۱- ایجاد هندسه مدل در ماژول part : در این بخش خصوصیات هندسه مدل، نوع هندسه

شامل سه بعدی یا دو بعدی بودن و شکل پذیری یا صلب بودن قطعه مشخص می شود.

۲- تعریف خواص مواد در ماژول property : در این بخش خصوصیات و رفتار مکانیکی

مصالح استفاده شده در عضو تعریف می شود. سپس برای هر یک از مواد یک مقطع^۱ ایجاد می کنیم که

دارای خاصیت ماده موردنظر است. در پایان با توجه به نوع ماده، هر مقطع به یک یا چند قطعه

اختصاص^۲ داده می شود.

۳- مونتاژ قطعات در ماژول Assembly : مدل موردنظر ممکن است شامل یک یا چند قطعه

باشد که هر کدام از آنها در بخش Part ایجاد شده اند. در این مرحله، این قطعات وارد فضای دوبعدی

یا سه بعدی شده و سپس با اعمال قیدهایی در موقعیت مناسب نسبت به یکدیگر قرار می گیرند.

۴- تعریف مراحل حل در ماژول Step : در این بخش با توجه به نوع مسئله، روش تحلیلی

(استاتیکی، دینامیکی، خطی، غیرخطی و...) و مراحل آن انتخاب می شود. علاوه بر آن می توان نوع و

چگونگی نتایج خروجی حاصل از تحلیل را نیز تعیین نمود.

۵- تعریف تماس در ماژول Interaction : در این قسمت رفتارهای تماسی مکانیکی (مانند

اصطکاک) و حرارتی (مانند انتقال حرارت) بین قطعات تعریف و اعمال می شود. قیدها و اتصالات مدل

نیز در این مرحله باید تعریف و اعمال شوند.

۶- اعمال شرایط مرزی و بارگذاری در ماژول Load : از این بخش برای تعریف انواع

بارگذاری، قیدهای تکیه گاهی و سایر شرایط مرزی استفاده می شود. همچنین مدت زمان اعمال

بارگذاری نیز در این بخش تعریف می شود.

۷- شبکه بندی مدل در ماژول Mesh : پس از اتمام مراحل فوق، در این بخش عملیات

^۱ section

^۲ Assign

گسسته سازی مدل که به اصطلاح مش زدن نامیده می شود، صورت می پذیرد. در این مرحله نوع و تعداد المان ها مشخص می شود.

۸- اجرای مسئله در ماژول Job : در این مرحله تنظیمات مربوط به اجرای مسئله انجام می شود و مدل ایجاد شده توسط یکی از تحلیل گرهای ABAQUS/Standard یا ABAQUS/Explicit تحلیل می شود.

۹- مشاهده نتایج خروجی در ماژول Visualization : نتایج خروجی تعیین شده در بخش Step را می توان در این مرحله مشاهده نمود. نتایج خروجی مورد نظر به صورت بردار، نمودار، جدول و نوارهای هم تراز قابل مشاهده و بررسی هستند [۱۲].

نمونه های تجربی مدل سازی شده در این تحقیق، در سال ۲۰۰۸ توسط زو و همکاران [۹] تحت آزمایش قرار گرفته اند.

به طور خلاصه مشخصات کلی مدل سازی تیرهای بتن مسلح که در این تحلیل در نظر گرفته شده است، به صورت زیر می باشد:

۱- مدل سازی سه بعدی تیرهای بتن مسلح

۲- استفاده از مدل آسیب دیدگی پلاستیک^۱ (CDP) برای بتن

۳- در نظر گرفتن پیوستگی کامل بین فولاد و بتن

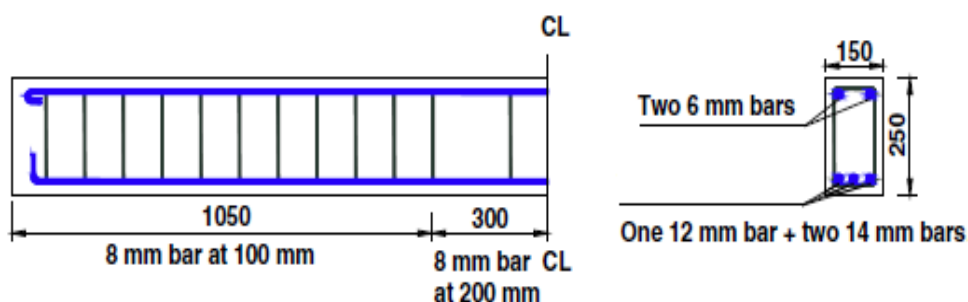
در ادامه به بررسی جزئیات این مدل سازی ها و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل با نتایج آزمایشگاهی [۹] می پردازیم.

۵-۳- مدل سازی تیر بتن مسلح مقاوم نشده

این نمونه یک تیر بتن مسلح با نام RC1 است که دارای ۲/۷ متر طول، ۲۵۰ mm ارتفاع و ۱۵۰ mm عرض می باشد. این تیر با ۲ میلگرد طولی فشاری به قطر ۶ mm در بالا، ۲ میلگرد طولی

^۱ Concrete Damage Plasticity

کششی به قطر ۱۴mm در پایین و طرفین، ۱ میلگرد طولی کششی به قطر ۱۲mm در پایین و وسط مقطع تیر، مسلح شده است. شکل ۵-۱ جزئیات هندسی و آرماتورگذاری این نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد [۹]. برای مقاوم سازی برشی از میگردهای عرضی به قطر ۸ میلی‌متر استفاده شده است.



شکل ۵-۱- ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری تیرهای بتن مسلح RC1 و PC2 [۹]

۵-۳-۱- مشخصات مصالح تیر بتن مسلح RC1

مشخصات مکانیکی بتن و فولادهای مصرفی در این آزمایش در جدول‌های ۵-۱ و ۵-۲ بیان

شده‌اند.

جدول ۵-۱- مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی [۹]

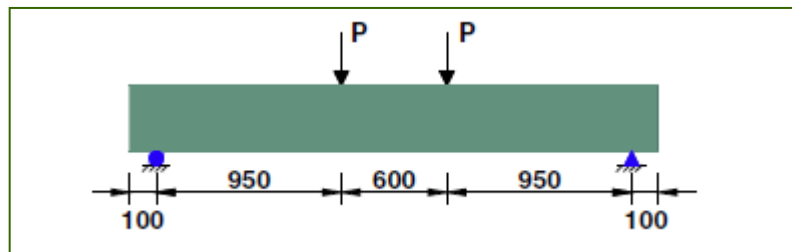
نام تیر	E_c (Gpa)	F_{cu} (Mpa)	F_t (Mpa)
RC1	۳۱/۵	۴۶/۹	۳/۴

جدول ۵-۲- مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی مورد استفاده در تیر RC1 [۹]

قطر میلگرد (mm)	E_s (Gpa)	F_y (Mpa)	F_t (Mpa)
۶	۲۴۵	۵۰۰	۶۴۱
۸	۲۰۱	۲۹۸	۴۶۶
۱۲	۱۴۵	۳۴۰	۵۱۸
۱۴	۱۴۰	۲۷۰	۴۵۰

بارگذاری تیر بتن مسلح توسط یک دستگاه بارگذاری چهار نقطه‌ای انجام شده است. شکل

۲-۵ موقعیت‌های تکیه‌گاهی و محل اعمال بارگذاری را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۵- وضعیت بارگذاری [۹]

۲-۳-۵- مدل سازی رفتار مصالح

۱-۲-۳-۵- بتن

تخصیص منحنی تنش-کرنش بتن از مهم‌ترین پارامترهای تعیین کننده نتایج حاصل از

تحلیل اجزای محدود است.

الف- رفتار تک محوری بتن در فشار

در این پایان‌نامه برای رفتار فشاری تک‌محوری از مدل ارایه شده توسط مندر و

همکاران (۱۹۸۴) [۲۴] مطابق روابط ۱-۵ تا ۵-۵ استفاده شده است.

برای بارگذاری یکنوا و نرخ کرنش کم، تنش تک‌محوری فشاری f_c به صورت زیر به دست

می‌آید:

$$f_c = \frac{f'_{co} x r}{r - 1 + x^r} \quad (۱-۵)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad (۲-۵)$$

که ε_c کرنش بتن و f'_{co} مقاومت فشاری بتن غیرمحصور^۱ با کرنش مربوطه ε_{co} است.

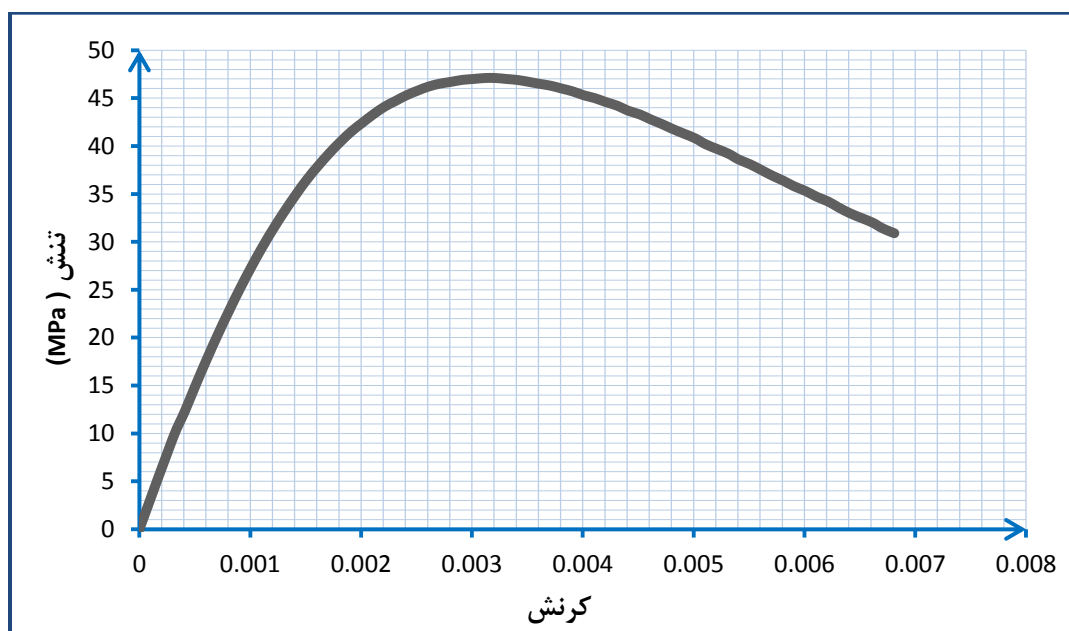
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (۳-۵)$$

^۱ Unconfined concrete

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} \text{ Mpa} \quad (۴-۵)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}} \quad (۵-۵)$$

بر این اساس منحنی تنش-کرنش فشاری بتن در شکل ۳-۵ آورده شده است.



شکل ۵-۳- منحنی تنش-کرنش فشاری بتن مورد استفاده در تیر RC1

ب- رفتار بتن در کشش

برای رفتار تنش-کرنش بتن در کشش، از روابط ارائه شده توسط وکیوو و کالینز (۱۹۸۶)

[۲۲] استفاده شده است که با استفاده از داده‌های نمونه آزمایشگاهی منحنی تنش-کرنش کششی

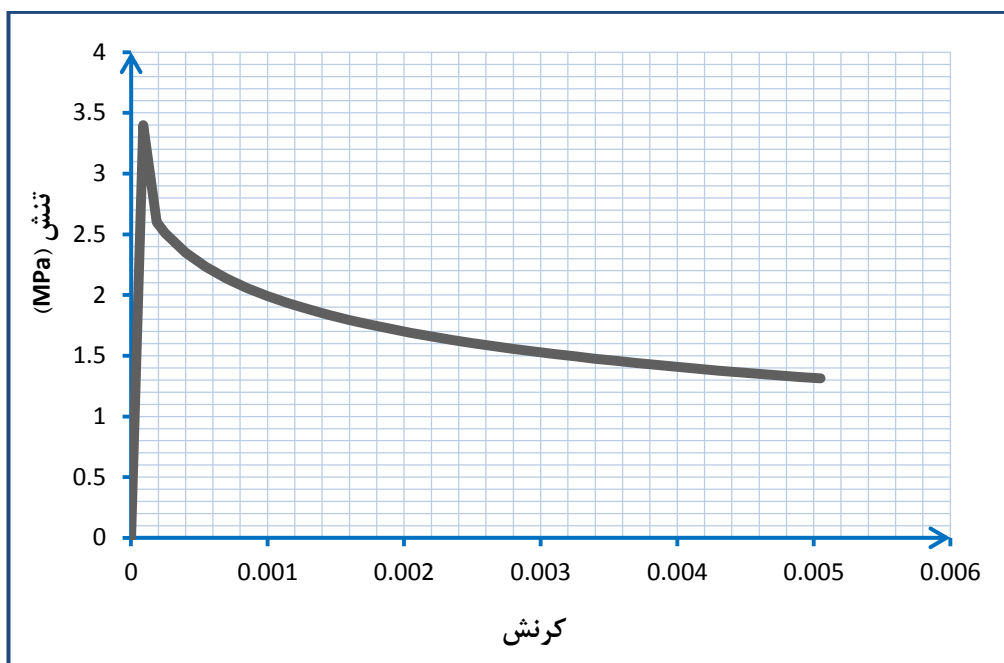
بتن مشابه شکل ۴-۵ می‌باشد.

قبل از ترک خوردگی:

$$f_{cl} = E_c \varepsilon_1 \quad \text{برای } \varepsilon_1 < \varepsilon_{cr} \quad (۶-۵)$$

پس از ترک خوردگی:

$$f_{cl} = \frac{f_{cr}}{1 - \sqrt{200\varepsilon_1}} \quad \text{برای } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr} \quad (۷-۵)$$



شکل ۵-۴- منحنی تنش-کرنش کششی بتن مورد استفاده در تیر RC1

که در آن:

f_{c1} : تنش کشش اصلی میانگین در بتن ترک خورده

ε_1 : کرنش کششی اصلی میانگین

f_{cr} : مقاومت کششی بتن

E_c : مدول ارتجاعی بتن

ε_{cr} : کرنش ترک خوردگی بتن است که به وسیله رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad (۸-۵)$$

ج- مدل سازی بتن

برای مدل سازی بخش خطی رفتار بتن از گزینه کشسان خطی (Elasticity>Elastic)

استفاده و بتن ماده‌ای همسان گرد^۱ فرض شده است. ضریب پواسون^۱ (ν) برابر با ۰/۲ در نظر گرفته

شده است. جدول ۳-۵ پارامترهای الاستیک بتن را با توجه به مشخصات نمونه تجربی نشان می‌دهد.

^۱ Isotropic

جدول ۵-۳- مقادیر مربوط به مدل سازی رفتار خطی بتن (پارامترهای الاستیک بتن)

E_c (Mpa)	ν
۳۱۵۰۰	۰/۲

برای مدل سازی رفتار غیرخطی بتن در قسمت رفتارهای غیرکشسان از مدل آسیب دیدگی پلاستیک که پارامترهای مربوط به آن (پنج پارامتر پلاستیک و پارامترهای اختصاصی معرف رفتار بتن در کشش و فشار) در بخش ۴-۴ توضیح داده شد، استفاده شده است.

پارامترهای مربوط به پلاستیسیته^۲، رفتار و آسیب دیدگی فشاری^۳، رفتار و آسیب دیدگی کششی^۴ برای بتن این نمونه آزمایشگاهی مطابق جدول های ۵-۴ تا ۵-۶ در نظر گرفته شده اند.

پارامترهای پلاستیسته مدل CDP به گونه ای انتخاب شده اند که بهترین تطابق بین نتایج حاصل از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی به وجود آید. لذا برای رسیدن به بهترین پارامترها تحلیل های متعددی صورت گرفت تا با تغییر هر کدام از پارامترهای مجهول مناسب ترین مقدار برای آن پارامتر انتخاب شود. در اینجا تنها نتایج حاصل از بهترین تحلیل که نزدیک ترین تطابق را بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج عددی ایجاد می کند، ارائه می شود.

جدول ۵-۴- پارامترهای پلاستیسته مدل CDP

(Φ) زاویه اتساع	(ϵ) خروج از محوریت	F_{bo}/F_{co}	K	(μ) پارامتر ویسکوزیته
۳۷	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰

^۱ Poisson's Ratio

^۲ Plasticity

^۳ Concrete Compression Damage

^۴ Concrete Tension Damage

جدول ۵-۵- پارامترهای آسیب دیدگی فشاری نمونه

پارامتر آسیب دیدگی	کرنش غیرالاستیک	تنش (Mpa)
.	.	۹/۴۳
.	۳/۰۱E-۰۵	۱۵/۱۰
.	۶/۲۹E-۰۵	۲۰/۴۰
.	۰/۰۰۰۱۱۱	۲۵/۲۰
.	۰/۰۰۰۲۱۳	۳۱/۴۰
.	۰/۰۰۰۳۵۲	۳۶/۵۰
.	۰/۰۰۰۵۲۷	۴۰/۴۰
.	۰/۰۰۰۷۳۵	۴۳/۳۰
.	۰/۰۰۰۸۹	۴۴/۷۰
.	۰/۰۰۱۱۴	۴۶/۲۰
.	۰/۰۰۱۶۲	۴۶/۹۰
۰/۰۱۷۵	۰/۰۰۲۲۴	۴۶/۳۰
۰/۰۴۵۱	۰/۰۰۲۶۸	۴۵
۰/۱۴۶	۰/۰۰۳۸۳	۴۰/۲۰
۰/۲۵۱	۰/۰۰۴۸۹	۳۵/۳۰
۰/۳۵۶	۰/۰۰۵۹۵	۳۰/۳۰
۰/۴۳۲	۰/۰۰۶۷۶	۲۶/۸۰
۰/۵۴۸	۰/۰۰۷۵۷	۲۳/۵۰

جدول ۵-۶- پارامترهای آسیب دیدگی کششی نمونه

پارامتر آسیب دیدگی	کرنش ترک خوردگی	تنش (MPa)
۰	۰	۳/۴۰
۰/۲۳۵	۰/۰۰۰۱۰۷	۲/۶۰
۰/۳۰۹	۰/۰۰۰۳۲۵	۲/۳۵
۰/۳۹۵	۰/۰۰۰۷۸۵	۲/۰۶
۰/۴۴۶۵	۰/۰۰۱۲۴	۱/۸۸
۰/۵۰۳	۰/۰۰۲	۱/۶۹
۰/۵۳۵	۰/۰۰۲۶	۱/۵۸
۰/۵۶۰	۰/۰۰۳۲۱	۱/۴۹
۰/۵۸۱	۰/۰۰۳۸۱	۱/۴۲
۰/۵۹۵	۰/۰۰۴۲۶	۱/۳۸
۰/۶۰۳	۰/۰۰۴۵۶	۱/۳۵
۰/۶۰۷	۰/۰۰۴۷۱	۱/۳۴
۰/۶۱۴	۰/۰۰۵۰۱	۱/۳۱

۵-۳-۲-۲- فولاد

برای بسیاری از مقاصد طراحی و تحقیقاتی بتن مسلح رفتار فولاد را ایده آل سازی می کنند و همچنین رفتار کششی و فشاری این ماده را یکسان فرض می نمایند. در این تحقیق از مدل الاستیک-پلاستیک برای شبیه سازی رفتار آرماتورهای طولی فشاری و خاموت ها استفاده شده است. در این روش رفتار فولاد تا رسیدن به تنش تسلیم الاستیک می باشد. پارامترهای مورد نیاز برای نشان دادن رفتار الاستیک و همسان گرد فولاد تا رسیدن به نقطه جاری شدگی، ضریب کشسان فولاد (E_s) و نسبت پواسون (ν) می باشند. این مقادیر، با توجه به مشخصات نمونه تجربی، در جدول ۵-۷ آورده شده است.

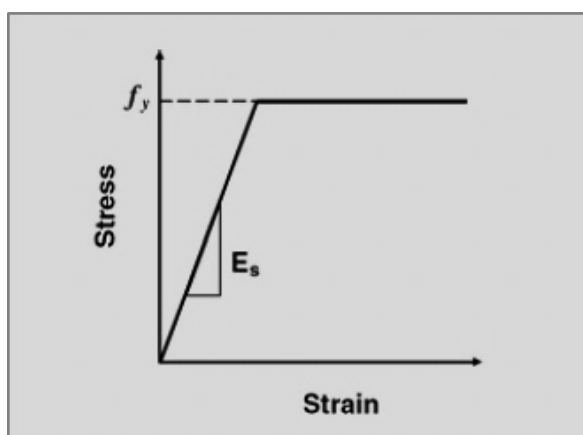
جدول ۵-۷- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون انواع میلگردهای مورد استفاده در تیر RC1

E_s (Gpa)	ν_s	قطر میلگرد (mm)
۲۴۵	۰/۲۵	۶
۲۰۱	۰/۲۵	۸
۱۴۵	۰/۲۵	۱۲
۱۴۰	۰/۲۵	۱۴

برای مدل سازی رفتار آرماتورهای طولی فشاری (بالا) و خاموت ها، از مدل الاستیک-پلاستیک کامل مطابق شکل ۵-۵، استفاده شده است. در این مدل پس از رسیدن به تنش تسلیم، فولاد تحت بار ثابت جاری می شود. برای نشان دادن بخش پلاستیک منحنی از گزینه پلاستیک (Plasticity > plastic) استفاده شده است. داده های ورودی این بخش در جدول ۵-۸ آمده است.

جدول ۵-۸- داده های ورودی رفتار پلاستیک آرماتورهای فشاری (بالا) و خاموت های مورد استفاده در تیر RC1

کرنش نهایی	تنش جاری شدگی (Mpa)	قطر میلگرد (mm)
۰/۲	۵۰۰	۶
۰/۲	۲۹۸	۸



شکل ۵-۵- مدل الاستیک-پلاستیک کامل برای فولاد

برای شبیه سازی رفتار آرماتورهای طولی کششی (پایین) از مدل رفتاری متوسط چندخطی سالم و مایکاو [۲۶] استفاده شده است. با استفاده از گزینه پلاستیک نرم افزار، رفتار پس از تسلیم آرماتور مدل سازی شده است. این مقادیر در جدول ۵-۹ آورده شده است.

جدول ۵-۹- داده های ورودی رفتار پلاستیک آرماتورهای کششی (پایین) مورد استفاده در تیر RC1

کرنش نهایی	تنش نهایی (Mpa)	تنش جاری شدگی (Mpa)	قطر میلگرد (mm)
۰/۱۹۷	۵۰۶	۲۷۰	۱۲
۰/۱۸۷	۴۳۰	۱۵۱	۱۴

۵-۳-۳- صفحات بارگذاری و تکیه گاهی

مدل رفتاری برای صفحات بارگذاری و تکیه گاهی به صورت همسان گرد و الاستیک در نظر گرفته شده است. مشخصات ورودی این مدل رفتار در جدول ۵-۱۰ آمده است.

جدول ۵-۱۰- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون صفحات بارگذاری و تکیه گاه تیر RC1

ν	E (Gpa)
۰/۲	۲۰۰۰

همان طور که مشاهده می نماید مدول الاستیسیته این قطعات به منظور عملکرد صلب آن ها مقداری بالا در نظر گرفته شده است. (حدود ۱۰ برابر فولاد معمولی)

۵-۳-۳- انواع المان های مورد استفاده

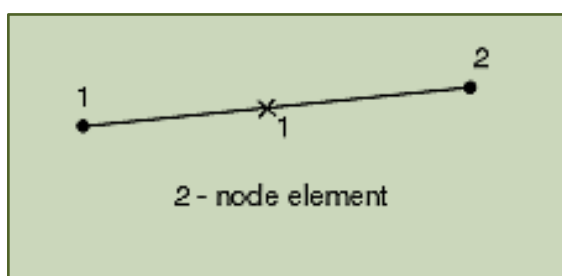
۵-۳-۳-۱- بتن

در این تحقیق تیر بتنی با استفاده از المان های C3D8R خانواده Solid استفاده شده است. این المان، یک المان آجری ۸ گرهی با درون یابی خطی (مرتبه اول) و نقاط انتگرال گیری کاهش یافته

می باشد. در جزء با انتگرال گیری کاهش یافته گره های واقع در سطوح و میان یال ها در انتگرال گیری شرکت نکرده و تنها گره های گوشه ای در این جزء در انتگرال گیری شرکت می کنند.

۵-۳-۳-۲- فولاد

برای مدل سازی میلگردهای فولادی از المان تیر دو گرهی B31 استفاده شده است. این المان یک المان دو گرهی است که از تابع درون یاب خطی بهره می جوید. در شکل ۵-۶ نقاط انتگرال گیری این جزء نشان داده شده است.



شکل ۵-۶- نقاط انتگرال گیری در المان B31

۵-۳-۳-۳- صفحات بارگذاری و تکیه گاهی

برای مدل سازی این صفحات همانند تیر بتنی از المان های C3D8R استفاده شده است. انواع المان های شبیه سازی انتخابی برای تیر RC1، به طور خلاصه در جدول ۵-۱۱ آورده شده است.

جدول ۵-۱۱- انواع المان های انتخابی برای شبیه سازی تیر RC1

ماده	نشانه نرم افزاری المان
بتن	C3D8R
فولاد	B31
صفحات بارگذاری و تکیه گاهی	C3D8R

۵-۱-۴- شبکه بندی^۱ مدل

برای مدل سازی مصالح مختلف تیر بتن مسلح، از شبکه بندی زیر استفاده شده است:

- تیر بتنی، صفحات بارگذاری و تکیه گاهی: المان هایی با ابعاد $۳۷/۵ \times ۳۰ \times ۲۰$

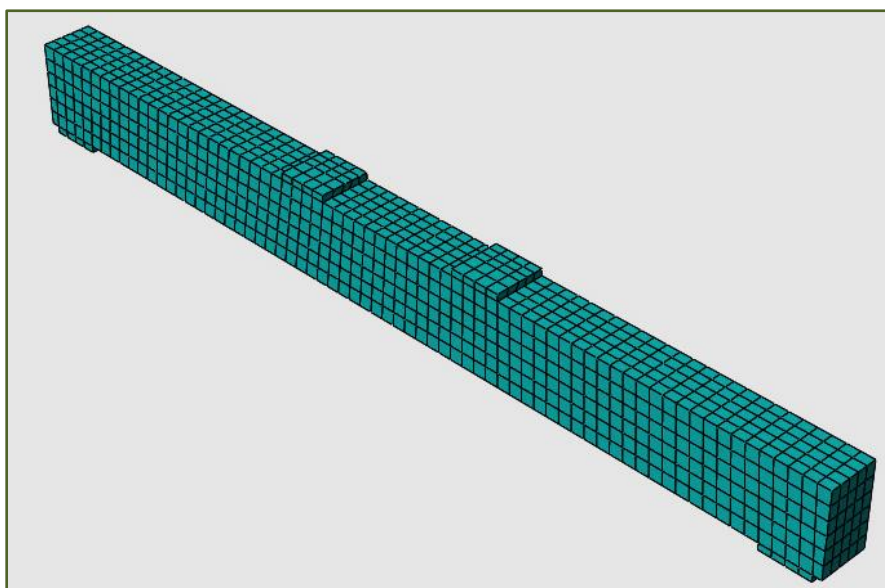
میلی متر

- آرماتورهای طولی و عرضی: المان های ۵۰ میلی متری

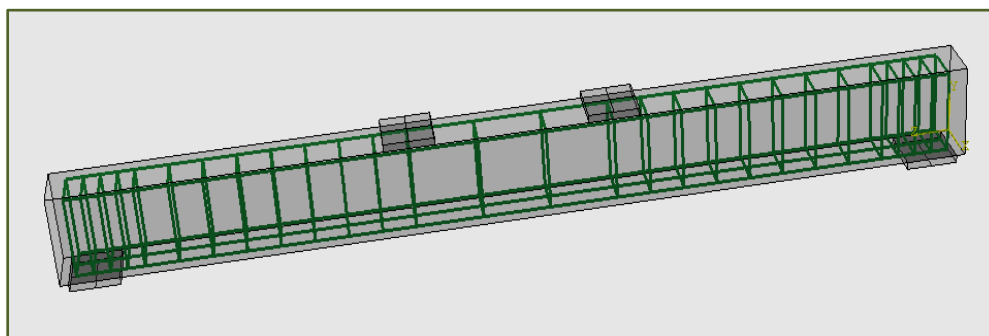
بررسی همگرایی ابعاد شبکه بندی، نشان می دهد که مدل با استفاده از این ابعاد از پاسخ های

مناسب و دقت قابل قبولی برخوردار است.

شبکه بندی مدل در شکل های ۵-۷ و ۵-۸ نشان داده شده است.



شکل ۵-۷- شبکه بندی تیر بتن مسلح



شکل ۵-۸- شبکه بندی میلگردهای فولادی داخلی تیر RC1

^۱ Mesh

۵-۳-۵- ارتباط بین مصالح سازنده مدل

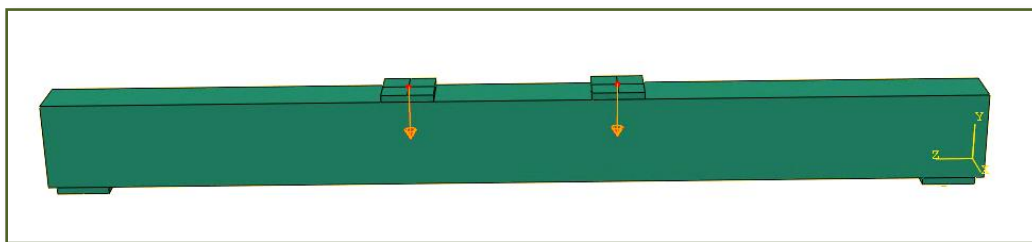
در این تحقیق از در نظر گرفتن لغزش بین بتن و آرماتور صرف نظر شده است. از آن جایی که استفاده از مدل های پیچیده لغزش، تحقیق را بدون رسیدن به بهره چندانی از هدف اصلی دور می سازد؛ با فرض پیوستگی کامل، به میزان اندرکنش فولاد و بتن که در رفتار سخت شدگی کششی بتن تعریف شده اکتفا می شود. برای این منظور از تکنیک المان های مدفون^۱ در مدل سازی آرماتورها استفاده گردید. تکنیک المان های مدفون، المان یا گروهی از المان ها را در المان های میزبان جاسازی می کند. Abaqus به دنبال روابط هندسی بین گره های المان های مدفون و المان های میزبان می گردد. اگر گره المان مدفون در داخل المان میزبان قرار داشته باشد، درجه آزادی انتقالی در آن گره حذف و گره تبدیل به گره مدفون می شود. درجات انتقالی گره مدفون مقید به مقدار حاصل از درونیابی درجات آزادی مربوطه در المان میزبان می شود. المان های مدفون اجازه داشتن درجات آزادی چرخشی را دارند و این چرخش ها با این تکنیک مقید نمی شوند. المان های میزبان فقط می توانند درجات آزادی انتقالی داشته باشند. تعداد درجات آزادی انتقالی در یک گره از المان مدفون باید برابر تعداد آن ها در یک گره از المان میزبان باشد.

۵-۳-۶- بارگذاری و شرایط تکیه گاهی

مدل المان محدود در موقعیت هایی مشابه نمونه آزمایشگاهی بارگذاری شده است. برای جلوگیری از تمرکز تنش در محل اثر بارها و موقعیت های تکیه گاهی، از ورق های فولادی با ابعاد $150\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 20\text{ mm}$ استفاده شد. ضمن آن که نحوه بارگذاری نمونه از نوع کنترل بار در نظر گرفته شده است.

شکل ۵-۹ نحوه اعمال بارگذاری را نشان می دهد.

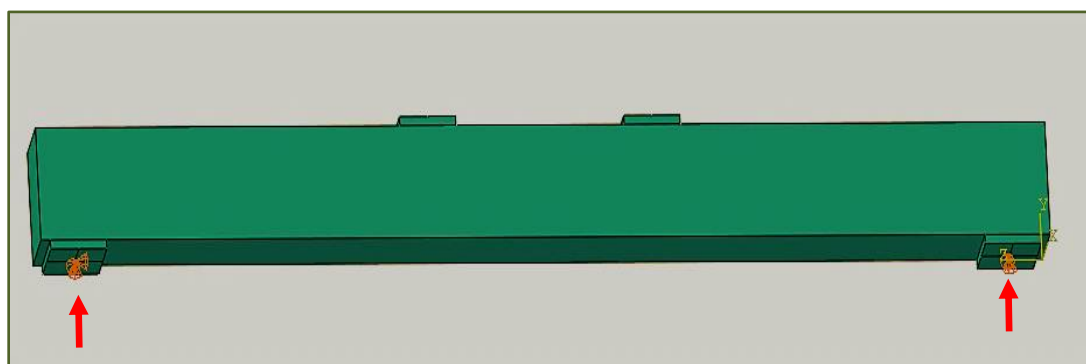
^۱ Embedded elements



شکل ۵- ۹- اعمال بارگذاری مدل در نرم افزار

با توجه به اینکه برای مدل سازی نمونه تجربی، کل تیر بتن مسلح مدل شده است، شرایط تکیه گاهی مدل المان محدود همانند شرایط تکیه گاهی نمونه تجربی می باشد. به این ترتیب که تکیه گاه مفصلی در سمت چپ و تکیه گاه غلتکی در سمت راست تیر مدل سازی شده اند.

در شکل ۵- ۱۰ شرایط تکیه گاهی مدل نمایش داده شده است.



شکل ۵- ۱۰- نحوه اعمال قیدهای تکیه گاهی

۵-۳-۷- روش تحلیل

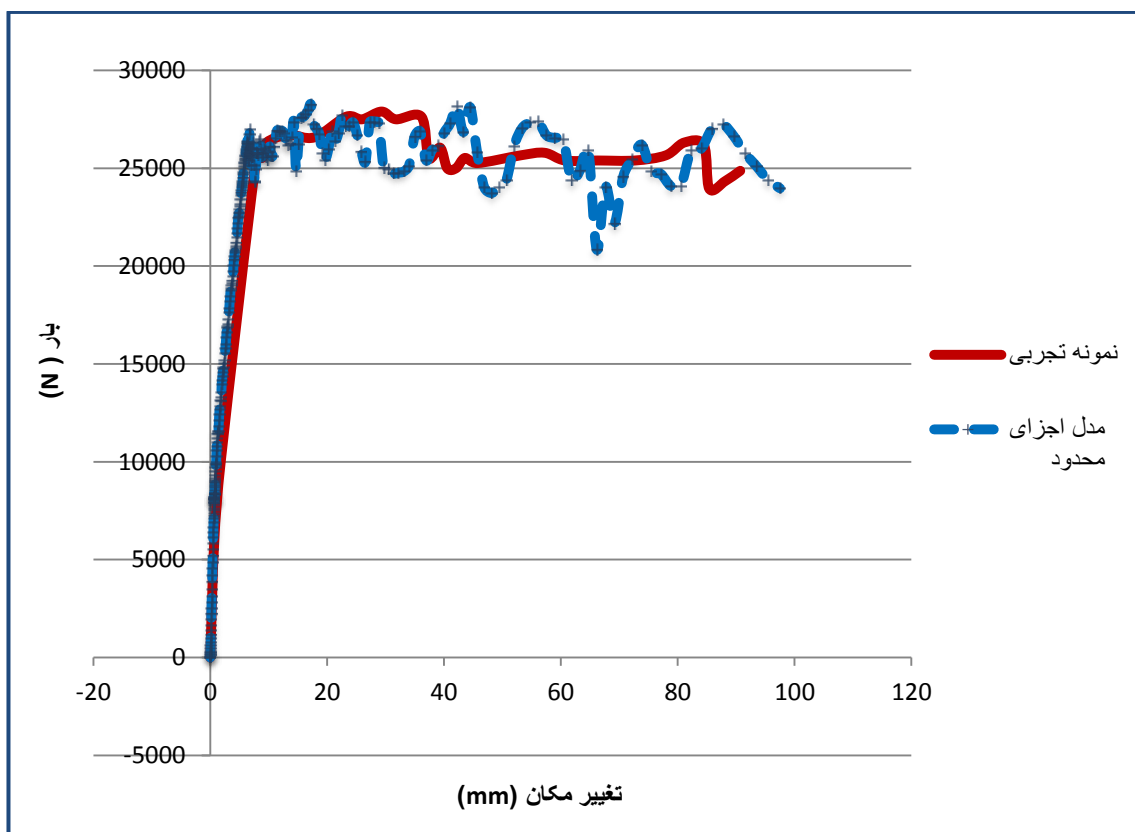
برای حل دستگاه معادلات غیرخطی این مدل از روش غیرخطی صریح^۱ [۱۲] استفاده شده است که توضیح کامل این روش در بخش ۴-۲ بیان شد.

۵-۳-۸- مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی

در این بخش نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود مورد بررسی قرار می گیرند. شکل ۵-۱۱ منحنی بار-تغییر مکان وسط دهانه حاصل از تحلیل اجزای محدود و آزمایش تیر بتن مسلح RC1 نشان می دهد.

^۱ Explicit

همان طور که مشاهده می شود، نمودار بار-تغییر مکان حاصل از آنالیز اجزای محدود مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان می دهد.



شکل ۵- ۱۱- منحنی بار-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی در مقایسه با مدل عددی در ABAQUS

ذکر موارد زیر در مورد مدل سازی، تحلیل و استخراج خروجی این مدل حایز اهمیت است:

۱- بارگذاری مدل از نوع کنترل بار بوده است و مدل طوری برنامه ریزی شده است که تغییر مکان وسط دهانه به ازای هر مرحله افزایش بار ثبت گردد.

۲- در نمونه آزمایشگاهی تغییر مکان وسط دهانه تیر، به وسیله یک تغییر مکان سنج اندازه گیری شده است. بر این اساس تغییر مکان تیر مدل شده با روش اجزای محدود، به وسیله میانگین گیری از تغییر مکان اندازه گیری شده دو وجه تیر در وسط دهانه، محاسبه شده است.

۳- با توجه به این که برای تحلیل این مدل از روش حل صریح استفاده شده است، برای اطمینان از صحت نتایج، نسبت انرژی جنبشی به انرژی ورودی کل باید کمتر از ۵ درصد باشد [۱۲].

۵-۴- مدل سازی تیر بتن مسلح مقاوم شده با ورق FRP پیش تنیده

این نمونه یک تیر بتن مسلح مقاوم شده با FRP پیش تنیده با نام PC2 است که از آزمایش انجام شده توسط زو و همکاران در سال ۲۰۰۸، انتخاب شده است [۹].

تمامی مشخصات هندسی تیر، جزئیات آرماتورگذاری، شرایط تکیه گاهی و بارگذاری، همانند تیر RC1 مدل شده در بخش ۵-۳ می باشد. تفاوت دو نمونه در استفاده از ورق CFRP پیش تنیده برای مقاوم سازی تیر بتن مسلح می باشد. مشخصات هندسی و جزئیات تقویت های فولادی داخلی تیر PC2 در جدول ۵-۱۲ آورده شده است.

جدول ۵-۱۲- مشخصات تیر PC2 [۹]

نمونه	ابعاد (میلی متر)	میلگردهای طولی بالا	میلگردهای طولی پایین
PC2	۲۷۰۰×۲۵۰×۱۵۰	۲ Ø ۶	۱Ø۱۲ + ۲Ø۱۲

۵-۴-۱- مشخصات مصالح تیر بتن مسلح PC2

جدول های ۵-۱۳ و ۵-۱۴ مشخصات مکانیکی بتن و فولادهای مورد استفاده در تیر بتن مسلح PC2، را نشان می دهد.

جدول ۵-۱۳- مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده در تیر PC2 [۹]

نمونه	E_c (GPa)	F_{cu} (MPa)	F_t (MPa)
PC2	۳۲/۵	۵۲/۳	۳/۶

جدول ۵-۱۴- مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی مورد استفاده در تیر PC2 [۹]

قطر میلگرد (mm)	E_s (Gpa)	F_y (Mpa)	F_t (Mpa)
۶	۲۴۵	۵۰۰	۶۴۱
۸	۲۰۱	۲۹۸	۴۶۶
۱۲	۱۴۵	۳۴۰	۵۱۸
۱۴	۱۴۰	۲۷۰	۴۵۰

۵-۴-۱- مشخصات ورق CFRP^۱ و نحوه اعمال پیش تنیدگی

برای مقاوم سازی خمشی تیر بتن مسلح PC2 از ورق CFRP به ضخامت ۱/۴ میلی متر و عرض ۲۰ میلی متر استفاده شده است. مشخصات مکانیکی CFRP مورد استفاده در نمونه تجربی، در جدول ۵-۱۵ آمده است.

جدول ۵-۱۵- مشخصات مکانیکی CFRP مورد استفاده در تیر PC2 [۹]

نمونه	E_f^4 (GPa)	F_{fu}^3 (MPa)	ϵ_{fu}^2
PC2	۱۵۰	۲۵۰۰	۱۶۶۷۰×۱۰^{-۶}

در نمونه آزمایشگاهی برای اعمال پیش تنیدگی، ابتدا وجه کششی تیر بتن مسلح به سمت بالا قرار داده شد. سپس سطح تیر کاملاً تمیز و آماده سازی شده و با لایه ای از چسب^۵ پوشانده شده و. مقدار اضافی چسب از مرکز به سمت دو انتها انتقال داده می شود. به این ترتیب علاوه بر کنترل ضخامت چسب، حباب های هوا نیز در صورت وجود خارج می شوند. در ادامه تنش کششی اولیه ۱۴۶۱/۴ مگاپاسکال توسط جک هیدرولیکی از انتهای فعال ورق CFRP به آن اعمال می شود و ورق با اعمال فشار ۰/۸ مگاپاسکال توسط یک ورق فولادی به سطح تیر چسبانده می شود. پس از عمل آوری چسب، پیچ ها در حفراتی که از قبل ایجاد شده اند، نصب شده و به این ترتیب ورق CFRP توسط دو سیستم مهاري در دو انتها به تیر متصل می شود. بعد از نصب سیستم های مهاري، قاب پیش تنیدگی و جک هیدرولیکی خارج می شوند. در شکل ۵-۱۲ ترتیب مراحل اعمال پیش تنیدگی به ورق CFRP مشاهده می شود.

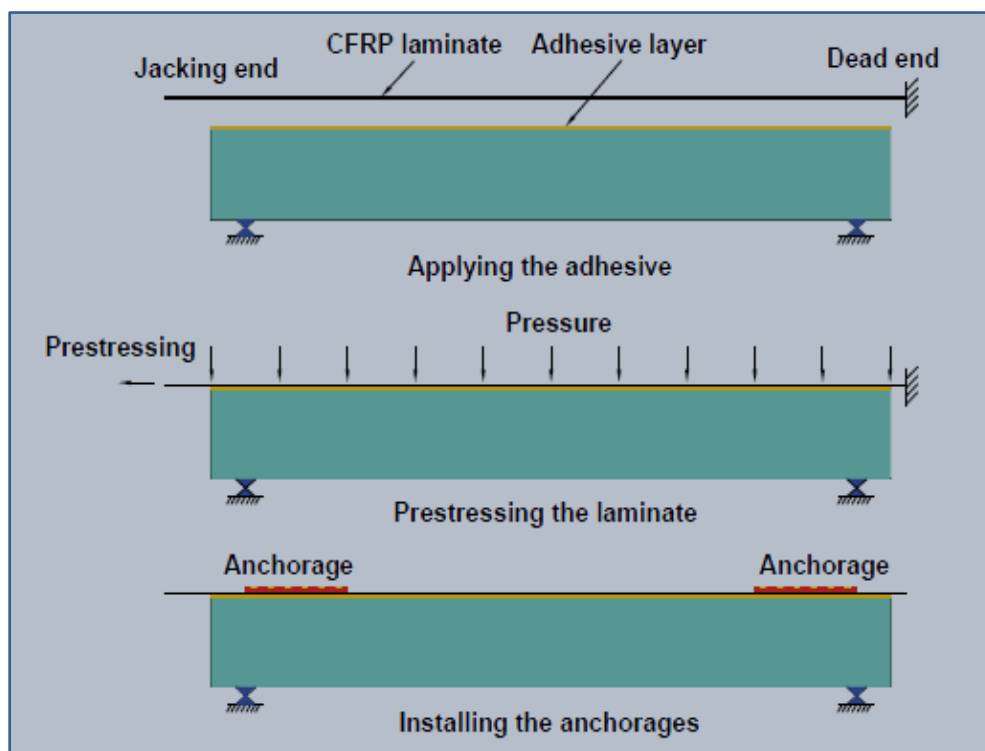
^۱ Laminate

^۲ Ultimate Tensile Strain

^۳ Ultimate Tensile Strength

^۴ Longitudinal Elastic Modulus

^۵ Adhesive



شکل ۵-۱۲- نحوه اعمال پیش تنیدگی به ورق CFRP در تیر PC2

به این ترتیب ورق CFRP دارای مقاومت کششی بالا، با استفاده از چسب و مهار مکانیکی به تیر بتن مسلح متصل می شود. مقدار تنش کششی باقیمانده (میزان حقیقی پیش تنیدگی)^۱ در ورق CFRP بعد از پایان تلفات پیش تنیدگی^۲، $1101/9$ مگاپاسکال می باشد.

۵-۴-۳- مدل سازی رفتار مصالح

۵-۴-۳-۱- بتن

برای مدل سازی بخش خطی (رفتار الاستیک) نمودار تنش-کرنش بتن از مدل کشسان خطی استفاده و رفتار بتن در هر سه جهت یکسان (همسان گرد) فرض شده است. همچنین مدل سازی رفتار غیرخطی بتن با استفاده از مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن (CDP) انجام شد. پارامترهای مربوط به الاستیسیت، پلاستیسیت، آسیب دیدگی فشاری و آسیب دیدگی کششی بتن تیر PC2 در جدول های ۵-۱۶ تا ۵-۱۹ آمده است.

^۱ Actual Prestress

^۲ Prestress Losses

جدول ۵-۱۶- پارامترهای الاستیک بتن

E_c (MPa)	ν_c
۳۲/۵	۰/۲

جدول ۵-۱۷- پارامترهای پلاستیسیته مدل CDP

(μ) پارامتر ویسکوزیته	K	F_{bo}/F_{co}	(ϵ) خروج از محوریت	(Φ) زاویه اتساع
0	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۳۷

جدول ۵-۱۸- پارامترهای آسیب دیدگی فشاری بتن

پارامتر آسیب دیدگی	کرنش غیرالاستیک	تنش (Mpa)
۰	۰	۱۲/۹۰
۰	۱/۱۶E-۰۵	۱۹/۱۲
۰	۶/۱۷E-۰۵	۳۰/۵
۰	۰/۰۰۰۱۸	۳۹/۷۴
۰	۰/۰۰۰۳۷	۴۶/۳۶
۰	۰/۰۰۰۶۵	۵۰/۳۷
۰	۰/۰۰۰۸۲	۵۱/۴۹
۰	۰/۰۰۱۲	۵۲/۳۰
۰/۰۱۸	۰/۰۰۱۷	۵۱/۳۴
۰/۰۲۶	۰/۰۰۱۸	۵۰/۹۷
۰/۰۹۵	۰/۰۰۲۶	۴۷/۳۵
۰/۲۰	۰/۰۰۳۷	۴۱/۷۴
۰/۳۰	۰/۰۰۴۸	۳۶/۳۹
۰/۳۹	۰/۰۰۵۷	۳۲/۲۳
۰/۴۶	۰/۰۰۶۷۳	۲۸/۲۵
۰/۵۴۲	۰/۰۰۸۰۶	۲۳/۹۷

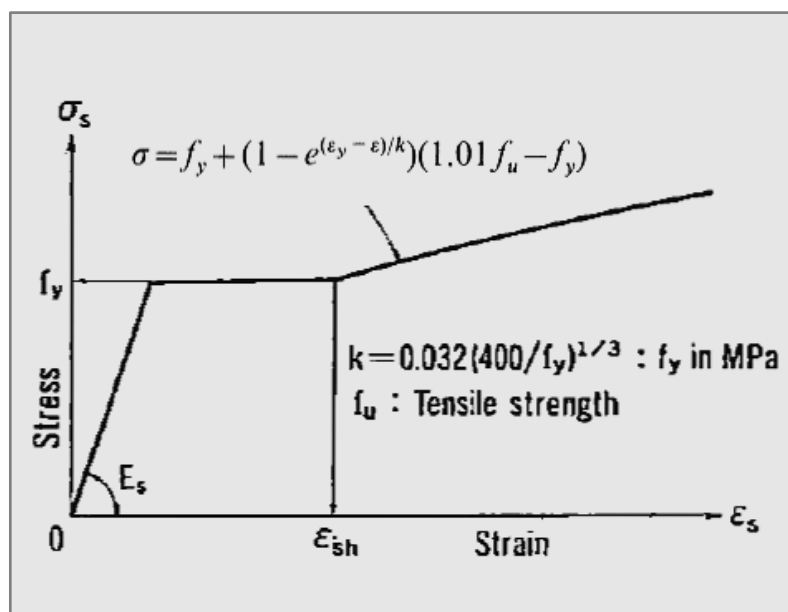
جدول ۵- ۱۹- پارامترهای آسیب دیدگی کششی بتن

پارامتر آسیب دیدگی	کرنش ترک خوردگی	تنش (MPa)
۰	۰	۳/۶۰
۰/۲۳	۰/۰۰۰۱۰۵	۲/۷۵
۰/۳۱	۰/۰۰۰۳۲۳	۲/۴۹
۰/۴۳	۰/۰۰۱۰۹	۲/۰۵
۰/۴۷	۰/۰۰۱۵۴	۱/۹۰
۰/۴۸	۰/۰۰۱۶۹	۱/۸۶
۰/۵۰	۰/۰۰۱۹۹	۱/۷۹
۰/۵۳	۰/۰۰۲۴۵	۱/۷۰
۰/۵۵	۰/۰۰۲۹	۱/۶۳
۰/۵۷	۰/۰۰۳۳۵	۱/۵۶
۰/۵۸	۰/۰۰۳۸۰	۱/۵۱
۰/۵۹	۰/۰۰۴۲۶	۱/۴۶
۰/۶۱	۰/۰۰۵۰۱	۱/۳۹

۵-۴-۳-۲- فولاد

برای مدل سازی رفتار الاستیک فولاد در تیر PC2 (تا رسیدن به تنش تسلیم)، از گزینه الاستیک (Elasticity>Elastic) استفاده شده است. از مدل الاستیک-پلاستیک کامل برای شبیه سازی رفتار آرماتورهای طولی فشاری (بالا) و خاموت ها استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز برای نشان دادن رفتار الاستیک و همسان گرد فولاد تا رسیدن به نقطه جاری شدگی، ضریب کشسان فولاد (E_s) و نسبت پواسون (ν) می باشند. این مقادیر با توجه به مشخصات نمونه تجربی، در جدول ۵-۷ بخش ۵-۳-۲-۲ آورده شده است.

برای مدل سازی رفتار آرماتورهای طولی کششی (پایین)، از مدل سه خطی ارائه شده توسط شیما و همکاران (۱۹۸۷) [۲۵]، مطابق شکل ۵-۱۳ استفاده شده است. با استفاده از گزینه پلاستیک نرم افزار (> plastic Plasticity)، رفتار آرماتورها پس از رسیدن به تنش تسلیم، مدل سازی شده است. داده های ورودی مورد نیاز برای مدل سازی در جدول ۵-۲۰ آورده شده است.



شکل ۵-۱۳ مدل سه خطی نمودار تنش-کرنش فولاد [۲۵]

جدول ۵-۲۰ داده های ورودی رفتار پلاستیک انواع میلگردهای مورد استفاده در تیر RC1

کرنش پلاستیک	تنش نهایی (Mpa)	تنش جاری شدگی (Mpa)	قطر میلگرد (mm)
۰/۲	۵۱۸	۳۴۰	۱۲
۰/۲	۴۵۰	۲۷۰	۱۴

صفحات بارگذاری و تکیه گاه ها به صورت همسان گرد و الاستیک در نظر گرفته شده اند.

داده های ورودی نیز همانند تیر RC1 مدل شده در بخش های ۵-۲-۳ و ۵-۳-۲ می باشند.

۵-۳-۴-۳ ورق های FRP

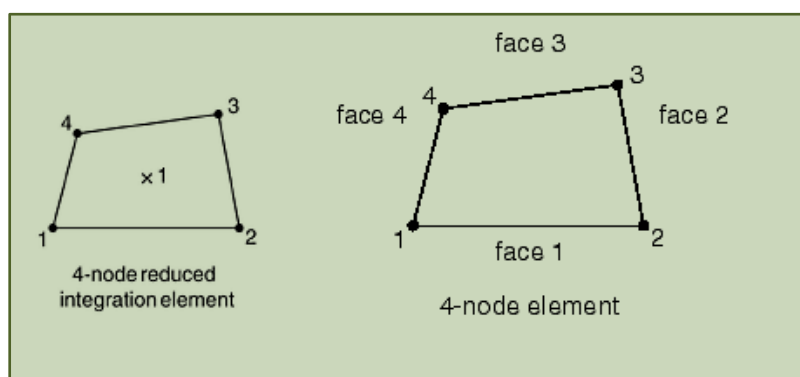
جهت مدل سازی رفتار لایه های FRP از مدل شکست ترد استفاده شده است. در

این مدل فرض می شود که رفتار پلیمرهای الیافی تا رسیدن به کرنش نهایی (ϵ_u) خطی

می باشد. در این نقطه ماده دچار گسیختگی^۱ می شود و به یکباره تمامی ظرفیت باربری خود را از دست می دهد. برای مدل سازی رفتار مصالح FRP در محیط نرم افزار از گزینه کشسان خطی (Elasticity>Elastic) استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز برای این مدل، ضریب کشسان پلیمرهای الیافی (E_{FRP})، نسبت پواسون (ν) و کرنش نهایی شکست (ϵ_{CU}) می باشد.

۵-۴-۴- انواع المان های مورد استفاده و شبکه بندی مدل

در این تحقیق از المان پوسته ای S4R برای شبکه بندی ورق های FRP استفاده شده است. این المان، یک المان پوسته ای چهار گرهی با نقاط انتگرال گیری کاهش یافته برای به حداقل رساندن محاسبات و در نتیجه کاهش زمان محاسبات می باشد. از قابلیت های این المان توانایی تغییر شکل های عرضی می باشد. در صورت کاهش ضخامت پوسته، این تغییر شکل ها بسیار کوچک می شوند. نقاط انتگرال گیری در المان S4R که از المان های چند منظوره خانواده SHELL می باشد، در شکل ۵-۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۴- شکل و نقاط انتگرال گیری المان S4R

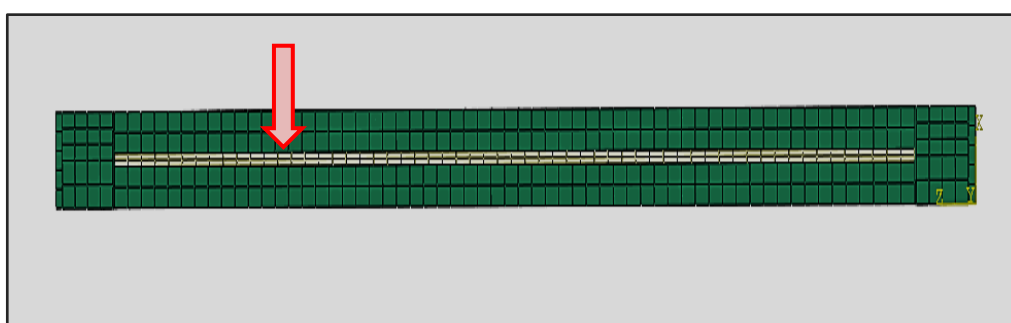
انواع و ابعاد المان های انتخابی برای مدل سازی تیر بتن مسلح PC2 در جدول ۵-۲۱ آورده شده است.

شکل ۵-۱۵ موقعیت قرارگیری ورق FRP در وجه پایینی تیر PC2 نشان می دهد.

^۱ Rupture

جدول ۵- ۲۱- انواع و ابعاد المان های انتخابی برای شبیه سازی تیر PC2

ابعاد المان بر حسب سانتیمتر	نشانه نرم افزاری المان انتخابی	ماده
۴×۴×۴	C3D8R	بتن
۵	B31	فولاد
۳/۷۵×۳×۲	C3D8R	صفحات بارگذاری و تکیه گاه ها
۴×۱	S4R	FRP



شکل ۵- ۱۵- شبکه بندی و موقعیت قرارگیری ورق FRP در وجه پایینی تیر

۵-۴-۵- ارتباط بین مصالح سازنده مدل

همان طور که در مدل سازی تیر RC1 بیان شد، در این تحقیق از لغزش بین بتن و آرماتور صرف نظر شده است. تمام میلگردها با استفاده از روش مدفون کردن المان در محل های مورد نظر داخل المان های Solid قرار گرفته اند. روش مدفون کردن المان می تواند رفتار پیوستگی کامل^۱ بین میلگرد و بتن را تأمین می کند.

به این ترتیب از مدل سازی لایه چسب صرف نظر و چسبندگی بین بتن و FRP به صورت کامل در نظر گرفته شده است. برای این منظور از تماس مقید^۲ برای مدل سازی اتصال FRP به بتن استفاده می کنیم. این نوع تماس، چسباندن دو سطح با شبکه بندی متفاوت را امکان پذیر می سازد. همچنین تعریف این نوع تماس بین دو سطح باعث می شود که هر یک از نقاط روی سطح با

^۱ Perfect Bond

^۲ Tied Contact

شبکه بندی ریزتر، جابه جایی، 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.

۵-۴-۶- بارگذاری و شرایط تکیه گاهی

نحوه اعمال بارگذاری و مدل سازی شرایط تکیه گاهی این تیر همانند تیر RC1 که در بخش ۵-۳-۶ بیان شد، می باشد. نقاط بارگذاری به فاصله ۳۰۰mm از وسط تیر و محل قیدهای تکیه گاهی مفصلی و غلتکی به فاصله ۱۰۰mm از دو انتهای تیر می باشد. در محل اثر بارها و موقعیت های تکیه گاهی از ورق های فولادی به ابعاد ۲۰mm × ۱۵۰mm × ۱۵۰mm استفاده شده است. ضمن آن که بارگذاری مدل از نوع کنترل بار می باشد.

۵-۴-۷- مدل سازی پیش تنیدگی در FRP

برای مدل سازی شرایط پیش تنیدگی، در گام ابتدایی^۱ تنش کششی از پیش تعریف شده ای^۲ را به ورق FRP اعمال می کنیم. مقدار این تنش کششی برابر با مقدار تنش پیش تنیدگی واقعی^۳ بعد از کاهش تلفات می باشد. این مقدار برای تیر PC2 برابر با ۱۱۰۱/۹ MPa (۴۴/۱ درصد مقاومت کششی نهایی FRP) می باشد. ضمن آن که این مقدار تنش کشش اولیه، در راستای طول ورق FRP به آن وارد می شود.

شکل ۵-۱۶ میزان تنش موجود در المانی که در وجه پایینی و مرکز تیر قرار گرفته است را در طول زمان اعمال پیش تنیدگی و سپس بارگذاری نشان می دهد. همان طور که مشاهده می شود، قبل از شروع بارگذاری تنش کششی اولیه ورق FRP باعث ایجاد تنش فشاری در وجه پایین تیر بتن مسلح می شود (بخش نزولی نمودار). در گام دوم و با شروع بارگذاری، به تدریج تنش فشاری ایجاد

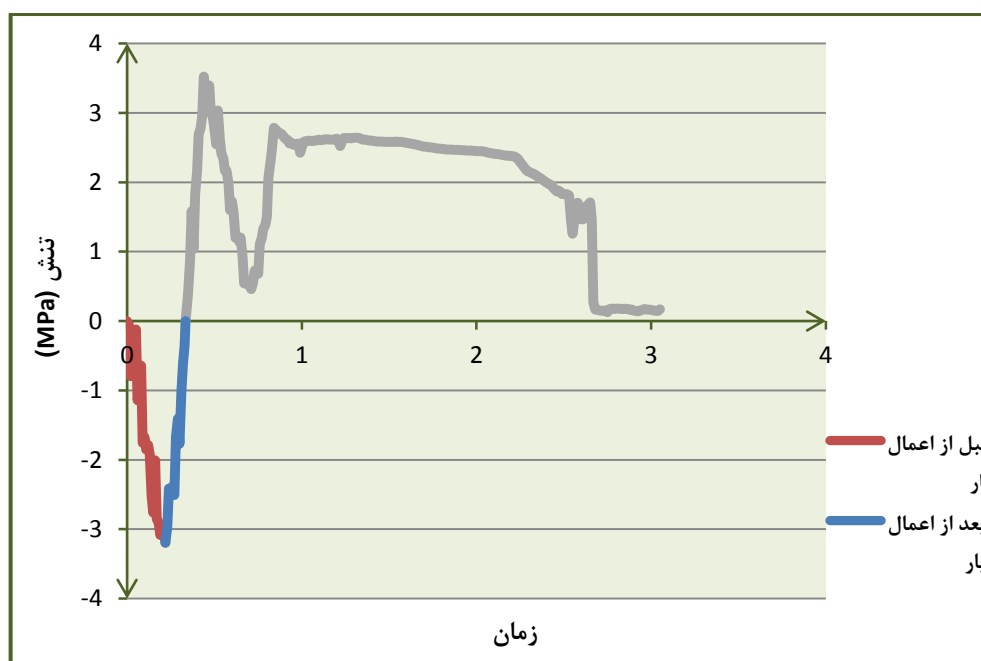
^۱ Initial Step

^۲ Predefined

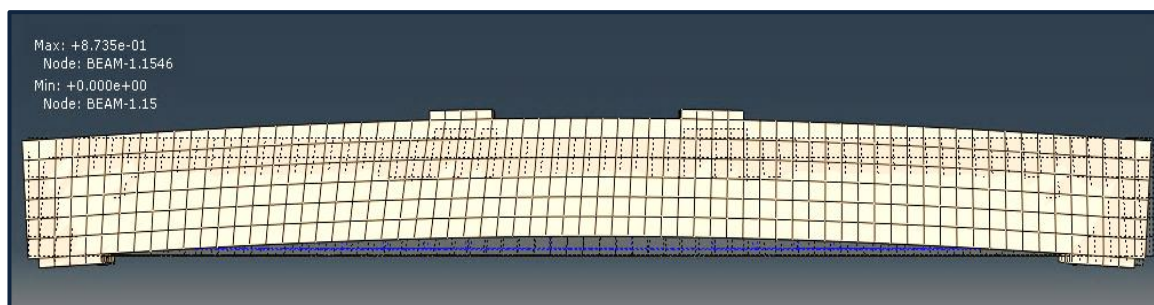
^۳ Actual Prestress

شده با تنش های کششی داخلی که به دلیل بارگذاری خارجی به وجود آمده اند، متعادل می شود (بخش صعودی نمودار تا رسیدن به تنش صفر). با ادامه بارگذاری وجه پایینی تیر بتن مسلح تحت کشش قرار می گیرد تا تنش ایجاد شده به میزان تنش کششی نهایی بتن برسد (بخش صعودی نمودار تا رسیدن به تنش کششی نهایی). با ادامه بارگذاری المان بتنی توانایی تحمل تنش کششی بیشتری را ندارد و میزان تنش کششی شروع به کاهش می کند.

ایجاد خیز منفی (تحدب)^۱ در تیر بتن مسلح به سبب وجود پیش تنیدگی در FRP، قبل از اعمال بار، در شکل ۵-۱۷ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۶- تنش موجود در وجه پایینی تیر در مقطع وسط دهانه

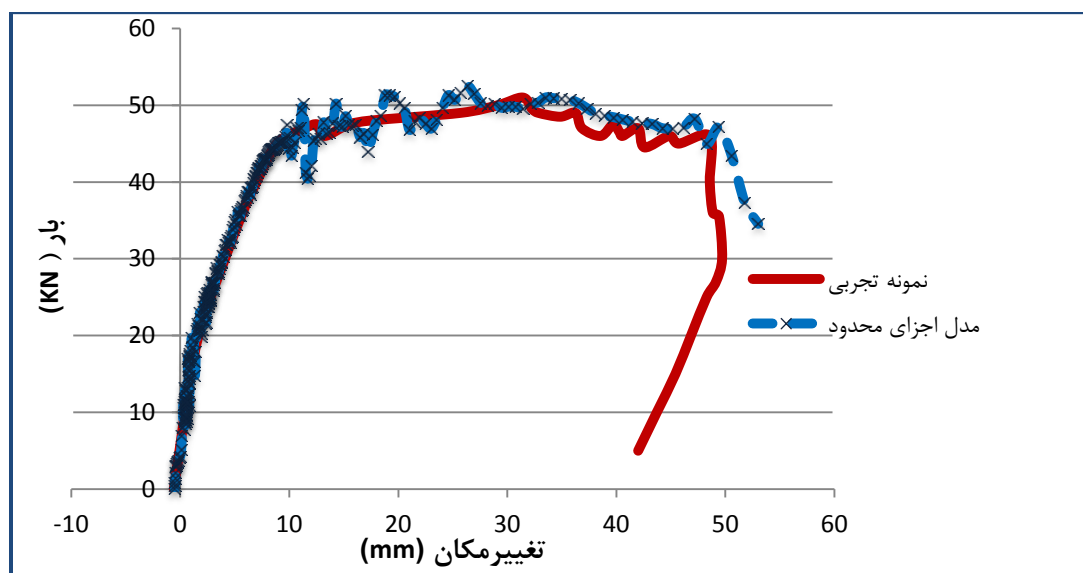


شکل ۵-۱۷- تغییر شکل تیر بتن مسلح به سبب وجود پیش تنیدگی در FRP

^۱ Camber

۵-۴-۸- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی

برای تأیید صحت نتایج حاصل از تحلیل المان محدود، ابتدا تیر بتن مسلح PC2 در نرم افزار Abaqus مدل شد. بعد از تعریف پیش تنیدگی برای ورق FRP، تحلیل غیرخطی صریح انجام شد. شکل ۵-۱۸ مقایسه بین نمودار بار-تغییر مکان حاصل از نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزای محدود در نرم افزار را نشان می دهد. همان گونه که مشاهده می شود، تطابق خوبی بین منحنی حاصل از نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی وجود دارد. به این ترتیب می توانیم از صحت مدل سازی و فرضیات در نظر گرفته شده اطمینان حاصل کنیم.



شکل ۵-۱۸- منحنی بار- تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی در مقایسه با مدل عددی در ABAQUS برای تیر PC2

۵-۵- تحلیل حساسیت^۱

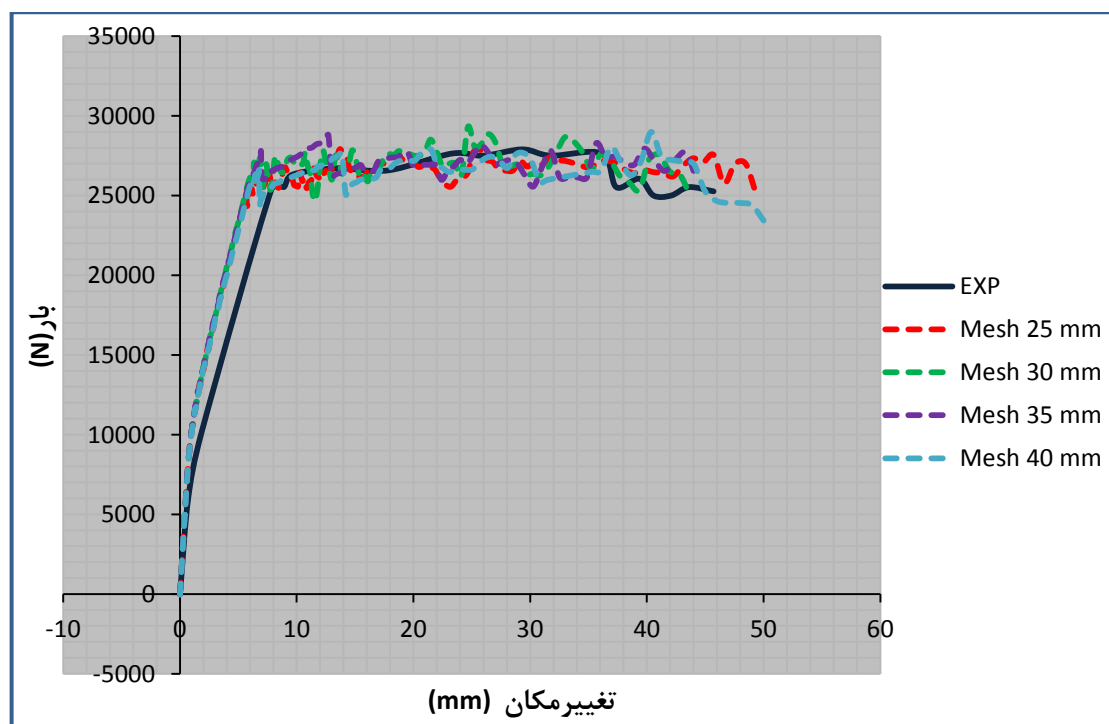
همان گونه که در بخش های قبل مشاهده شد، نتایج عددی به دست آمده برای تیرهای مدل شده در نرم افزار اجزای محدود آباکوس با نتایج آزمایشگاهی مطابقت و هماهنگی خوبی داشتند. با توجه به این که در مدل سازی عددی پارامترهای مختلفی دخالت دارند؛ از نقطه نظر عملی، انجام یک تحلیل حساسیت برای پیدا نمودن پارامترهای مؤثر در پاسخ های تحلیل عددی ضروری به نظر می رسد. همچنین با مشخص شدن این پارامترها و میزان تأثیر گذاری هر کدام از آنها می توان شرایط

^۱ Sensitivity Analysis

بهینه مدل سازی را مشخص نمود.

۵-۵-۱- بررسی حساسیت به شبکه بندی^۱

تعیین رفتار نرم شدگی کششی در بتن مسلح یعنی تعیین تنش بعد از ترک خوردگی به عنوان تابعی از کرنش در بخش تشریح شد. در حالت بدون فولاد و یا کم فولاد، تعریف این مشخصه در نتایج تحلیل حساسیت به شبکه بندی ایجاد می کند. به این مفهوم که با ریز کردن شبکه بندی، حل به یک نتیجه ی یکتا همگرا نمی شود. زیرا ریز کردن شبکه بندی منجر به محلی شدن ترک ها شده و از شکل گیری ترک های اضافی جلوگیری می کند. استفاده از رابطه ی تنش-تغییر مکان به جای تنش-کرنش در رفتار نرم شدگی کششی، حساسیت به شبکه بندی را کاهش می دهد. به منظور بررسی حساسیت این مدل به اندازه ی شبکه بندی، چهار نوع دانه بندی^۲ ۲۵، ۳۰، ۳۵ و ۴۰ میلی متر در نظر گرفته شد. رفتار بار-تغییر مکان این چهار حالت با نمودار آزمایشگاهی برای تیر RC1 در شکل ۵-۱۹ مقایسه شده است.



شکل ۵-۱۹- بررسی حساسیت به شبکه بندی در رفتار بار-تغییر مکان تیر RC1

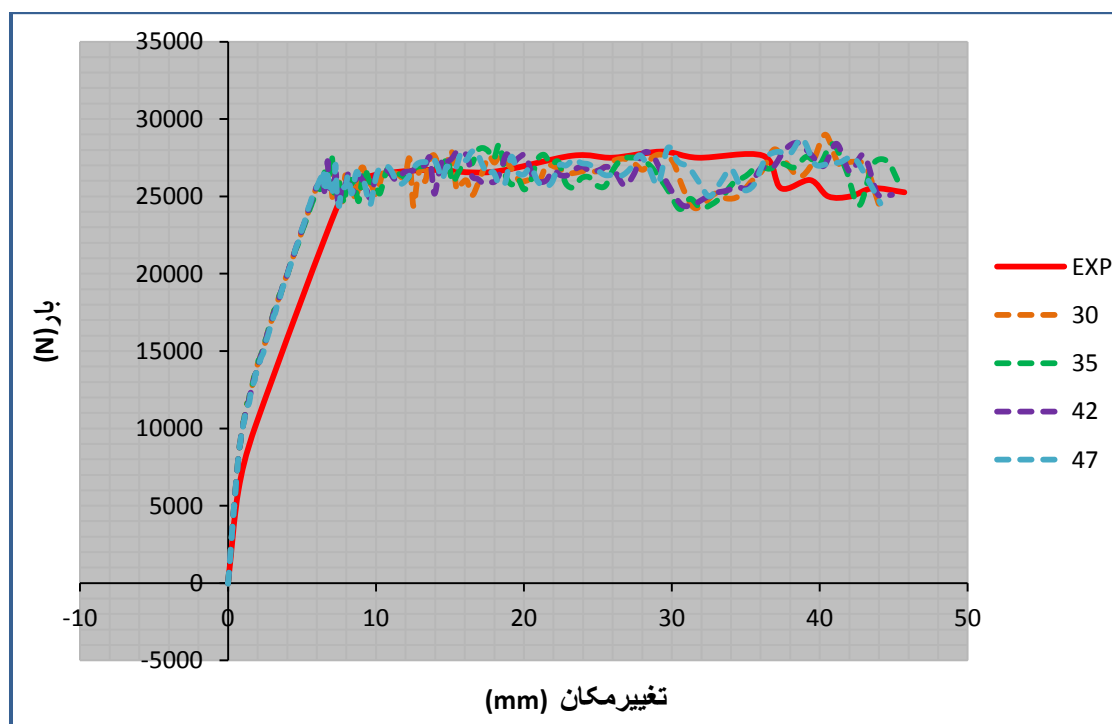
^۱ Mesh Sensitivity

^۲ Seed

همان طور که مشاهده می شود این مدل به اندازه ی المان ها حساس نیست و پاسخ ها واگرا نشده است.

۵-۵-۲- بررسی حساسیت به زاویه اتساع^۱

زاویه اتساع یکی از پارامترهایی است که آباکوس برای تشکیل تابع پتانسیل جریان پلاستیک به آن نیاز دارد. برای بررسی حساسیت پاسخ تیرهای مدل شده نسبت به زاویه اتساع، یک سری تحلیل با چهار زاویه ی اتساع ۳۰، ۳۵، ۴۲ و ۴۷ درجه انجام شد. با توجه به عدم حساسیت مدل ها به ابعاد شبکه بندی و برای کاهش هزینه محاسبات، در همه تحلیل ها از دانه بندی ۴۰ میلی متر استفاده شده است. در شکل ۵-۲۰، منحنی بار-تغییر مکان وسط دهانه برای تیر RC1 نشان داده شده است.



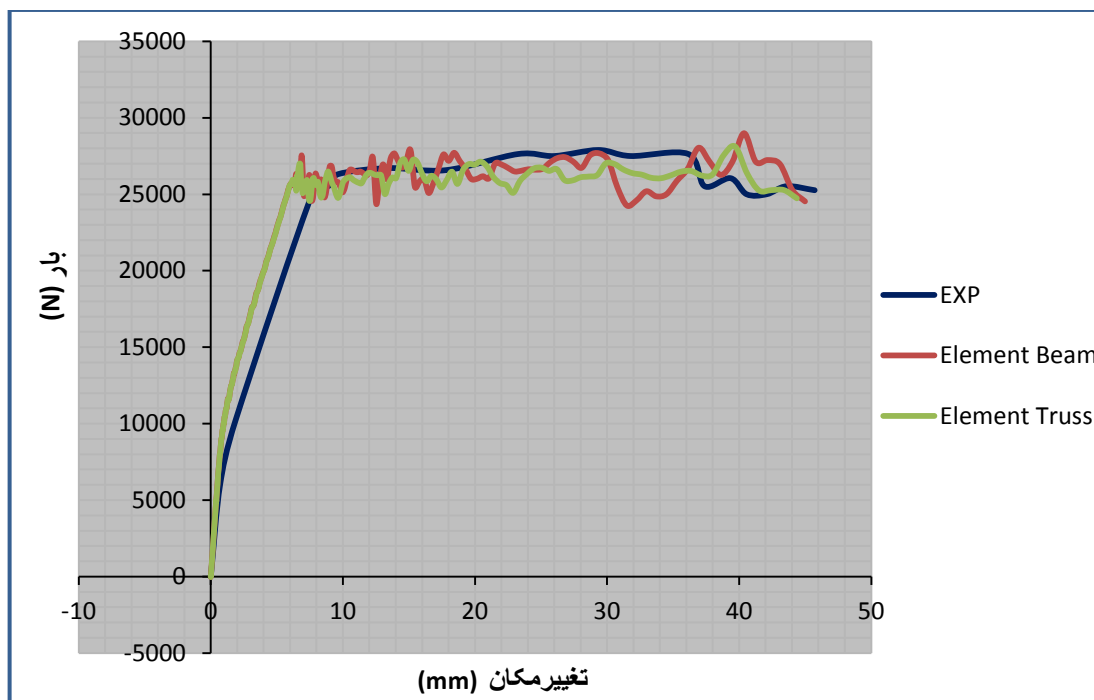
شکل ۵-۲۰- بررسی حساسیت به زاویه ی اتساع برای تیر RC1

۵-۵-۳- بررسی تأثیر المان های مورد استفاده برای مدل سازی تقویت ها

در این بررسی از المان های سه بعدی تیر B31 و خرپایی T3D2 برای معرفی آرماتورهای طولی و خاموت ها استفاده شده است. تاثیر مدل سازی آرماتورهای فولادی با استفاده از المان های

^۱ Dilation Angle Sensitivity

مختلف در شکل ۵-۲۱ نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، هر دو روش قادر به پیش بینی رفتار کلی تیر RC1 می باشند. به نظر می رسد استفاده از المان های خربایی T3D2 به دلیل کاهش حجم محاسبات مناسب تر باشد.



شکل ۵-۲۱- بررسی تأثیر المان های مورد استفاده برای مدل سازی آرماتورهای فولادی در تیر RC1

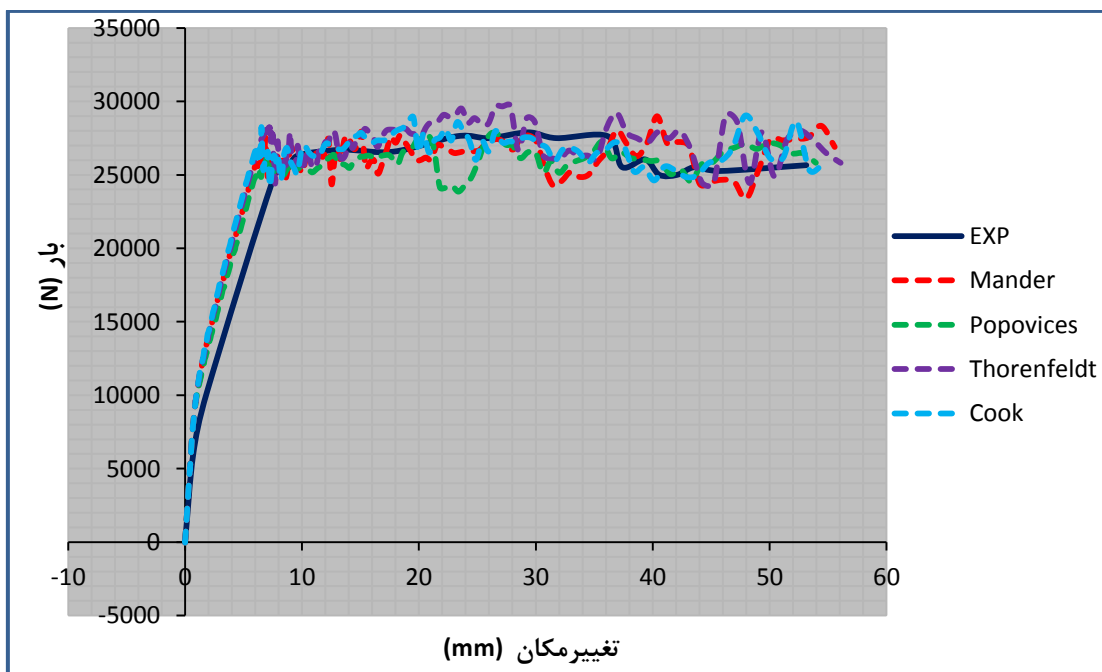
۵-۵-۳- بررسی حساسیت به مدل های رفتار فشاری بتن

برای بررسی حساسیت تحلیل عددی به نوع مدل رفتار فشاری بتن، از مدل های رفتاری ارایه شده توسط هاگنستاد، مندر [۲۴]، کوک، تورنفلد و Popovics برای تحلیل تیر RC1 استفاده شده است. همان طور که در شکل ۵-۲۲ مشاهده می شود، نتایج حاصل از تحلیل نشان می دهد همه مدل های رفتاری استفاده شده توانایی پیش بینی مناسب رفتار تیر RC1 را دارا می باشند.

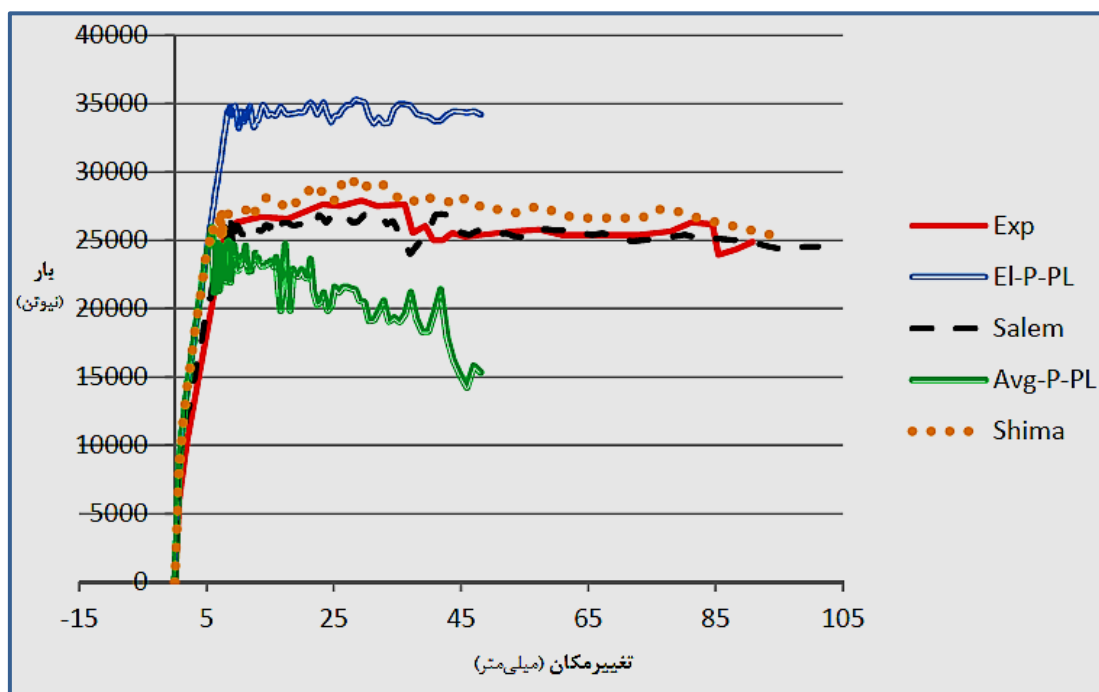
۵-۵-۴- بررسی حساسیت مدل های رفتاری آرماتور

برای بررسی تأثیر رفتار آرماتور بر پاسخ عددی نمونه مدل سازی شده، تیر بتن مسلح RC1 با مدل های رفتاری مختلف تحلیل شد که نتایج تحلیل در شکل ۵-۲۳ ارایه شده است. مدل های رفتاری بررسی شده عبارت است از: مدل ارتجاعی-خمیری کامل فولاد (El-P-PL)، مدل دو خطی شیما، مدل

چند خطی سالم و مایکاوا و همچنین مدل متوسط بدون سخت‌شدگی کرنشی (Avg-P-PL). همان‌طور که مشاهده می‌شود، در حالتی که از مدل چند خطی متوسط آرماتور سالم و مایکاوا استفاده شده است، نتایج تحلیل عددی بیشترین سازگاری را با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. لذا می‌توان گفت رفتار پس از ترک‌خوردگی تیر RC1 به‌طور قابل توجهی متأثر از رفتار آرماتورهای کششی است.



شکل ۵-۲۲- بررسی تأثیر مدل‌های رفتار فشاری بتن

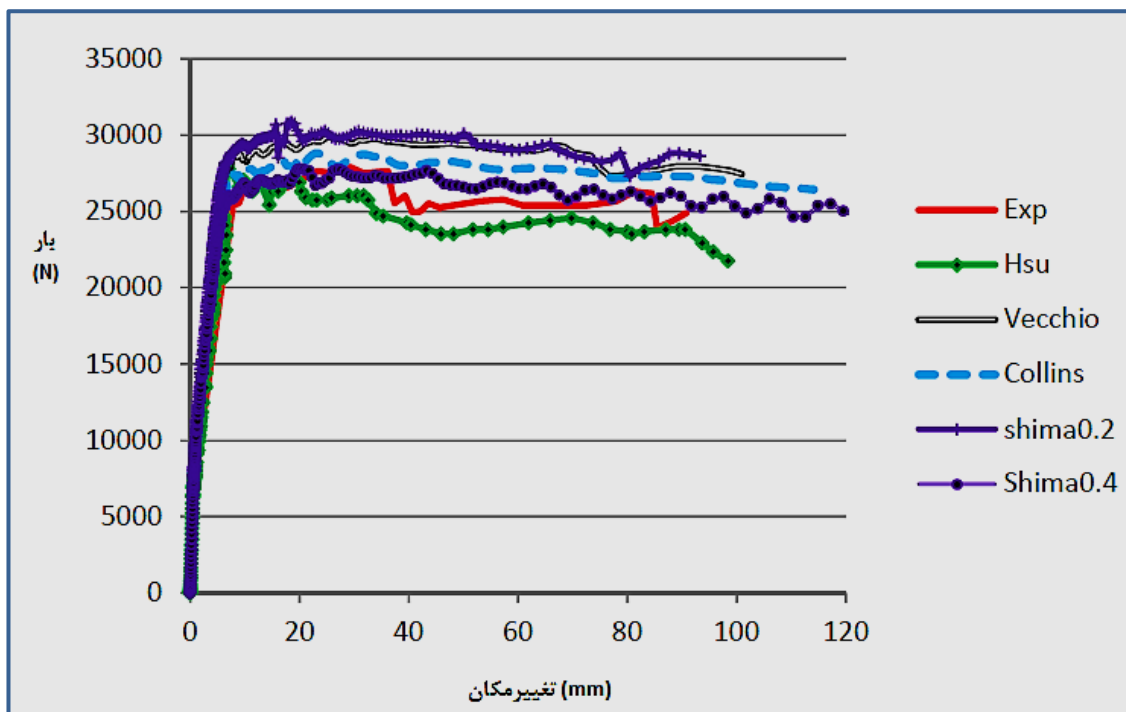


شکل ۵-۲۳- تأثیر مدل‌های رفتاری مختلف آرماتور بر پاسخ عددی تیر RC1

۵-۵-۵- بررسی حساسیت به مدل های رفتار کششی بتن

برای بررسی حساسیت تحلیل عددی به اثر سخت شدگی کششی بتن، از مدل های رفتاری ارایه شده توسط وکیوو (۱۹۸۶) [۲۲]، کالینز (۱۹۸۷)، سو (۱۹۹۱) [۲۸] و شیما (۱۹۸۷) [۲۵] استفاده شده است.

نتایج حاصل از تحلیل تیر RC1 با مدل های رفتاری مختلف در شکل ۵-۲۴ نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، حساسیت زیاد نمونه ها به مدل سخت شدگی کششی بسیار قابل توجه بوده است. همچنین صرف نظر کردن از اثر سخت شدگی کششی می تواند باعث تخمین دست پایین لنگر خمشی نهایی گردد. در استفاده از مدل های مختلف ارایه شده برای سخت شدگی کششی باید به شرایط مدل توجه گردد. به عنوان مثال رابطه شیما و همکاران با $C=0.2$ برای پانل های بتنی ساخته شده از شبکه فولادی جوش شده ارایه شده است و لذا نمی تواند به طور صحیح برای یک تیر مسلح شده با آرماتور آجدار استفاده شود.



شکل ۵-۲۴- بررسی حساسیت تیر RC1 به مدل های رفتار کششی بتن

فصل هشتم:

بررسی پارامترهای مؤثر بر رفتار تیرهای بتن مسلح

تقویت شده با ورق های *FRP* پیش تنیده

۶-۱- مقدمه

یکی از روش‌های شناخته شده جهت تقویت خمشی تیرهای بتن مسلح، چسباندن ورق‌های FRP به سطح خارجی^۱ آن‌ها می‌باشد. شکست زود هنگام در اعضای خمشی تقویت شده با صفحات FRP به کار برده شده در سطوح خارجی، عموماً به علت جدایی پیوستگی^۲ میان صفحات FRP و بتن و یا پوسته شدن^۳ بتن رخ می‌دهد. در بسیاری از موارد استفاده از این روش مقاوم‌سازی، قبل از رسیدن به مقاومت کششی نهایی FRP، خرابی ناشی از جدایش ورق رخ می‌دهد [۳۲، ۳۱]. به این دلیل تنها بخش کوچکی از ظرفیت ورق‌های FRP برای افزایش ظرفیت خمشی تیر بتن مسلح استفاده می‌شود (با توجه به خصوصیات مصالح، حدود ۳۰ الی ۵۰ درصد) [۳۰]. با به کار بردن ورق‌های FRP پیش‌تنیده برای مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح، می‌توان به‌طور بهینه از ظرفیت مصالح FRP استفاده نمود.

تنوع پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار این سازه‌ها، کاربرد روش‌های آزمایشگاهی را به سبب صرف هزینه و زمان زیاد با مشکل مواجه می‌سازد. به این دلیل، استفاده از مدلی ساده مبتنی بر اجزای محدود

^۱ External Bonded Laminates

^۲ Debonding

^۳ Delamination

که بتواند شرایط تیرها را شبیه سازی نماید، می تواند از نیاز به داده های پرهزینه تجربی بکاهد و سرعت تولید داده های آماری مورد نیاز را به خصوص برای تیرهایی با ابعاد واقعی بیافزاید.

در این فصل به بررسی تأثیر عوامل مختلف بر رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورق های FRP پیش تنیده می پردازیم. پارامترهایی که مورد ارزیابی قرار گرفته اند، عبارتند از:

- اثر میزان پیش تنیدگی ورق های FRP در رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده
- اثر ضخامت ورق های FRP بر تقویت خمشی تیرهای بتن مسلح
- اثر اندازه عرض ورق های FRP
- اثر نسبت آرماتورهای کششی (ρ) تیر بتن مسلح

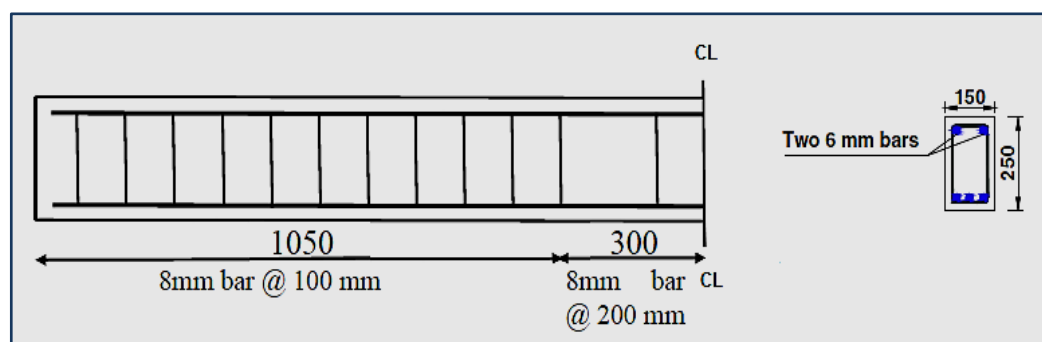
از آن جایی که هیچ یک از آیین نامه های طراحی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورق های FRP پیش تنیده را پوشش نداده اند، نمی توان تیرهای عمیق این فصل را به صورت مستقل طراحی کرد. بنابراین برای انتخاب ابعاد اولیه این تیرها از هندسه ی تیر PC2 آزمایش شده توسط زو و همکاران [۹] استفاده می کنیم. مشخصات هندسی، خصوصیات مکانیکی مصالح و نحوه بارگذاری تیرهای مدل شده همانند تیر PC2 می باشد. این تیر در بخش ۴-۵ مدل سازی شد و صحت نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود آن در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی مورد تأیید قرار گرفت. سپس با تغییر پارامترهای تأثیرگذار، رفتار این تیرها را مورد بحث و بررسی قرار می دهیم.

برای این منظور، ۲۸ مدل تیر بتن مسلح در نرم افزار آباکوس ساخته و تحلیل شد. در ادامه نتایج حاصل از تحلیل مدل ها توسط نرم افزار آورده شده و سعی بر توضیح و تفسیر آن ها خواهد بود. نتایجی که بررسی خواهند شد عبارتند از: رفتار بار-تغییر مکان نمونه ها، بار ترک خوردگی اولیه، مقایسه بار نهایی تیرها و پیش بینی توزیع آسیب دیدگی در تیرها.

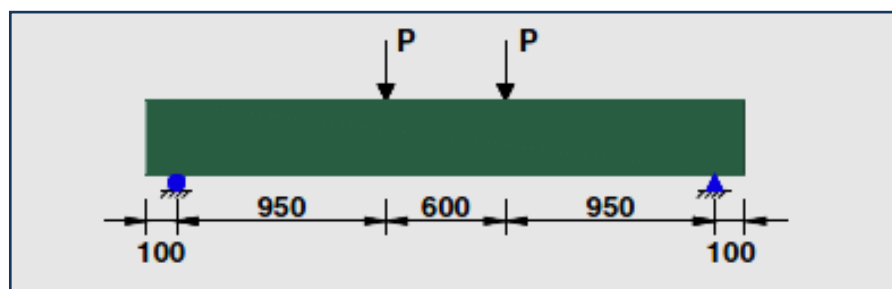
۶-۲- هندسه مدل های اجزای محدود

تمامی تیرها دارای مقاطع مستطیلی شکل با عرض ۱۵۰ میلی متر، ارتفاع ۲۵۰ میلی متر و

عمق موثر ۲۲۵ میلی متر می باشند. همه تیرها دارای طول ۲۷۰۰ میلی متر می باشند و تحت خمش چهار نقطه ای قرار می گیرند. نقاط بارگذاری به فاصله ۳۰۰ میلی متر از وسط تیر قرار گرفته اند و محل قیدهای تکیه گاهی مفصلی و غلتکی به فاصله ۱۰۰ میلی متر از دو انتهای تیر می باشد. در محل اثر بارها و موقعیت های تکیه گاهی از ورق های فولادی به ابعاد $150\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 20\text{ mm}$ استفاده شده است. همه تیرهای مدل سازی شده، به وسیله ۲ میلگرد طولی فشاری به قطر ۶ میلی متر در بالای مقطع تیر مسلح شده اند. برای مقاوم سازی برشی از خاموت هایی با قطر ۸ میلی متر استفاده شده است. فاصله خاموت ها در دهانه برشی تیر ۱۰۰ میلی متر و در بقیه طول تیر ۲۰۰ میلی متر می باشد. تعداد و قطر آرماتورهای کششی، عرض، ضخامت و مقدار پیش تنیدگی ورق های CFRP در هر تیر متفاوت می باشد. در نمونه کنترل، ۲ میلگرد طولی کششی به قطر ۱۴ میلی متر در پایین و طرفین و یک میلگرد طولی کششی به قطر ۱۲ میلی متر در پایین و وسط مقطع تیر وجود دارد. همچنین ورق FRP مورد استفاده در نمونه کنترل دارای ضخامت $1/4$ میلی متر و عرض ۲۰ میلی متر می باشد. شکل ۱-۶ ابعاد هندسی و جزئیات خاموت گذاری نمونه ها و شکل ۲-۶ موقعیت های تکیه گاهی و محل اعمال بارگذاری را نشان می دهد.



شکل ۱-۶- جزئیات خاموت گذاری و ابعاد هندسی تیرهای بتن مسلح مدل سازی شده



شکل ۲-۶- وضعیت بارگذاری و موقعیت های تکیه گاهی

نحوه نام گذاری مدل های اجزای محدود متشکل از سه بخش خواهد بود. به این صورت که پس از نام کلی BEAM، بخش دوم در شناسه نمونه ها نشان دهنده پارامتر متغیر مورد بررسی می باشد. به این ترتیب که حرف P برای نشان دادن تغییرات در درصد پیش تنیدگی ورق CFRP، حرف W نشان دهنده تغییرات در عرض ورق CFRP، حرف T نشان دهنده تغییرات در ضخامت ورق CFRP و حرف R نشان دهنده تغییرات نرخ آرماتورهای کششی (ρ) تیرهای بتن مسلح می باشد. سومین بخش در شناسه نمونه ها مربوط به مقدار پارامتر متغیر مربوطه می باشد.

سایر مشخصات نمونه ها مشابه نمونه کنترل PC2 می باشد.

۶-۳- مشخصات مصالح

مشخصات مصالح مصرفی نمونه ها، مانند تیر PC2 است که در فصل قبل برای تأیید مدل سازی رفتار آن بررسی شد. در تمام تیرها ضریب پواسون برای بتن ۰/۱۵ و برای فولاد ۰/۲۵ در نظر گرفته شده است. ورق های CFRP مورد استفاده برای مقاوم سازی نمونه های تیر بتن مسلح دارای مدول الاستیسیته طولی ۱۵۰ گیگاپاسکال، مقاومت کششی نهایی ۲۵۰۰ مگاپاسکال و کرنش گسیختگی $10^{-6} \times 16670$ می باشند. همچنین مقدار پیش تنیدگی مؤثر در ورق CFRP برای نمونه کنترل، ۱۱۰۱/۹ مگاپاسکال می باشد.

مشخصات مکانیکی بتن و فولادهای مورد استفاده در تیرهای بتن مسلح مدل سازی شده، در جدول های ۶-۱ و ۶-۲ آمده است.

جدول ۶-۱- مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده در تیرها

E_c (GPa)	F_{cu} (MPa)	F_t (MPa)
۳۲/۵	۵۲/۳	۳/۶

جدول ۶-۲- مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی مورد استفاده در تیرها

قطر میلگرد (mm)	E_s (Gpa)	F_y (Mpa)	F_t (Mpa)
۶	۲۴۵	۵۰۰	۶۴۱
۸	۲۰۱	۲۹۸	۴۶۶
۱۲	۱۴۵	۳۴۰	۵۱۸
۱۴	۱۴۰	۲۷۰	۴۵۰
۱۶	۱۴۳	۳۰۰	۴۴۳

نحوه مدل سازی مصالح، پارامترهای مربوط به مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن (CDP) تیرها، مدل سازی شرایط تکیه گاهی و نحوه تحلیل نمونه ها، همانند تیر PC2 که در بخش ۵-۴ بیان شد، می باشند.

لازم به یادآوری است که در این تحقیق از مدل سازی لایه چسب صرف نظر و چسبندگی بین بتن و FRP به صورت کامل در نظر گرفته شده است. به این ترتیب خرابی های زودرس ناشی از جداشدگی ورق بررسی نمی شود.

۶-۴- بررسی اثر میزان پیش تنیدگی ورق های FRP بر رفتار تیرهای بتن مسلح

مقاوم شده

برای بررسی تأثیر میزان پیش تنیدگی ورق های CFRP بر مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح، یک تیر مقاوم شده با ورق CFRP بدون پیش تنیدگی و نه تیر با مقادیر متفاوت پیش تنیدگی مدل سازی شدند. همان طور که قبلاً اشاره شد، عرض ورق CFRP در این نمونه ها ۲۰ میلی متر و مقاومت کششی نهایی آن ها ۲۵۰۰ مگاپاسکال می باشد. شناسه نمونه های اجزای محدود و مقدار پیش تنیدگی ورق CFRP برای هر نمونه، در جدول ۶-۳ آمده است. مقدار تنش پیش تنیدگی مؤثر برحسب مگاپاسکال و برحسب درصدی از مقاومت کششی نهایی ورق ($P_u\%$) آورده شده است.

جدول ۶-۳- شناسه و مشخصات نمونه های مدل سازی شده برای بررسی اثر مقدار پیش تنیدگی

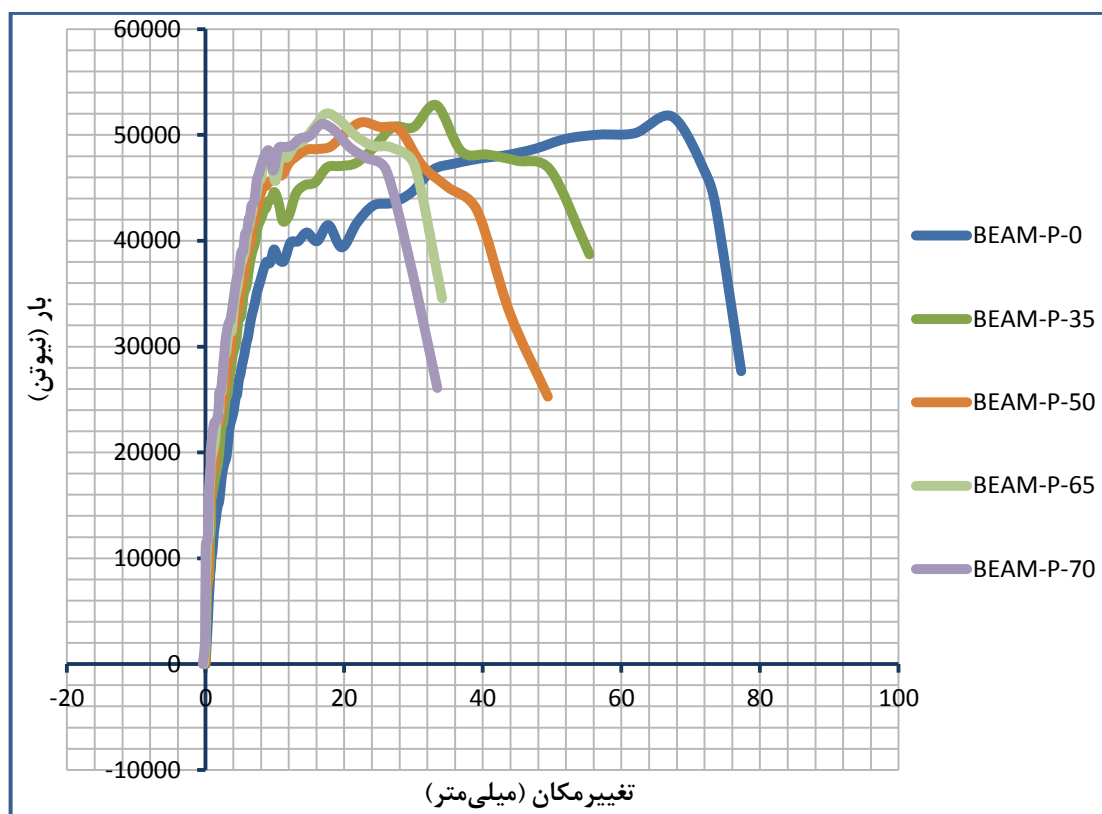
شناسه نمونه	تنش پیش تنیدگی مؤثر	%P _u
BEAM-P-0	۰	۰
BEAM-P-30	۷۵۰	۳۰
BEAM-P-35	۸۷۵	۳۵
BEAM-P-40	۱۰۰۰	۴۰
BEAM-P-44.1	۱۱۰۱/۹	۴۴/۱
BEAM-P-50	۱۲۵۰	۵۰
BEAM-P-55	۱۳۷۵	۵۵
BEAM-P-60	۱۵۰۰	۶۰
BEAM-P-65	۱۶۲۵	۶۵
BEAM-P-70	۱۷۵۰	۷۰

در ادامه به بررسی نتایج حاصل از تحلیل می پردازیم.

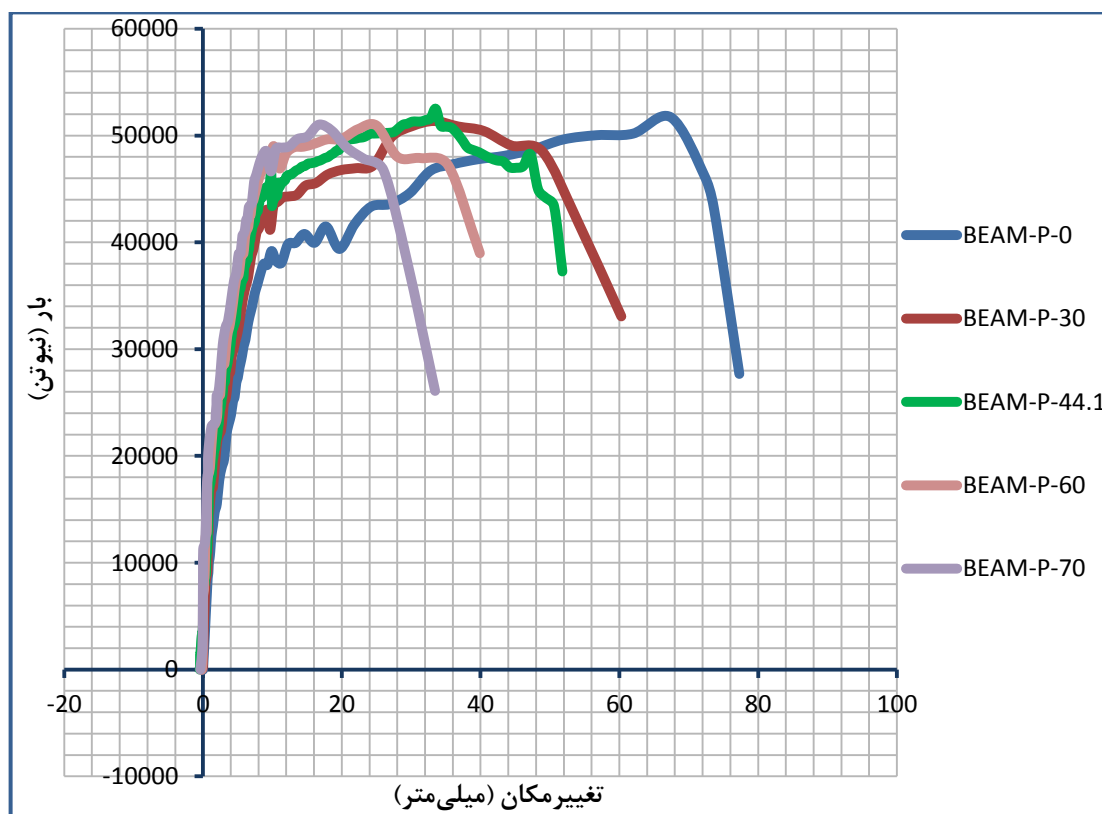
۶-۴-۱- رفتار بار-تغییر مکان

نمودارهای بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل اجزای محدود برای تمامی نمونه ها در شکل های ۶-۳ و ۶-۴ آمده است. همان طور که مشاهده می شود، قابلیت شکل پذیری در تیر مسلح شده با ورق CFRP پیش تنیده نشده، به مقدار قابل توجهی بیشتر از تیرهای مقاوم شده با ورق های پیش تنیده می باشد. با افزایش مقدار پیش تنیدگی در ورق ها از میزان شکل پذیری تیر کاسته می شود. همچنین با اعمال پیش تنیدگی سختی تیر افزایش پیدا می کند و هر چقدر میزان پیش تنیدگی افزایش پیدا می کند، بر سختی تیر افزوده می شود. در واقع با زیاد شدن درصد پیش تنیدگی ورق ها، مقدار بار ترک خوردگی و بار جاری شدگی آرماتورهای فولادی تیر بتن مسلح مقاوم شده افزایش می یابد. همان طور که در رفتار بار-تغییر مکان تیر مقاوم شده با ورق CFRP پیش تنیده نشده مشاهده می شود؛ با وجود اختلاف قابل توجه بار ترک خوردگی و جاری شدگی این نمونه با سایر نمونه ها، در مقدار بار

نهایی آن‌ها اختلاف چندانی دیده نمی‌شود.



شکل ۶-۳- مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیرهای P-70 و P-65, P-50, P-35, P-0



شکل ۶-۴- مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیرهای P-70 و P-60, P-44.1, P-30, P-0

از آنجایی که در مدل سازی نمونه ها اتصال کاملی بین ورق های CFRP و سطح بتن در نظر گرفته شده است، منطقی است که در صورت رخ ندادن خرابی حاصل از جداشدگی ورق، ظرفیت تحمل بار تیرهای مقاوم شده با ورق های CFRP پیش تنیده و بدون پیش تنیدگی مشابه باشد.

۶-۴-۲- ارزیابی الگوی ترک خوردگی

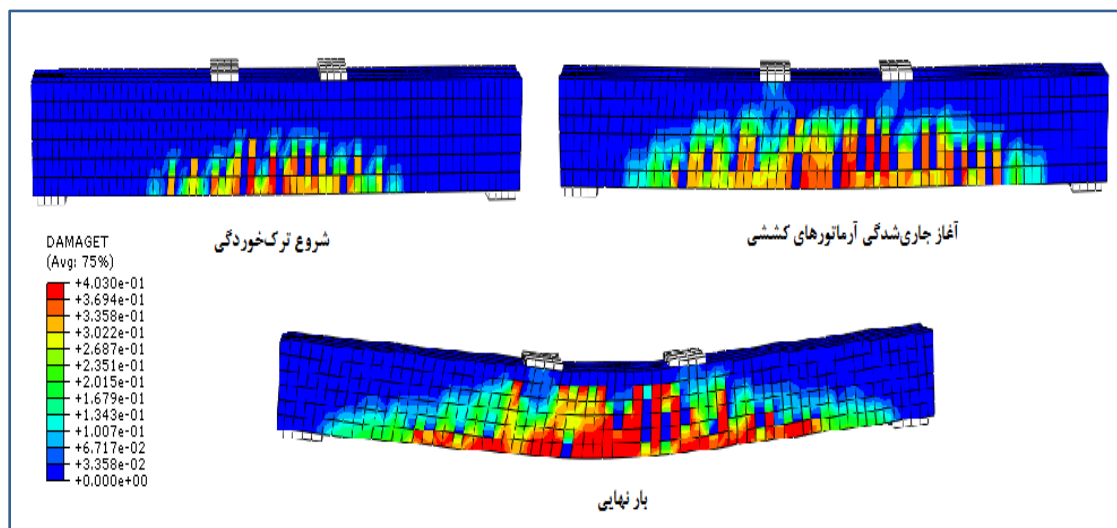
اگرچه مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن، ترک خوردگی را به صورت صریح در نظر نمی گیرد اما به دو طریق می توان الگوی ترک خوردگی را در نمونه مشاهده نمود:

- نشان دادن راستای بزرگترین تنش اصلی، با این فرض که جهت عمود بر این راستا،

جهت ترک خوردگی می باشد.

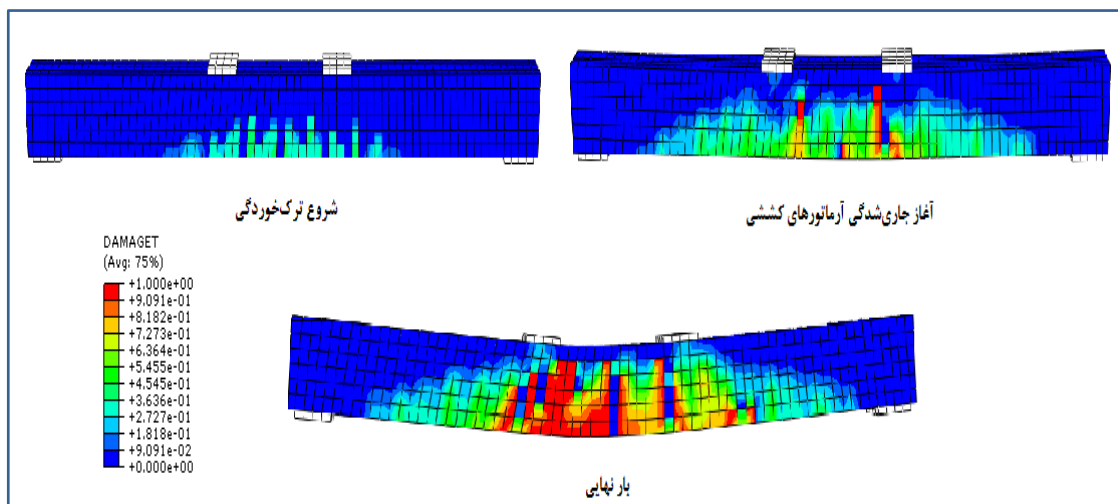
- نشان دادن خطوط هم تراز میزان آسیب دیدگی کششی^۱

بار ترک خوردگی اولیه در مدل اجزای محدود، گام باری است که نشانه های اولیه ترک خوردگی در تیر ظاهر می شود. در ادامه با گسترش این ترک ها، ترک های خمشی در وسط دهانه ایجاد می شوند. در شکل های ۵-۶ تا ۱۰-۶ الگوی ترک خوردگی تیرها در شروع ترک خوردگی، آغاز جاری شدگی آرماتورهای کششی و بار نهایی نشان داده شده است.

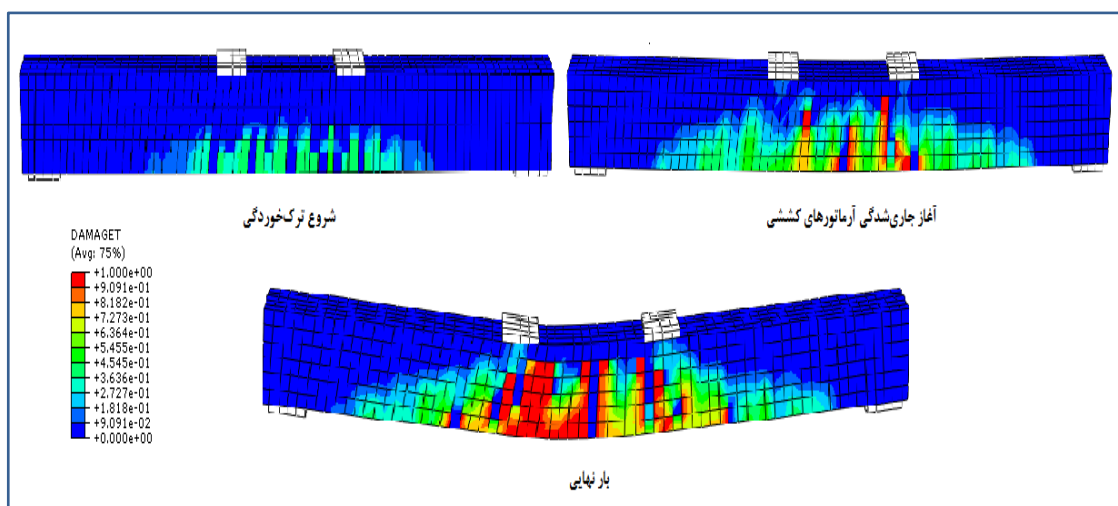


شکل ۵-۶- الگوی ترک خوردگی تیر BEAM-P-0

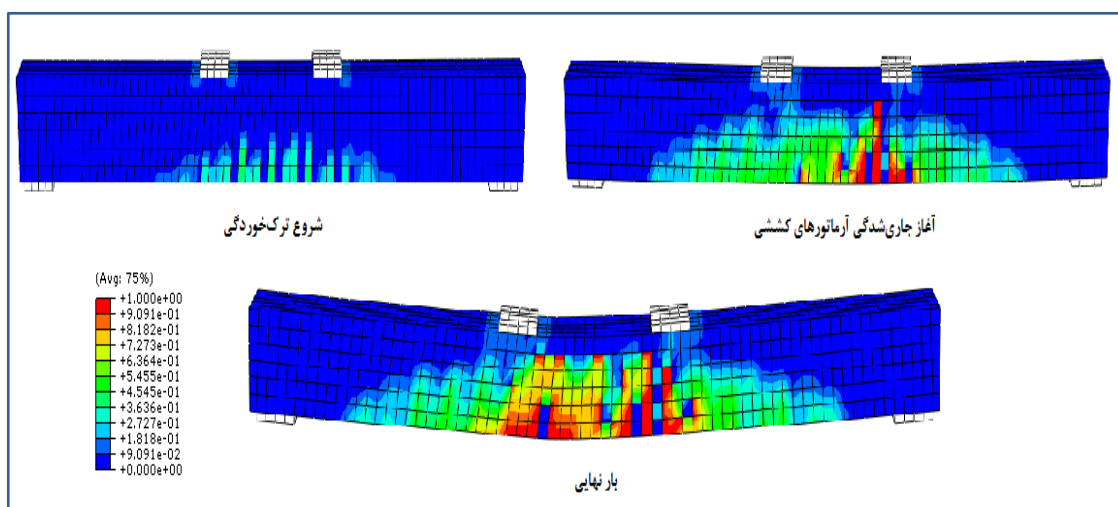
^۱ Tensile damage



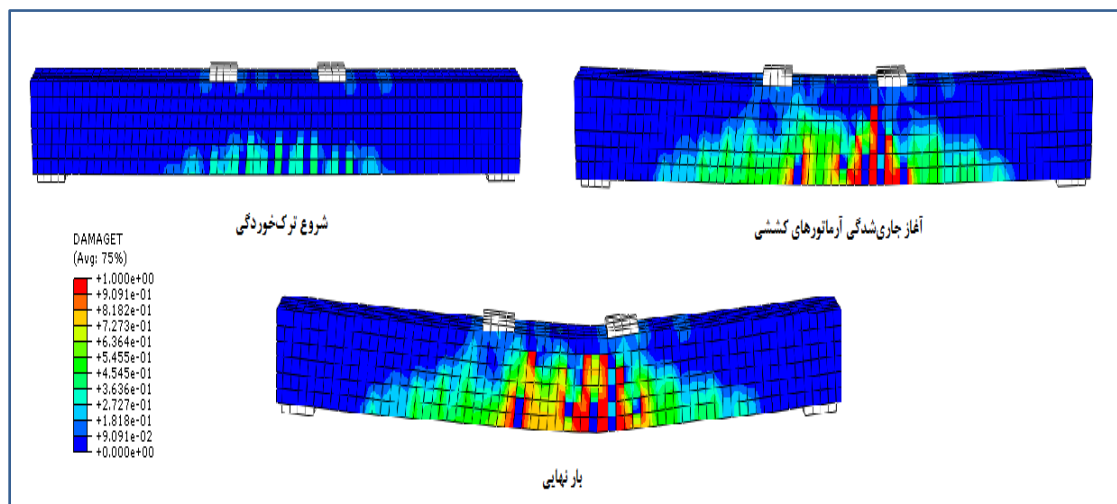
شکل ۶-۶- الگوی ترک خوردگی تیر BEAM-P-30



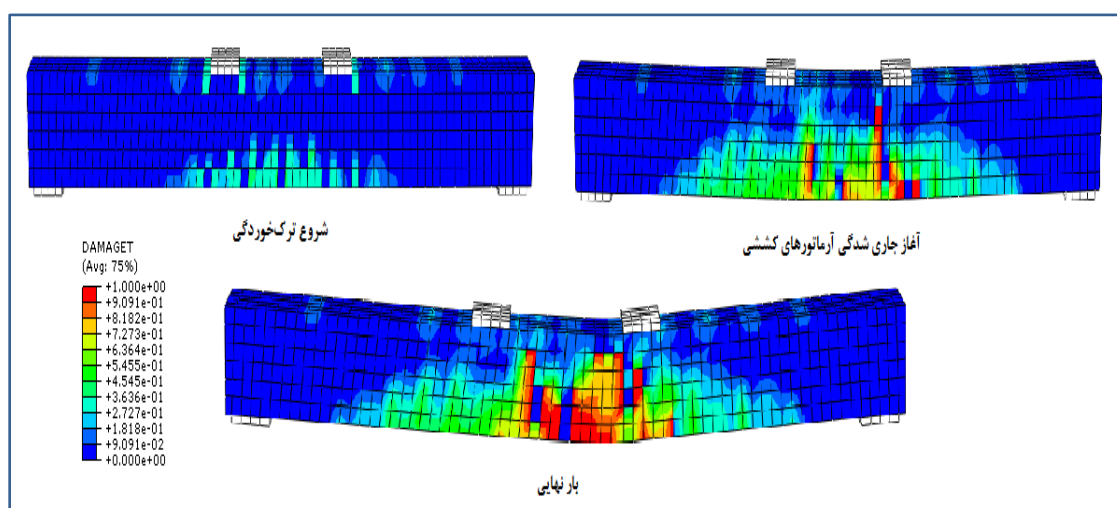
شکل ۶-۷- الگوی ترک خوردگی تیر BEAM-P-40



شکل ۶-۸- الگوی ترک خوردگی تیر BEAM-P-50



شکل ۶-۹- الگوی ترک خوردگی تیر BEAM-P-60



شکل ۶-۱۰- الگوی ترک خوردگی تیر BEAM-P-70

۶-۴-۳- بار گسیختگی تیرها

مقدار بار نهایی تمامی نمونه ها در جدول ۶-۴ آمده است.

همان طور که مشاهده می شود، اختلاف در میزان پیش تنیدگی ورق ها تأثیر چندانی بر مقادیر بار نهایی تحمل شده توسط نمونه ها ندارد. این در حالی است که باعث افزایش بار ترک خوردگی اولیه و بار جاری شدگی آرماتورهای کششی می شود. به عنوان مثال تیر بتن مسلح مقاوم شده با ورق CFRP با پیش تنیدگی هفتاد درصد، دارای افزایش ۵۵ درصدی در بار ترک خوردگی و ۲۶ درصدی در بار جاری شدگی، نسبت به تیر بتن مسلح مقاوم شده با ورق CFRP بدون پیش تنیدگی می باشد.

جدول ۶-۴- مقدار بار ترک خوردگی و حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها

بار نهایی (نیوتن)	بار جاری شدگی (نیوتن)	بار ترک خوردگی (نیوتن)	نام تیر
۵۱۷۰۸	۳۷۹۹۴	۱۴۵۹۵	BEAM-P-0
۵۱۳۵۷	۴۲۲۹۶	۱۴۷۴۲	BEAM-P-30
۵۲۸۱۲	۴۳۸۸۳	۱۵۴۰۲	BEAM-P-35
۵۲۱۷۶	۴۴۰۷۱	۱۵۸۰۶	BEAM-P-40
۵۲۵۰۸	۴۴۲۵۹	۱۶۵۹۲	BEAM-P-44.1
۵۱۲۰۷	۴۴۵۸۰	۱۷۵۰۷	BEAM-P-50
۵۱۰۹۷	۴۵۲۹۶	۱۷۲۵۰	BEAM-P-55
۵۰۹۲۵	۴۶۶۶۸	۱۷۵۱۰	BEAM-P-60
۵۲۰۲۲	۴۷۰۷۴	۱۸۸۹۱	BEAM-P-65
۵۱۰۲۲	۴۸۱۷۵	۲۲۷۶۶	BEAM-P-70

۶-۴-۴- پیش‌بینی توزیع آسیب دیدگی

با بررسی خطوط هم‌تراز تنش برای مصالح بتن، فولاد و ورق‌های CFRP تیرهای بتن مسلح تحلیل شده به روش اجزای محدود، مشاهده می‌شود در تمامی نمونه‌های مقاوم شده با درجات مختلف پیش‌تنیدگی ورق، ابتدا آرماتورهای کششی جاری می‌شوند و در ادامه خرابی تیرها به صورت گسیختگی ورق CFRP و خردشدگی بتن فشاری می‌باشد.

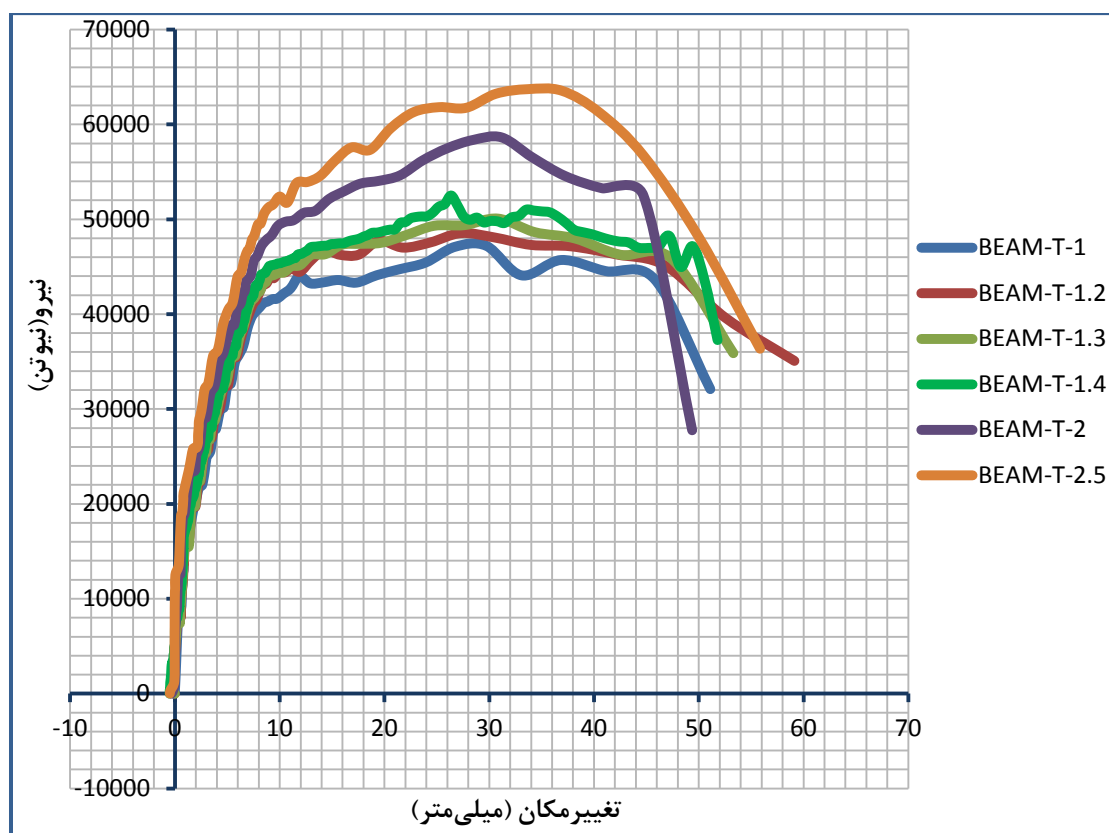
۶-۵- بررسی اثر ضخامت ورق‌های FRP بر رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده

ضخامت ورق FRP، از عواملی است که می‌تواند در مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتن مسلح مؤثر باشد. برای ارزیابی اثر این پارامتر با استفاده از روش اجزای محدود، شش تیر بتن مسلح مقاوم شده با ورق‌های CFRP پیش‌تنیده به ضخامت‌های ۱، ۱/۲، ۱/۳، ۱/۴، ۲ و ۲/۵ میلی‌متر و نام‌های (BEAM-T-1)، (BEAM-T-1.2)، (BEAM-T-1.3)، (BEAM-T-1.4)، (BEAM-T-2) و (BEAM-T-2.5)، مدل‌سازی شدند و مورد تحلیل قرار گرفتند. (عرض ورق CFRP، ۲۰ میلی‌متر و

مقدار تنش پیش تنیدگی آن ۱۱۰۱/۹ مگاپاسکال می باشد.

۶-۵-۱- رفتار بار-تغییرمکان

اثر ضخامت ورق های پیش تنیده بر رفتار بار-تغییرمکان نمونه ها در شکل ۶-۱۱ نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، ضخامت ورق CFRP پیش تنیده تأثیر مستقیمی بر سختی و مقاومت نهایی تیرهای مقاوم شده دارد. به این ترتیب که با زیاد شدن ضخامت ورق، مقدار بار حداکثر تحمل شده توسط تیر افزایش می یابد.

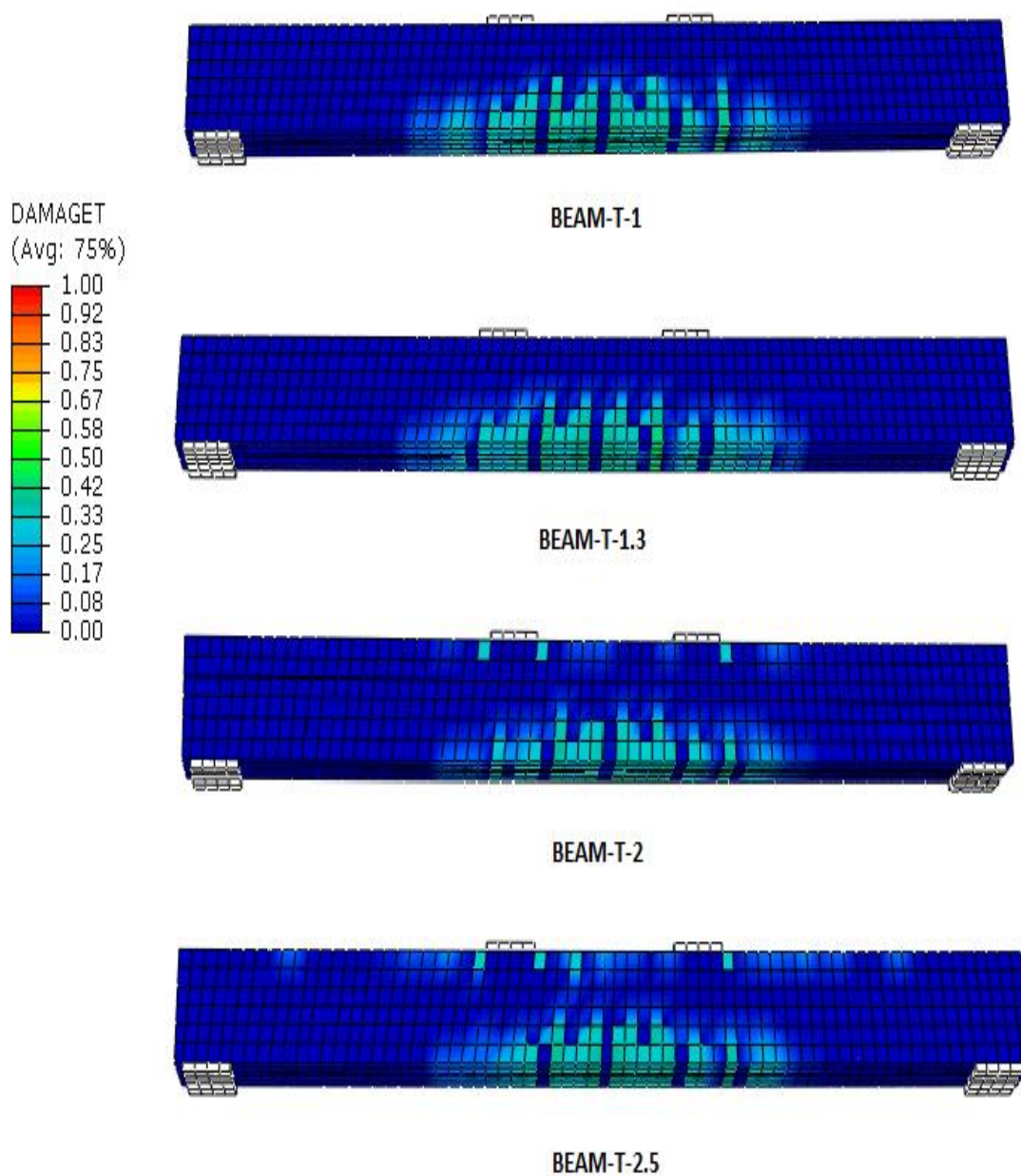


شکل ۶-۱۱- نمودار بار-تغییرمکان برای نمونه های دارای ضخامت ورق متفاوت

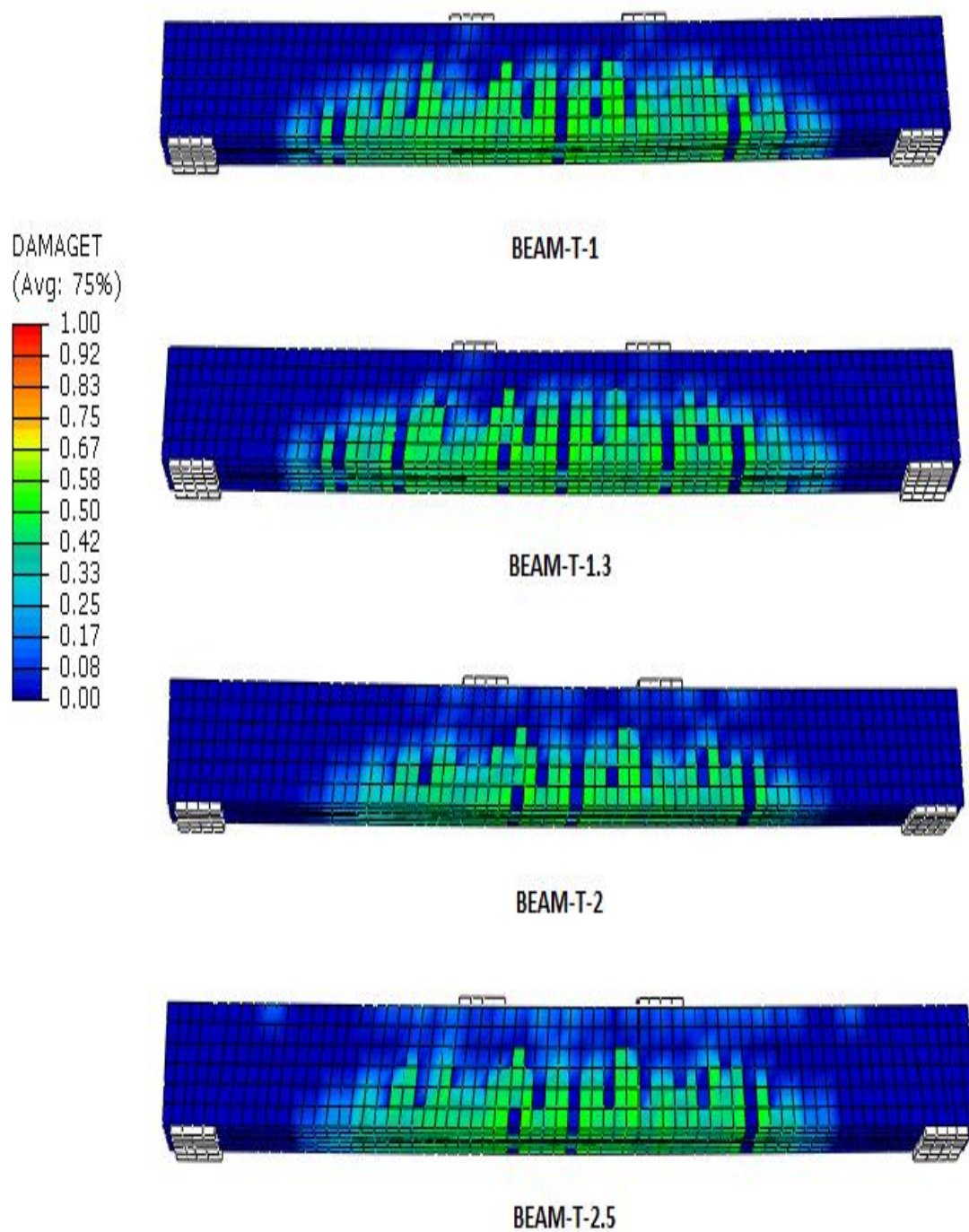
۶-۵-۲- ارزیابی الگوی ترک خوردگی

همان طور که اشاره شد، با استفاده از آسیب دیدگی کششی نمونه ها، می توان ترک خوردگی تیرها را ارزیابی نمود. در ادامه به منظور بررسی اثر ضخامت ورق های پیش تنیده بر مقاومت سازی خمشی تیرهای بتن مسلح، الگوی ترک خوردگی نمونه ها در سه بار متفاوت با یکدیگر مقایسه شده است. شکل ۶-۱۲ آسیب دیدگی کششی تیرها تحت بار ۲۰ کیلو نیوتن را نشان می دهد. وضعیت

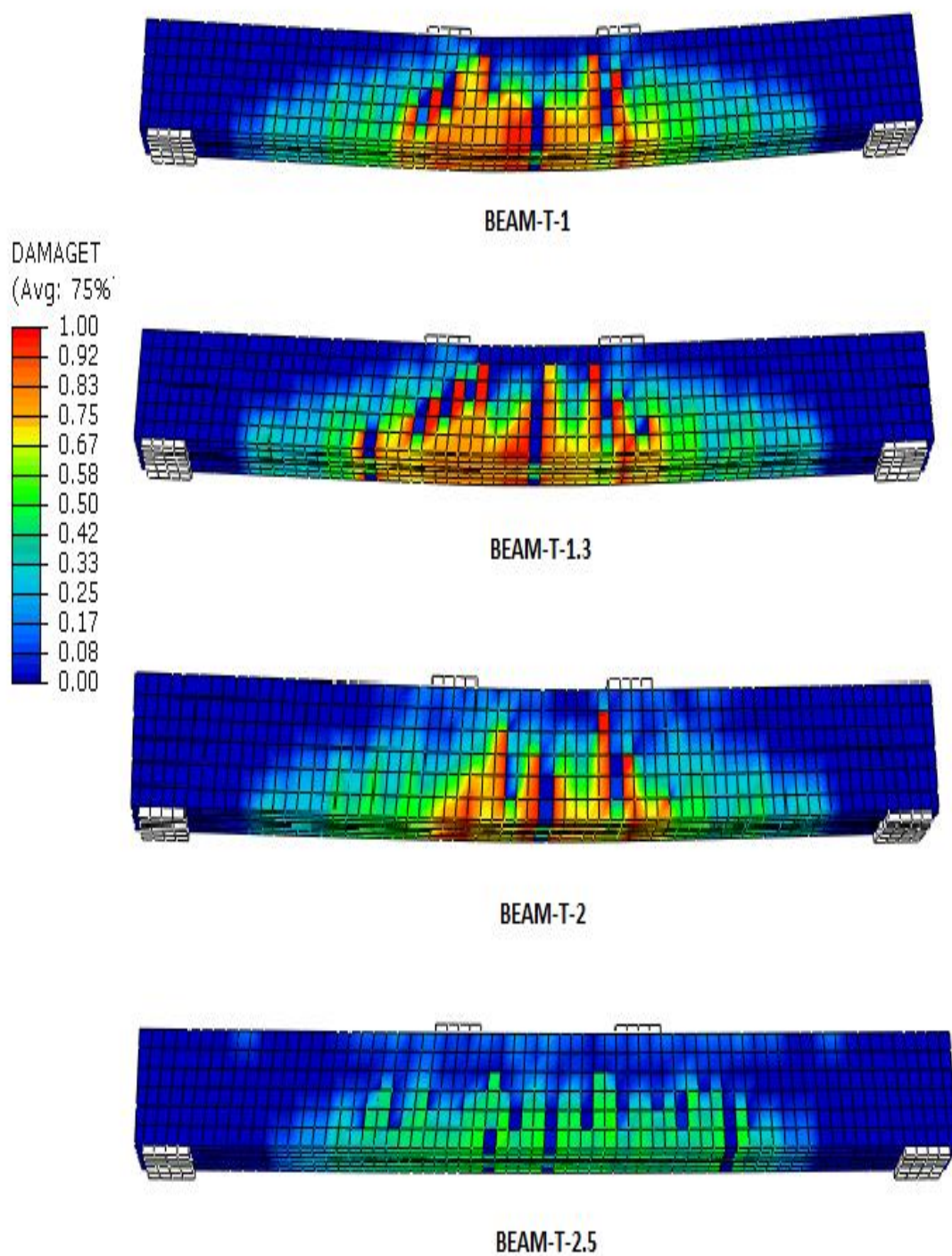
ترک خوردگی نمونه‌ها تحت بارهای ۴۰ و ۶۰ کیلونیوتن در شکل‌های ۶-۱۳ و ۶-۱۴ مشاهده می‌شود. با مقایسه الگوهای ترک خوردگی نمونه‌ها مشاهده می‌شود، تحت بارهای ۲۰ و ۴۰ کیلونیوتن اختلاف چندانی در میزان آسیب دیدگی کششی تیرها وجود ندارد. اما تحت بار ۶۰ کیلونیوتن، تیر مقاوم شده با ورق CFRP پیش تنیده ۲/۵ میلی متری، نسبت به سایر تیرها دچار خرابی کمتری شده است.



شکل ۶-۱۲- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه‌های مقاوم شده با ضخامت‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش تنیده، به ازای بار ۲۰ کیلونیوتن



شکل ۶-۱۳- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه های مقاوم شده با ضخامت های مختلف از ورق های CFRP پیش تنیده، به ازای بار ۴۰ کیلونیوتن



شکل ۶-۱۴- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه‌های مقاوم شده با ضخامت‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده، به ازای بار ۶۰ کیلونیوتن

۳-۵-۶- بار گسیختگی تیرها

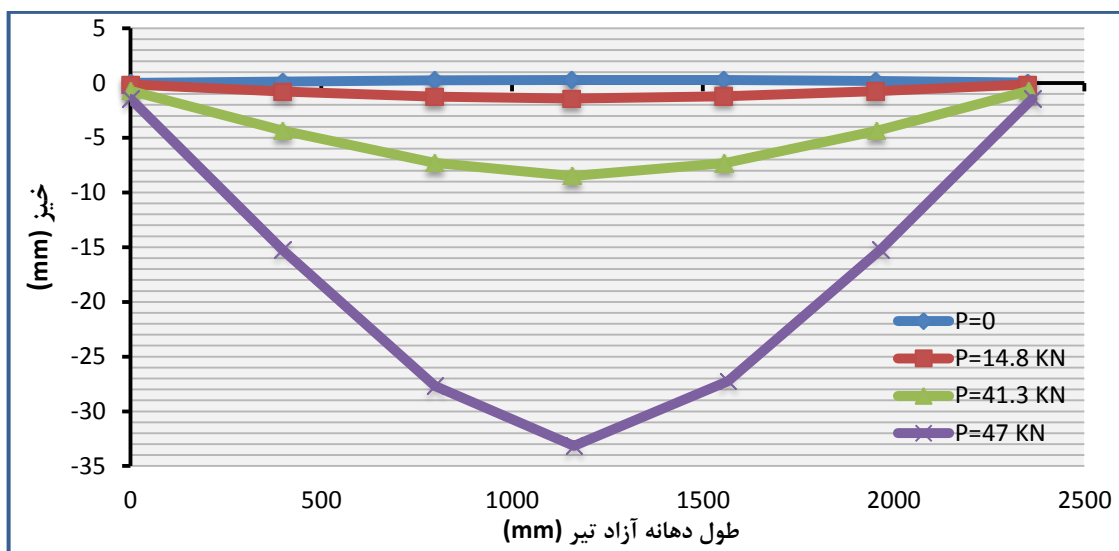
همان طور که در جدول ۵-۶ نشان داده شده است، با افزایش ضخامت ورق CFRP، مقادیر بار ترک خوردگی، بار جاری شدگی و بار نهایی تیرها افزایش پیدا می کند. اختلاف ظرفیت باربری نهایی، بار جاری شدگی و بار ترک خوردگی برای تیرهای مقاوم شده با ورق های CFRP دارای پیش تنیدگی ۴۴/۱ درصد و ضخامت های ۱ و ۲/۵ میلی متر، به ترتیب ۳۸، ۲۵ و ۳۲ درصد می باشد.

جدول ۵-۶- مقایسه بار ترک خوردگی، بار جاری شدگی و بار نهایی نمونه ها با تغییر ضخامت ورق ها

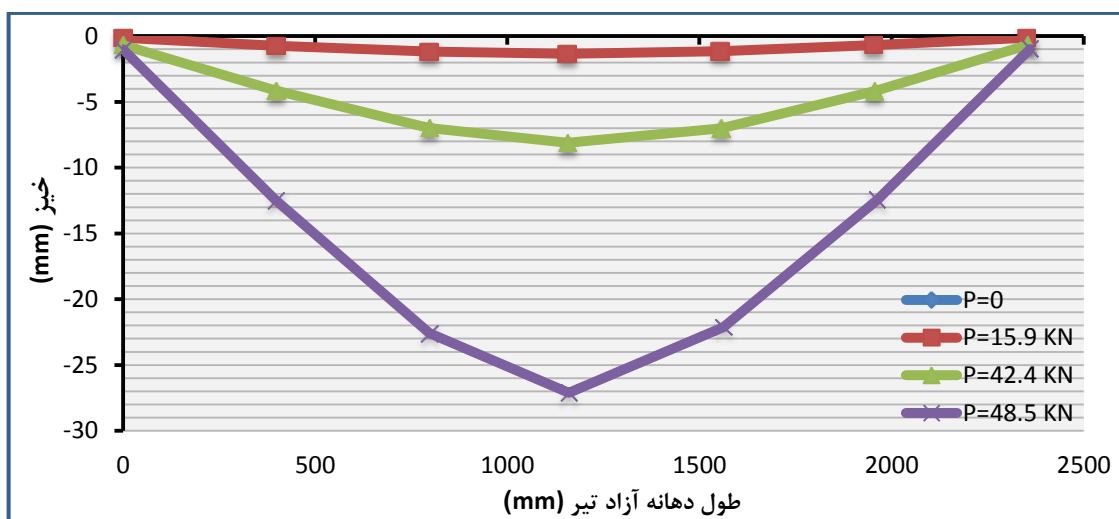
بار نهایی (نیوتن)	بار جاری شدگی (نیوتن)	بار ترک خوردگی (نیوتن)	نام تیر
۴۷۲۰۲	۴۱۳۳۹	۱۴۵۷۷	BEAM-T-1
۴۸۵۴۱	۴۲۴۱۰	۱۵۸۷۲	BEAM-T-1.2
۵۰۰۷۰	۴۳۱۹۴	۱۶۲۸۶	BEAM-T-1.3
۵۱۶۱۵	۴۳۶۲۲	۱۸۰۷۳	BEAM-T-1.4
۵۸۶۳۲	۴۷۱۷۳	۱۸۹۸۰	BEAM-T-2
۶۳۷۱۴	۵۱۷۰۶	۲۱۱۵۵	BEAM-T-2.5

۴-۵-۶- بررسی خیز تیرها

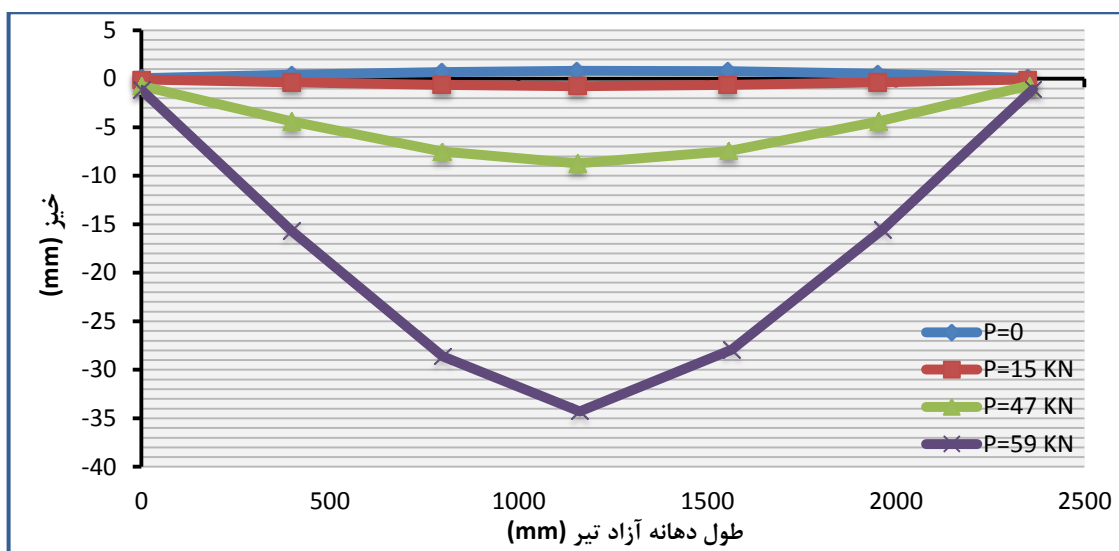
برای بررسی اثر میزان پیش تنیدگی ورق های CFRP بر مقدار خیز تیرها، مقدار خیز هر نمونه در نقاط مختلف طول تیر برای گام های بارگذاری مختلف، اندازه گیری شد. تغییرات خیز در طول دهانه آزاد نمونه ها در زمان آغاز بارگذاری، شروع ترک خوردگی، جاری شدگی آرماتورهای کششی و بار حداکثر، در شکل های ۱۵-۶ تا ۱۸-۶ مشاهده می شود. همان طور که مشاهده می شود با افزایش ضخامت ورق های CFRP، مقدار تغییر شکل تیرها کاهش می یابد. دلیل این امر افزایش ممان اینرسی تیرها و در نتیجه آن افزایش سختی و کاهش افت تیر است.



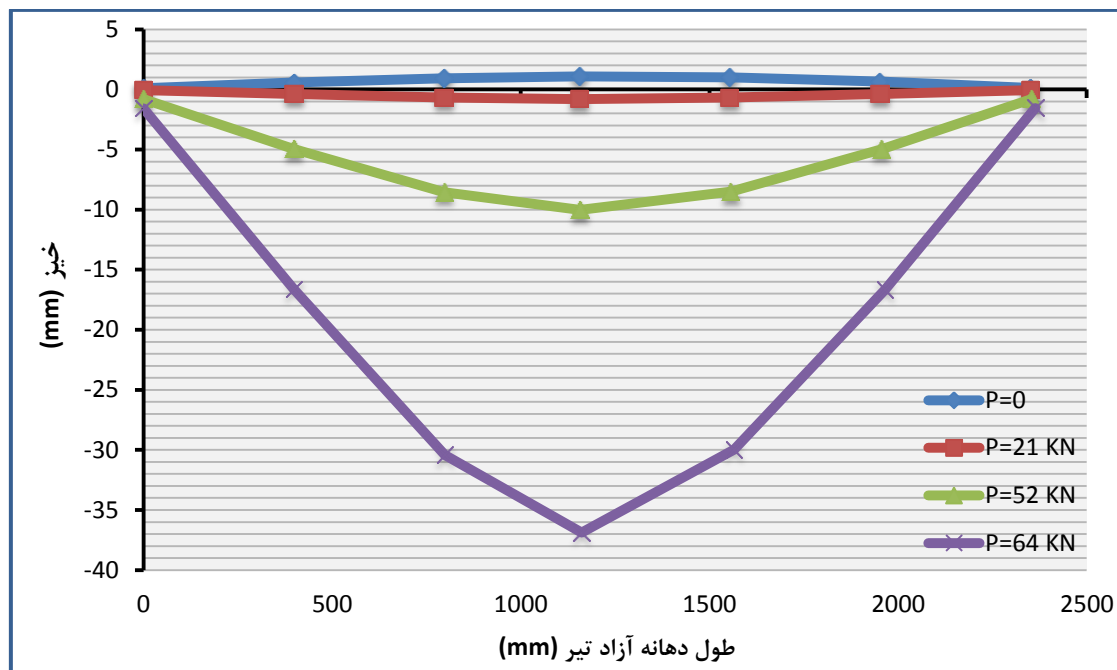
شکل ۶-۱۵- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-T-1



شکل ۶-۱۶- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-T-1.2



شکل ۶-۱۷- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-T-2



شکل ۶-۱۸- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-T-2.5

۶-۶- بررسی تأثیر اندازه عرض ورق های CFRP

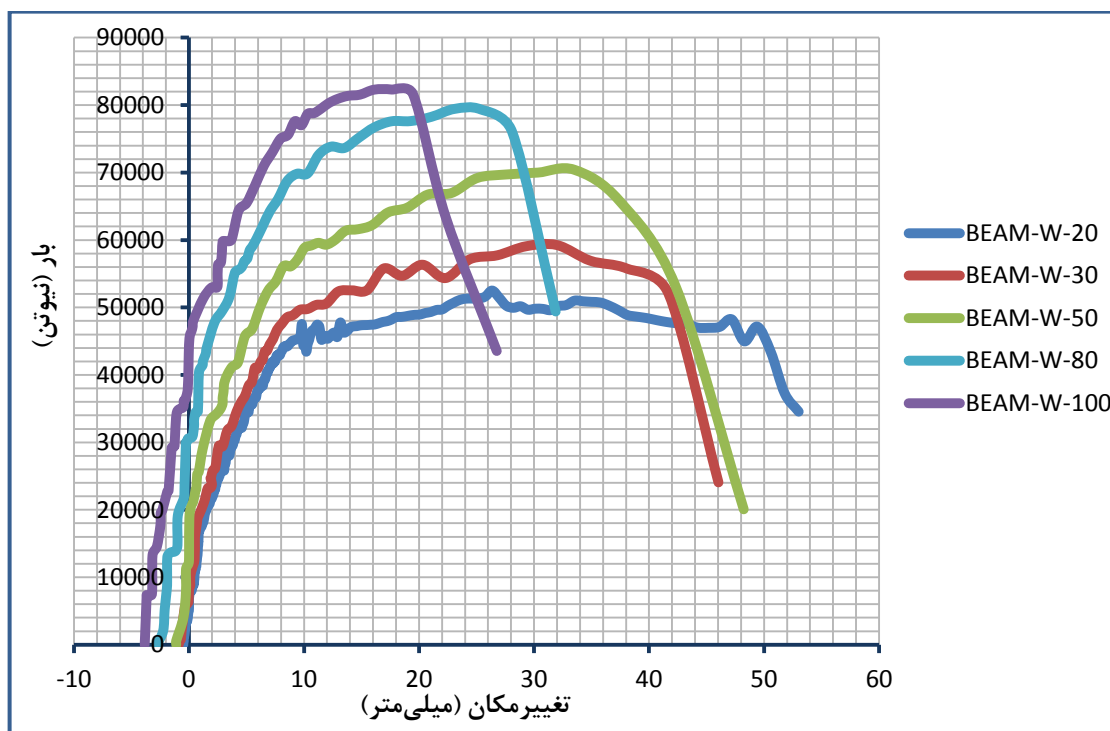
در این بخش به بررسی اثر اندازه عرض ورق های CFRP پیش تنیده بر مقاومت سازی تیرهای بتن مسلح می پردازیم. برای این منظور پنج عدد تیر بتن مسلح با مشخصاتی که قبلاً ذکر شد و عرض ورق های متغیر، مدل سازی و سپس نمونه ها تحلیل شدند. نمونه های مورد بررسی به نام های (BEAM-W-۲۰), (BEAM-W-۳۰), (BEAM-W-۵۰), (BEAM-W-۸۰) و (BEAM-W-۱۰۰) دارای عرض های ۲۰، ۳۰، ۵۰، ۸۰ و ۱۰۰ میلی متر می باشند. (ضخامت ورق های CFRP، ۱/۴ میلی متر و مقدار تنش پیش تنیدگی آن ها ۹/۱۱۰۱ مگاپاسکال می باشد).

۶-۶-۱- رفتار بار-تغییر مکان

مقایسه رفتار بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل اجزای محدود بر روی نمونه ها در شکل ۶-۱۹ نشان داده شده است.

با افزایش عرض ورق های CFRP، مقدار خیز منفی ایجاد شده در تیرها قبل از شروع بارگذاری (به سبب پیش تنیدگی ورق ها)، افزایش می یابد. همان طور که مشاهده می شود، افزایش عرض ورق های پیش تنیده مورد استفاده، باعث بالا رفتن سختی تیرها و افزایش بار ترک خوردگی اولیه و بار

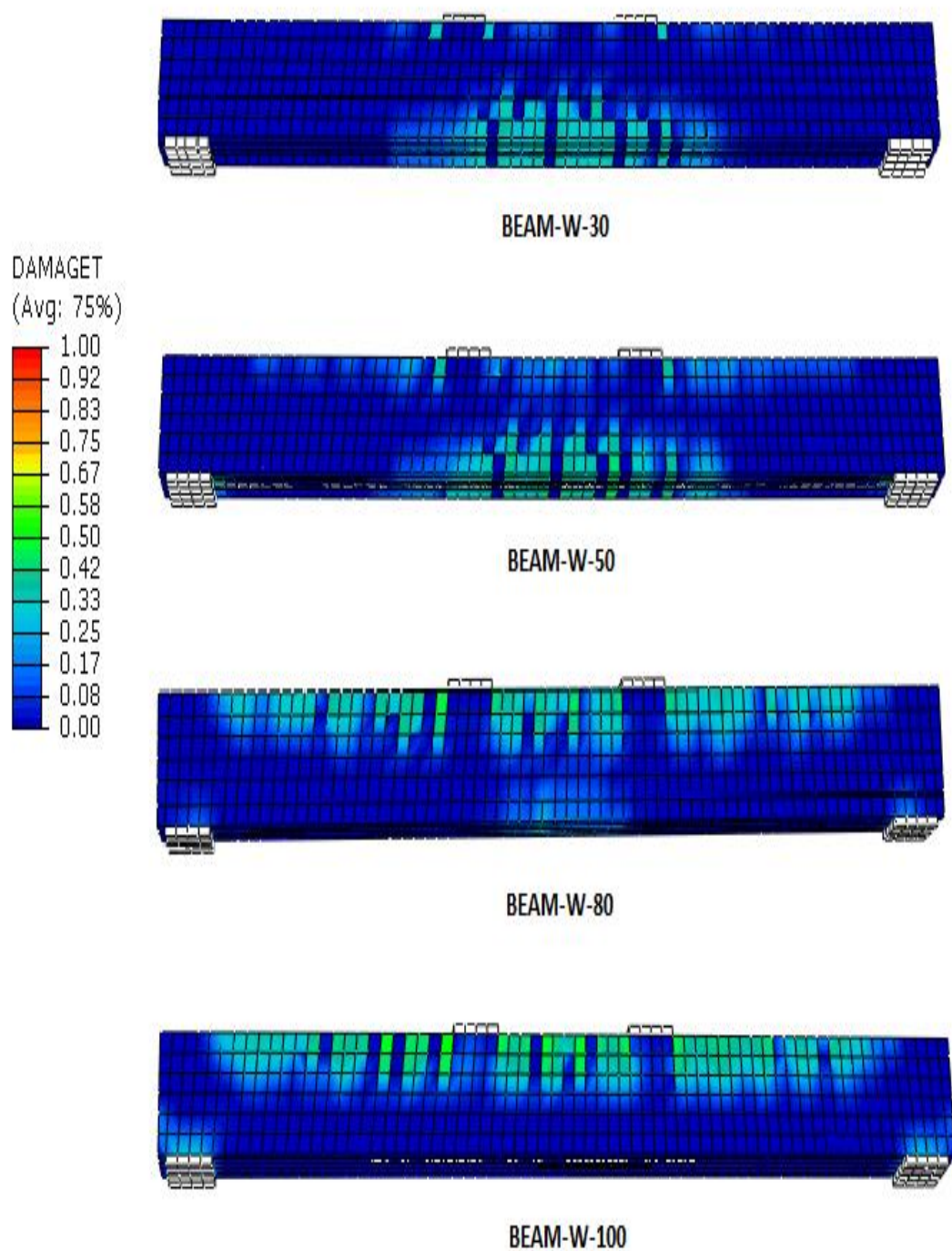
جاری شدگی آرماتورهای کششی می شود. همچنین با زیاد شدن عرض ورق ها، بر مقاومت نهایی و ظرفیت باربری تیرها افزوده می شود. در این حالت شکل پذیری تیرها کاهش یافته و نمونه ها رفتاری ترد خواهند داشت.



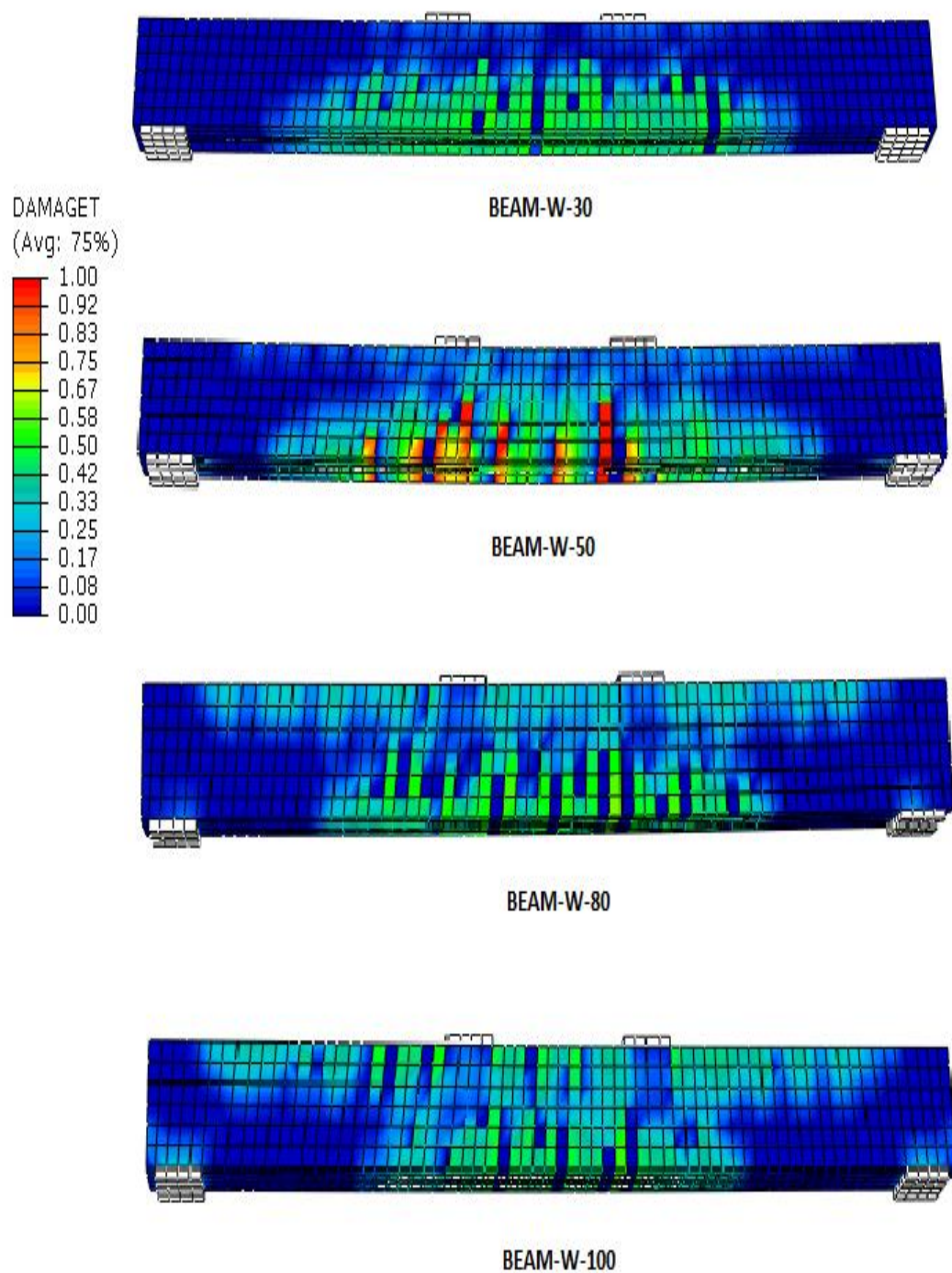
شکل ۶-۱۹- مقایسه رفتار بار-تغییر مکان نمونه های مورد بررسی با تفاوت در عرض ورق های پیش تنیده CFRP

۶-۶-۲- ارزیابی الگوی ترک خوردگی

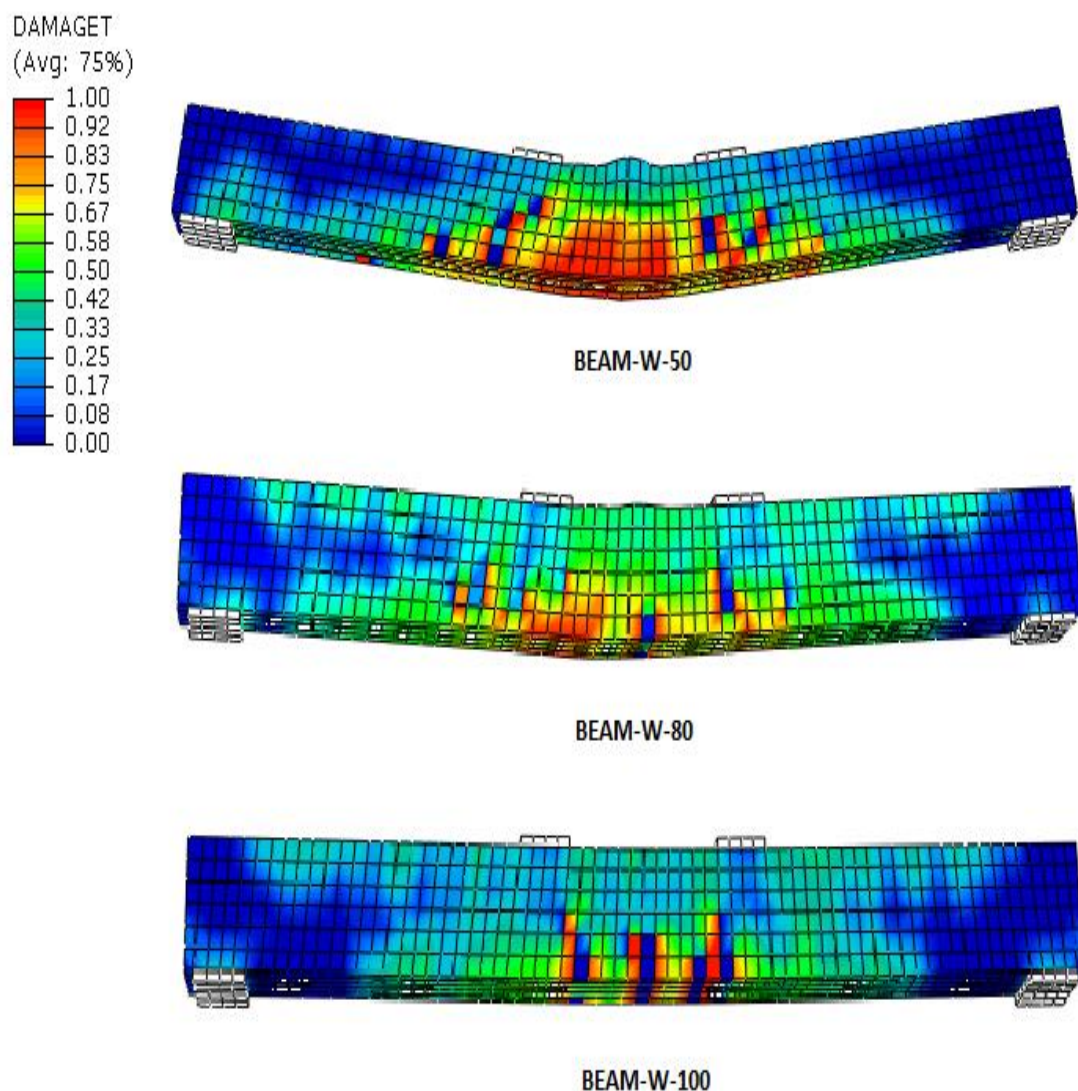
برای بررسی تأثیر اندازه عرض ورق های پیش تنیده CFRP بر مقاومت سازی خمشی تیرهای بتن مسلح، الگوی ترک خوردگی نمونه ها تحت بارهای ۲۰، ۴۵ و ۶۵ کیلونیوتن، با یکدیگر مقایسه شده اند. همان طور که در شکل های ۶-۲۰ تا ۶-۲۲ مشاهده می شود، با وجود اعمال بار ۲۰ کیلونیوتن، وجه بالایی تیر در نمونه های مقاوم شده با ورق CFRP پیش تنیده با عرض های ۸۰ و ۱۰۰ میلی متر تحت تنش کششی قرار دارد و ترک خوردگی در آن شکل گرفته است. تحت بار ۶۵ کیلونیوتن، نمونه مقاوم شده با ورق به عرض ۵۰ میلی متر تغییر شکل و آسیب دیدگی بیشتری از خود نشان می دهد و تیر مقاوم شده با ورق CFRP پیش تنیده به عرض ۱۰۰ میلی متر، دارای شکل پذیری و آسیب دیدگی کمتر می باشد.



شکل ۶-۲۰- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه های مقاوم شده با عرض های مختلف از ورق های CFRP پیش تنیده، به ازای بار ۲۰ کیلونیوتن



شکل ۶-۲۱- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه‌های مقاوم شده با عرض‌های مختلف از ورق‌های CFRP پیش‌تنیده، به ازای بار ۴۵ کیلونیوتن



شکل ۶-۲۲- مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه های مقاوم شده با عرض های مختلف از ورق های CFRP پیش تنیده، به ازای بار ۶۵ کیلونیوتن

۶-۳-۶- بارگسیختگی تیرها

مقادیر بار ترک خوردگی، بار جاری شدگی و بار نهایی نمونه های مورد بررسی در جدول ۶-۶

آمده است.

همان طور که مشاهده می شود، اندازه عرض ورق پیش تنیده به کار رفته برای مقاوم سازی، تأثیر

قابل ملاحظه ای بر مقدار بار شروع ترک خوردگی، بار جاری شدگی آرماتورها و افزایش ظرفیت نهایی

تیرها دارد. به طوری که برای تیر بتن مسلح مقاوم شده با ورق پیش تنیده به عرض ۱۰۰ میلی متر،

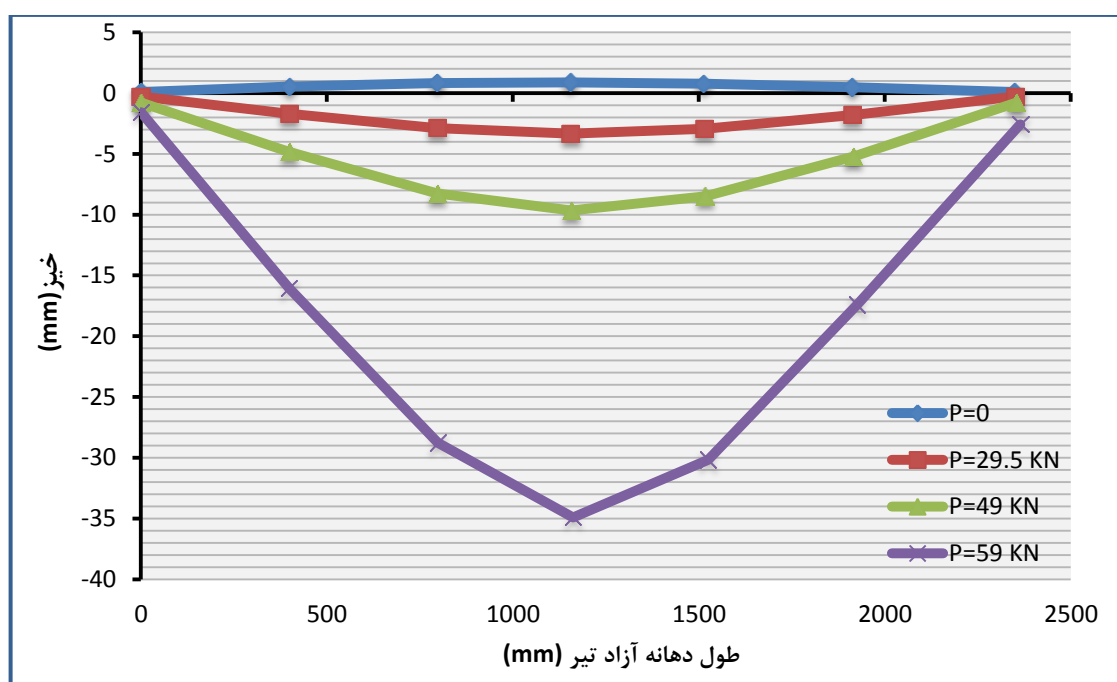
افزایش ۵۶ درصدی بار نهایی، نسبت به نمونه مقاوم شده با ورق به عرض ۲۰ میلی متر وجود دارد.

جدول ۶-۶- مقایسه بار ترک خوردگی، بار جاری شدگی و بار نهایی نمونه‌ها با تغییر عرض ورق‌ها

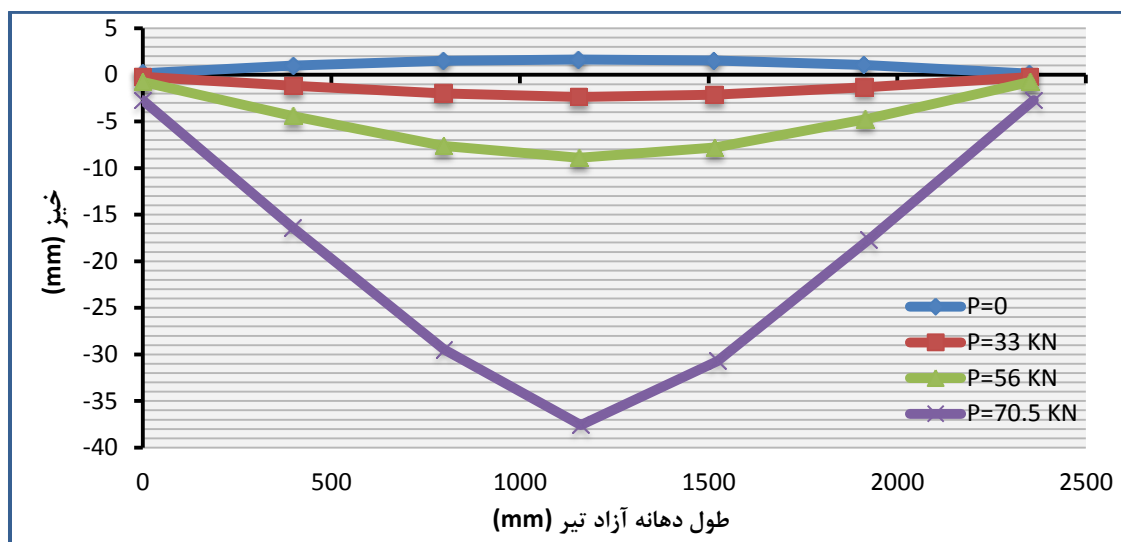
بار نهایی (نیوتن)	بار جاری شدگی (نیوتن)	بار ترک خوردگی (نیوتن)	نام تیر
۵۲۵۰۸	۴۳۸۷۰	۱۶۵۹۲	BEAM-W-20
۵۹۲۵۲	۴۸۸۵۹	۲۹۴۰۰	BEAM-W-30
۷۰۴۱۳	۵۶۱۲۸	۳۳۲۲۵	BEAM-W-50
۷۹۴۴۱	۷۳۶۴۴	۴۰۴۲۲	BEAM-W-80
۸۲۳۰۷	۷۷۰۱۸	۴۴۴۸۵	BEAM-W-100

۶-۶-۴- بررسی خیز تیرها

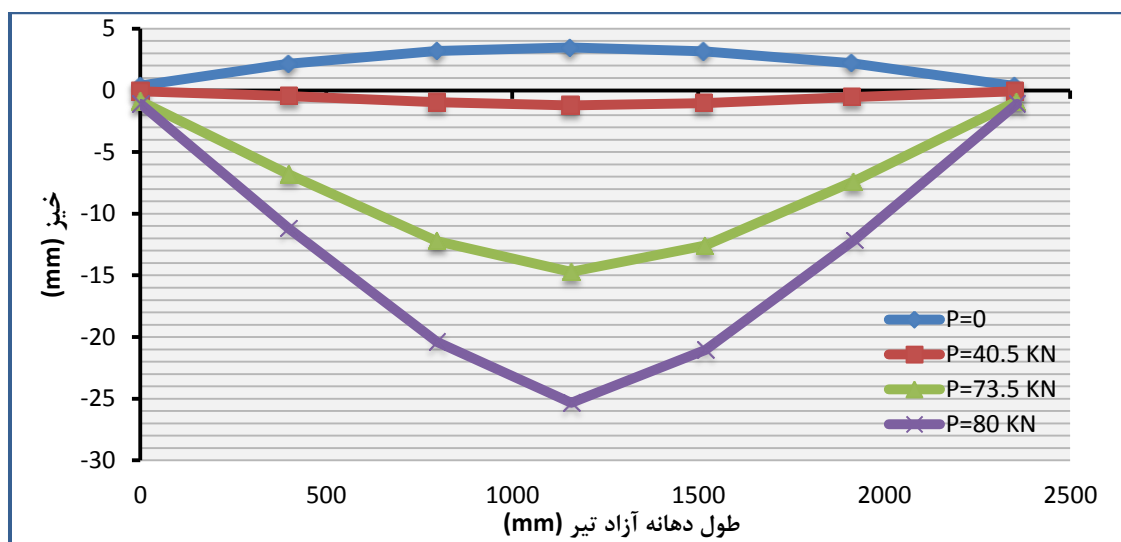
اثر اندازه عرض ورق‌های CFRP پیش‌تنیده بر تغییرات خیز نمونه‌ها در شکل‌های ۶-۲۳ تا ۶-۲۶ نشان داده شده است. گام‌های بارگذاری که در آن‌ها، مقدار خیز دهانه آزاد تیرها اندازه‌گیری شد، عبارتند از: آغاز بارگذاری، شروع ترک خوردگی، جاری‌شدگی آرماتورهای کششی و بار حداکثر.



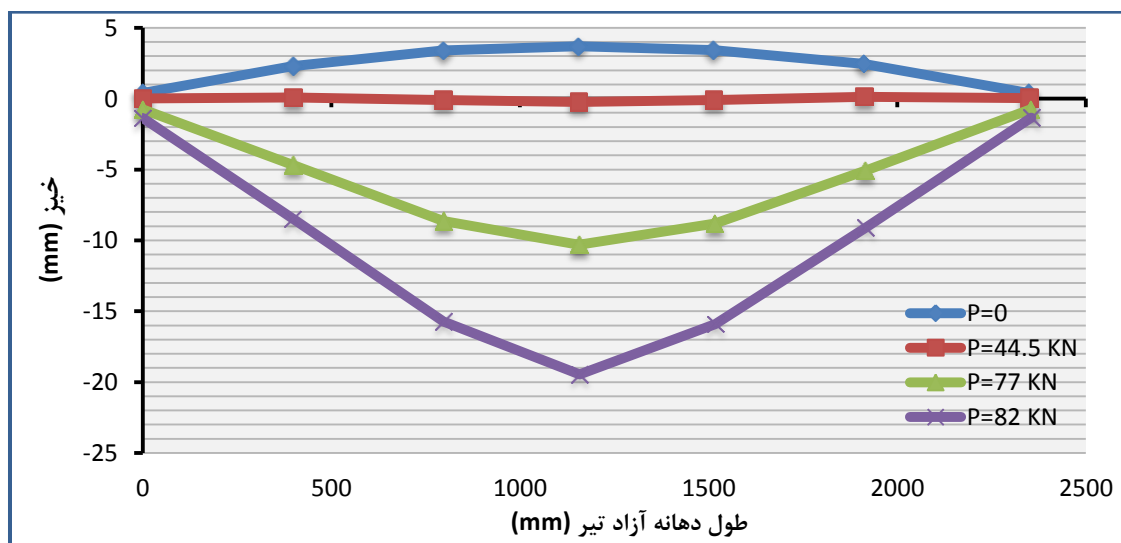
شکل ۶-۲۳- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-W-30



شکل ۶-۲۴- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-W-50



شکل ۶-۲۵- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-W-80



شکل ۶-۲۶- تغییرات خیز برای بارهای مختلف در طول دهانه آزاد تیر BEAM-W-100

با افزایش عرض ورق CFRP پیش تنیده، تحذب اولیه (ناشی از پیش تنیدگی) در نمونه ها افزایش می یابد. همچنین در این حالت خیز نهایی تیر کاهش می یابد. ضمن آن که با وجود کاهش شکل پذیری نهایی تیرها، افزایش عرض ورق ها سبب افزایش خیز در بار ترک خوردگی اولیه و جاری شدگی آرماتورها می شود.

۶-۷- بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی (ρ) تیر بتن مسلح

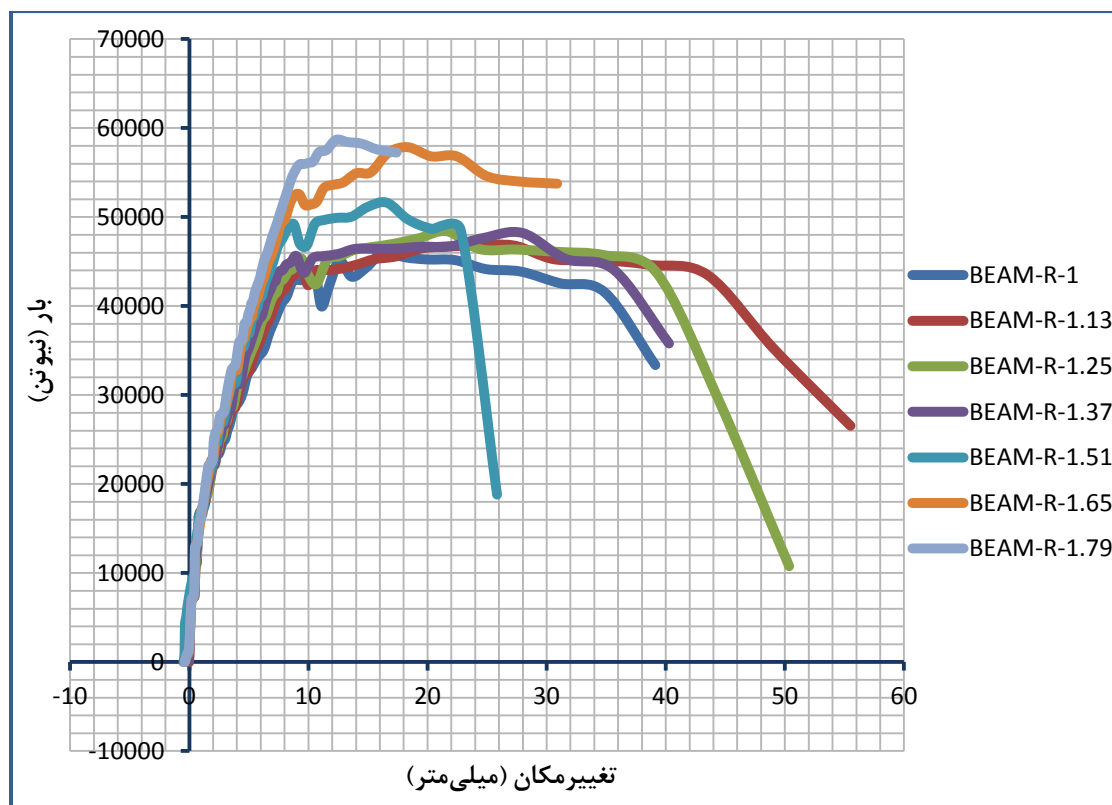
برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی (ρ) بر رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با ورق های CFRP پیش تنیده، هفت نمونه تیر بتن مسلح با تفاوت در مقدار ρ مدل سازی و سپس توسط نرم افزار تحلیل شدند. شناسه و مشخصات نمونه های اجزای محدود در جدول ۶-۷ آمده است.

جدول ۶-۷- شناسه و مشخصات نمونه های مدل سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی

شناسه نمونه	میلگردهای کششی	ρ
BEAM-R-1	۳Ø۱۲	۱
BEAM-R-1.13	۲Ø۱۲ + ۱Ø۱۴	۱/۱۳
BEAM-R-1.25	۱Ø۱۲ + ۲Ø۱۴	۱/۲۵
BEAM-R-1.37	۳Ø۱۴	۱/۳۷
BEAM-R-1.51	۲Ø۱۴ + ۱Ø۱۶	۱/۵۱
BEAM-R-1.65	۱Ø۱۴ + ۲Ø۱۶	۱/۶۵
BEAM-R-1.79	۳Ø۱۶	۱/۷۹

۶-۷-۱- رفتار بار-تغییرمکان

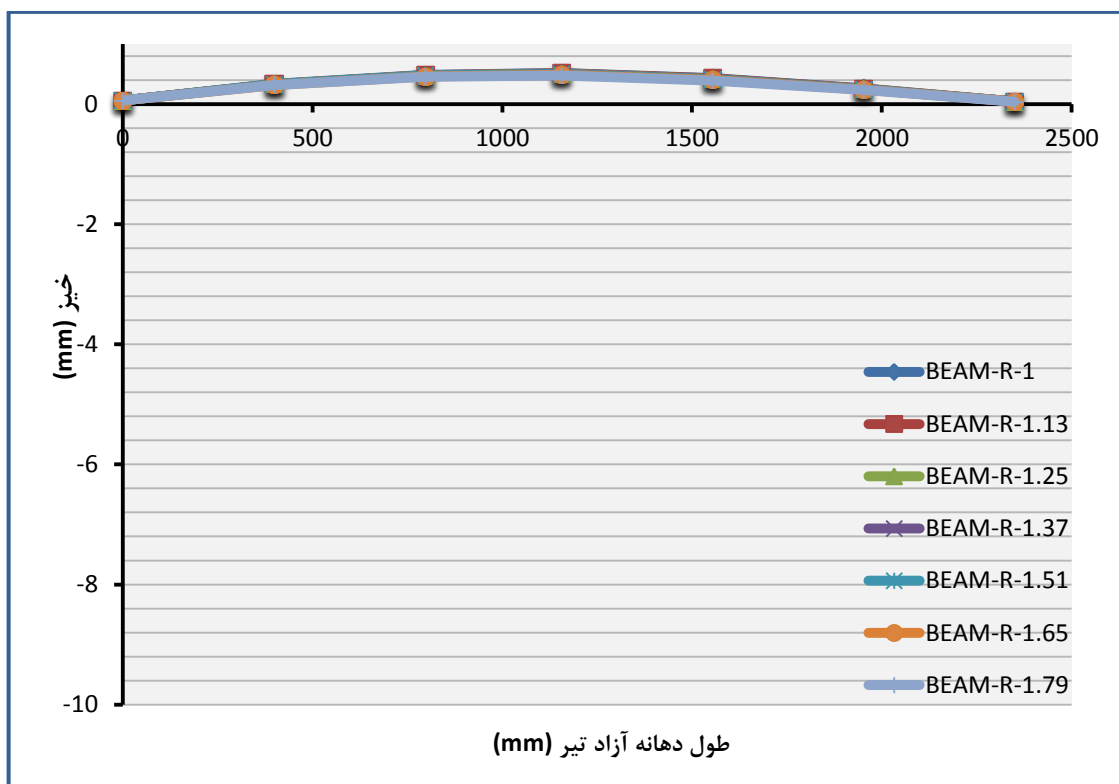
نمودارهای بار-تغییرمکان حاصل از تحلیل اجزای محدود برای هفت نمونه ذکر شده در شکل ۶-۲۷ نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، افزایش نسبت آرماتورهای کششی تیرها سبب افزایش ظرفیت باربری نهایی و کاهش شکل پذیری تیرها می شود.



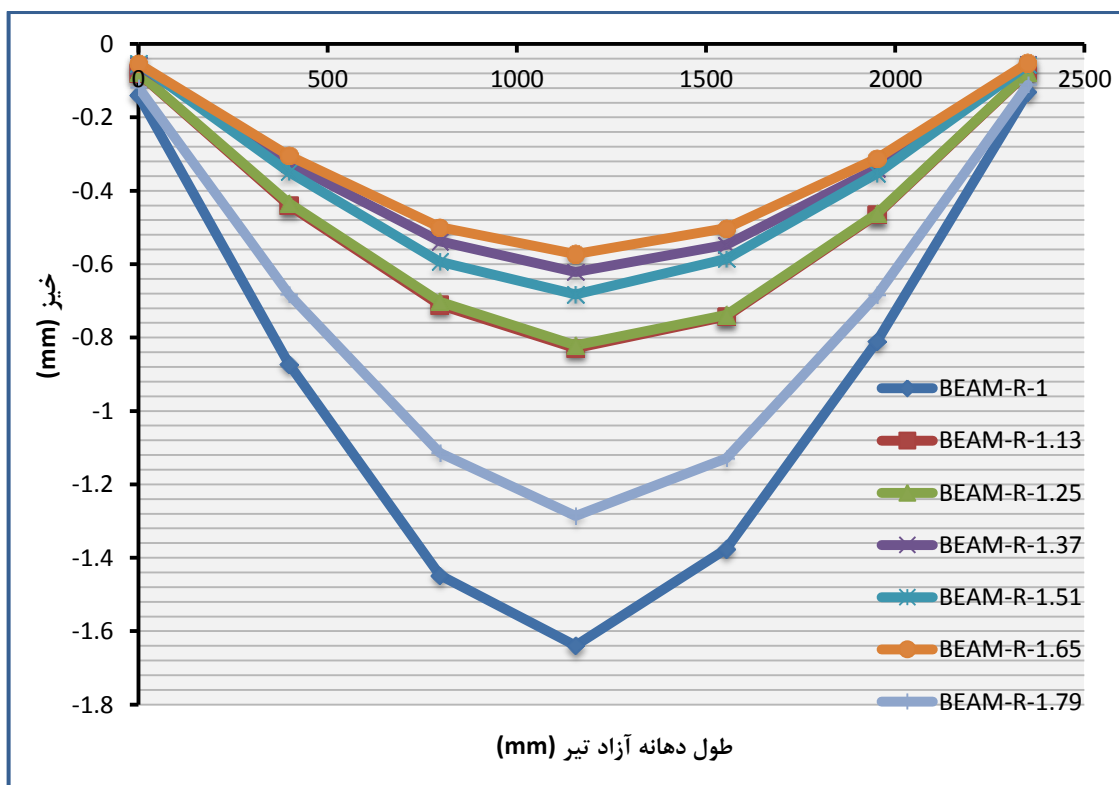
شکل ۶-۲۷- مقایسه اثر نسبت آرماتورهای کششی بر رفتار بار- تغییرمکان نمونه ها

۶-۷-۲- بررسی خیز تیرها

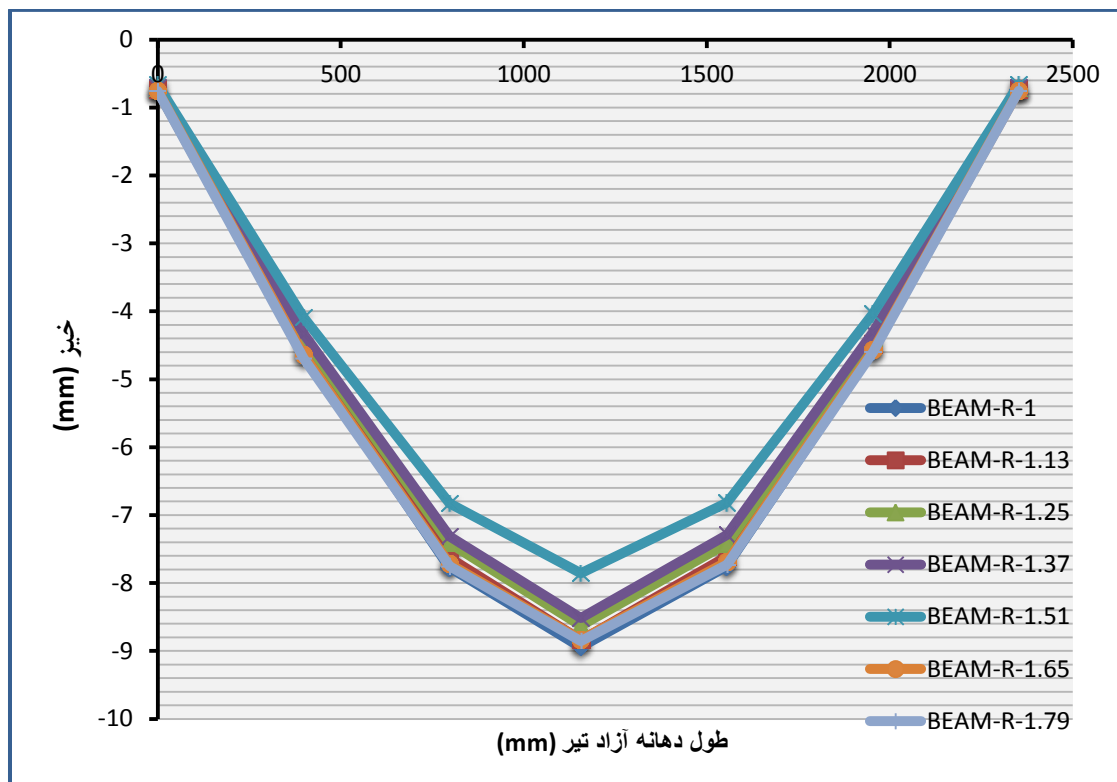
برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی بر مقدار خیز تیرها، مقدار خیز نمونه ها در زمان آغاز بارگذاری، شروع ترک خوردگی، جاری شدگی آرماتورهای کششی و بار حداکثر اندازه گیری شد. هر نمونه در نقاط مختلف طول تیر برای گام های بارگذاری مختلف، اندازه گیری شد. تغییرات خیز برای هر تیر در نقاط مختلف طول دهانه آزاد آن بررسی شده است. شکل های ۶-۲۸ تا ۶-۳۱ مقدار خیز نمونه ها را در هر یک از گام های ذکر شده نشان می دهد.



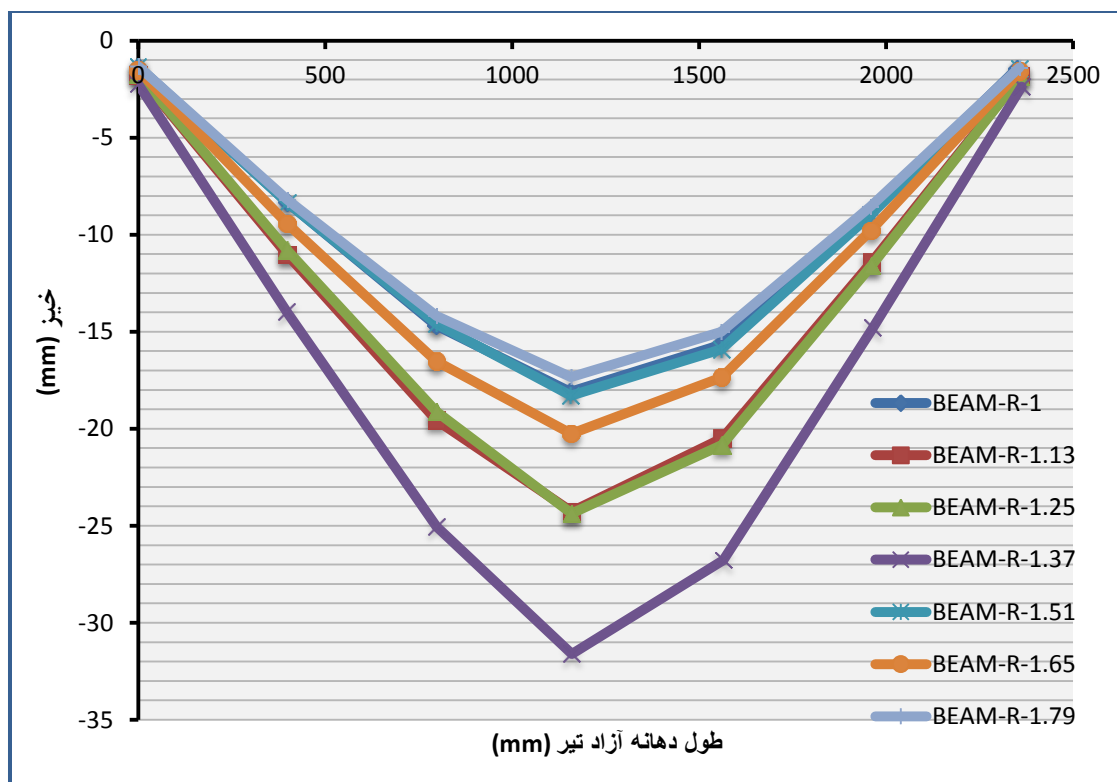
شکل ۶-۲۸- مقایسه خیز نمونه‌های مدل سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی، قبل از بارگذاری



شکل ۶-۲۹- مقایسه خیز نمونه‌های مدل سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی در شروع ترک خوردگی



شکل ۶-۳۰- مقایسه خیز نمونه های مدل سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی در آغاز جاری شدگی آرماتورهای کششی



شکل ۶-۳۱- مقایسه خیز نمونه های مدل سازی شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی در بار حداکثر

۶-۷-۳- بار گسیختگی تیرها

جدول ۶-۸، مقادیر بار ترک خوردگی، بار جاری شدگی و بار نهایی برای نمونه‌ها دارای نسبت‌های مختلف آرماتورهای کششی نشان می‌دهد.

جدول ۶-۸- مقایسه بار ترک خوردگی، بار جاری شدگی و بار نهایی نمونه‌ها با تغییر نسبت آرماتورهای کششی

بار نهایی (نیوتن)	بار جاری شدگی (نیوتن)	بار ترک خوردگی (نیوتن)	نام تیر
۴۶۱۱۴	۴۲۵۵۱	۱۶۱۳۸	BEAM-R-1
۴۶۸۰۴	۴۳۴۵۰	۱۶۲۸۴	BEAM-R-1.13
۴۸۴۰۱	۴۳۹۴۳	۱۶۳۹۴	BEAM-R-1.25
۴۸۲۱۶	۴۴۶۵۶	۱۶۳۹۹	BEAM-R-1.37
۵۱۶۱۸	۴۶۷۱۹	۱۶۴۱۰	BEAM-R-1.51
۵۷۸۵۳	۵۱۵۵۰	۱۶۳۳۰	BEAM-R-1.65
۵۸۶۸۰	۵۴۵۲۷	۱۶۵۳۶	BEAM-R-1.79

بررسی این مقادیر نشان می‌دهد افزایش نسبت آرماتورهای کششی بر روی بار شروع ترک خوردگی چندان تأثیرگذار نیست، اما باعث افزایش ۲۸ و ۲۷ درصدی بار جاری شدگی و بار نهایی نمونه‌ها با نسبت آرماتور کششی ۱ و ۱/۷۹ درصد می‌شود.

فصل، هفتم:

نتیجہ گیری و پیشہادات

۷-۱- مقدمه

امروزه استفاده از مواد مرکب پلیمری جهت تعمیر و تقویت تیرهای بتن مسلح یکی از رایج ترین روش های شناخته شده می باشد و تحقیقات زیادی در این زمینه صورت گرفته است. اگرچه چسباندن ورق های FRP به وجه کششی تیرها می تواند باعث افزایش قابل توجه مقاومت نهایی تیر شود، اما تغییر عمده ای در بار ترک خوردگی و رفتار تیرها تحت بارهای سرویس به وجود نمی آید. مرور تحقیقات گذشته نشان می دهد، در اغلب آزمایش های خمشی تیرهای مقاوم شده با ورق های FRP، حالت خرابی رایج، خرابی ترد ناشی از جداشدگی ورق ها می باشد. در نتیجه تنش کششی در ورق های FRP کمتر از مقاومت کششی آن ها در زمان خرابی تیرها می باشد. اعمال پیش تنیدگی به ورق های CFRP قبل از چسباندن آن ها می تواند یک راه حل ابداعی برای استفاده از سهم بیشتری از مقاومت کششی مصالح FRP باشد. اگرچه ورق های FRP می توانند افزایش قابل توجهی در مقاومت تیرهای بتن مسلح ایجاد کنند، اما به علت این که اعمال پیش تنیدگی می تواند مشارکت FRP را از همان مراحل اولیه بارگذاری افزایش دهد، ورق های پیش تنیده در مقاوم سازی مؤثرتر از ورق های پیش تنیده نشده عمل می کنند.

در این تحقیق به بررسی رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP های پیش تنیده با استفاده از روش اجزای محدود پرداخته شده است.

۷-۲- مشخصات مدل‌ها

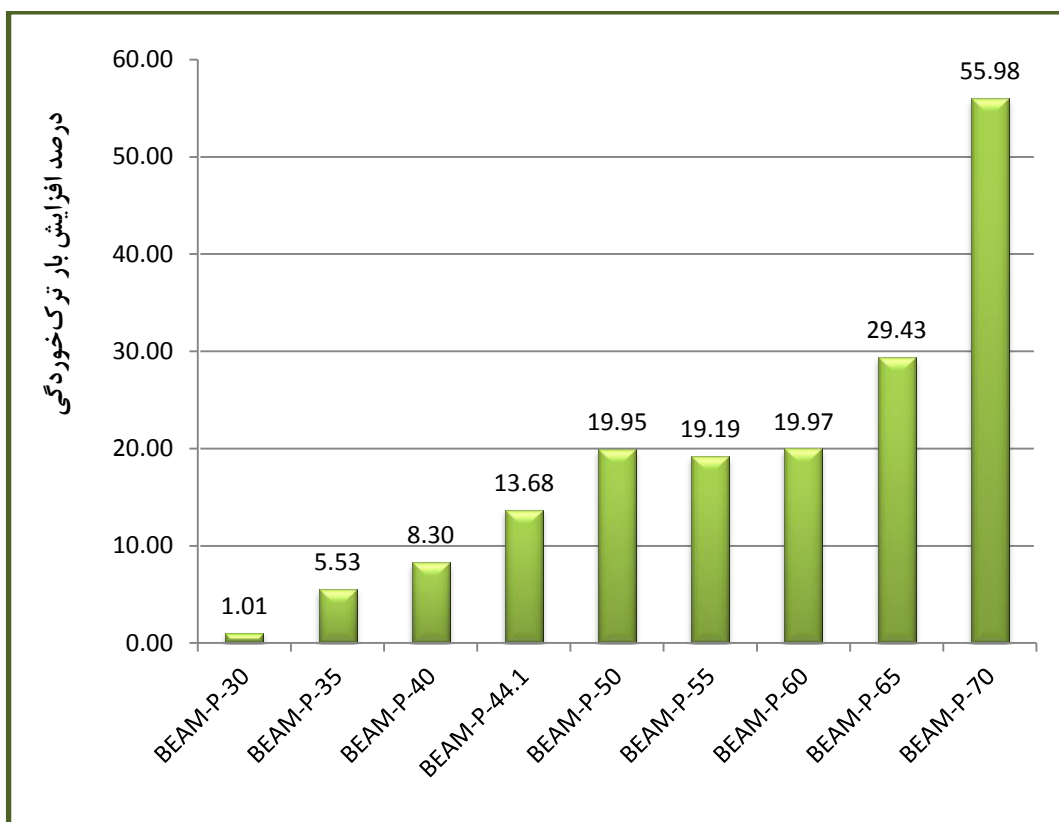
در این پژوهش، ابتدا تحلیل عددی نمونه تیر بتن مسلح مقاوم‌نشده، مربوط به آزمایش زو و همکاران، توسط نرم‌افزار ABAQUS 6.11-3 ارزیابی شد. مقایسه نتایج هماهنگی خوبی را بین داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل عددی نشان داد. پس از آن نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی تیر مقاوم‌شده با CFRP پیش‌تنیده با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح بتن و در نظر نگرفتن مدل چسبندگی-لغزش بین ورق‌های CFRP و بتن، ارزیابی شد. نتایج اجزای محدود تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی برای بار ترک‌خوردگی، بار جاری‌شدگی و بار نهایی نشان دادند.

در ادامه با استفاده از چند مدل عددی، پارامترهایی از قبیل تأثیر نسبت آرماتورهای کششی (ρ) تیر بتن مسلح، میزان پیش‌تنیدگی، ضخامت و اندازه عرض ورق‌های FRP بر رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورق‌های FRP پیش‌تنیده، مورد بررسی قرار گرفت.

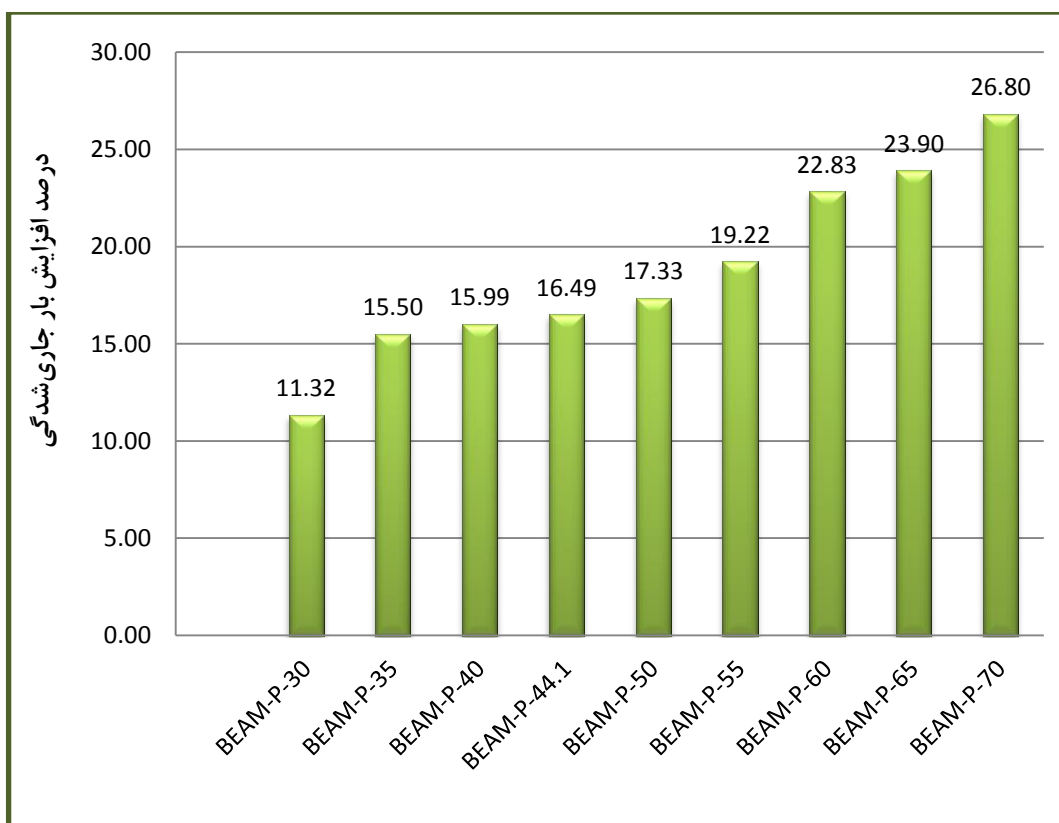
۷-۳- نتیجه‌گیری

بر پایه تحلیل‌های انجام شده، نتایج کلی این پژوهش عبارتند از:

- ۱- افزایش درصد پیش‌تنیدگی ورق‌ها تأثیر عمده‌ای بر ظرفیت تحمل بار تیرها ندارد. اما با افزایش مقدار بار ترک‌خوردگی و جاری‌شدگی باعث کند شدن پیشرفت ترک‌خوردگی می‌شود. همچنین با افزایش مقدار پیش‌تنیدگی در ورق‌های CFRP، مقدار خیز نهایی در تیرها کاهش پیدا می‌کند. در شکل‌های ۷-۱ و ۷-۲ درصد افزایش بار ترک‌خوردگی و جاری‌شدگی نمونه‌ها نسبت به تیر مقاوم‌شده با ورق CFRP بدون پیش‌تنیدگی آورده شده است.

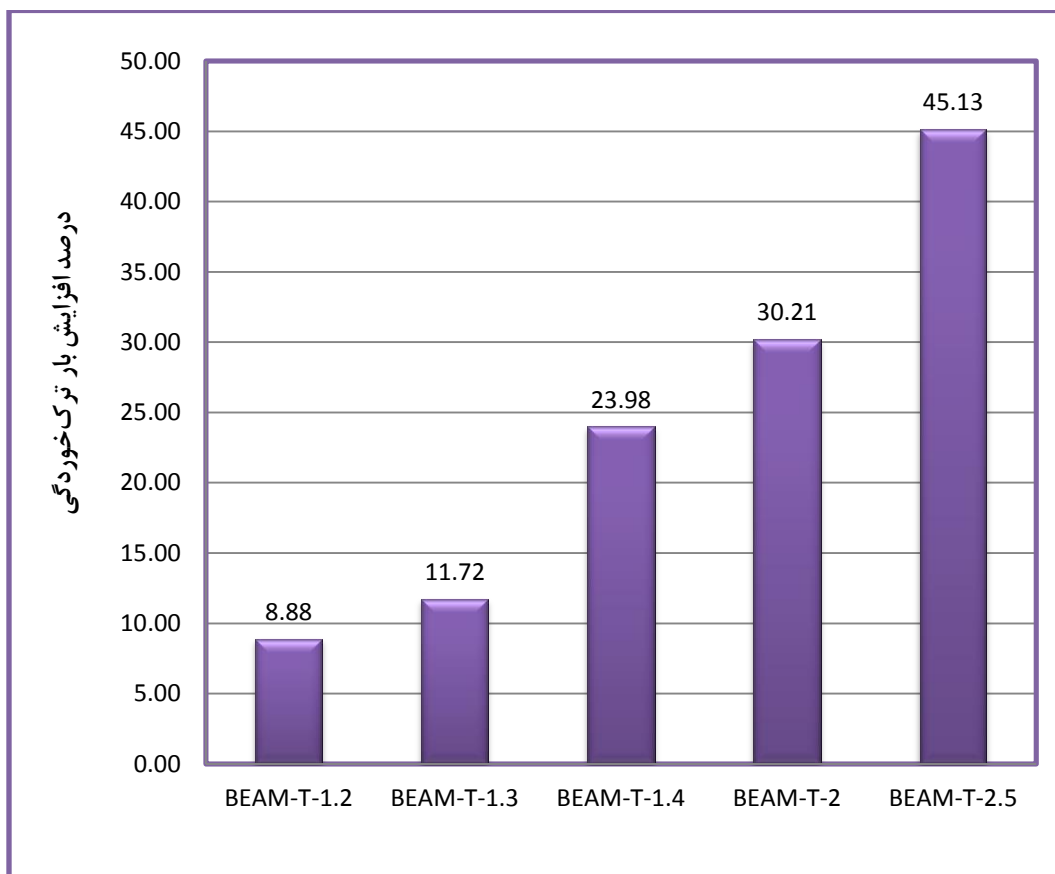


شکل ۷-۱- درصد افزایش بار ترک خوردگی تیرهای مقاوم شده با درصد های مختلف پیش تنیدگی در ورق CFRP

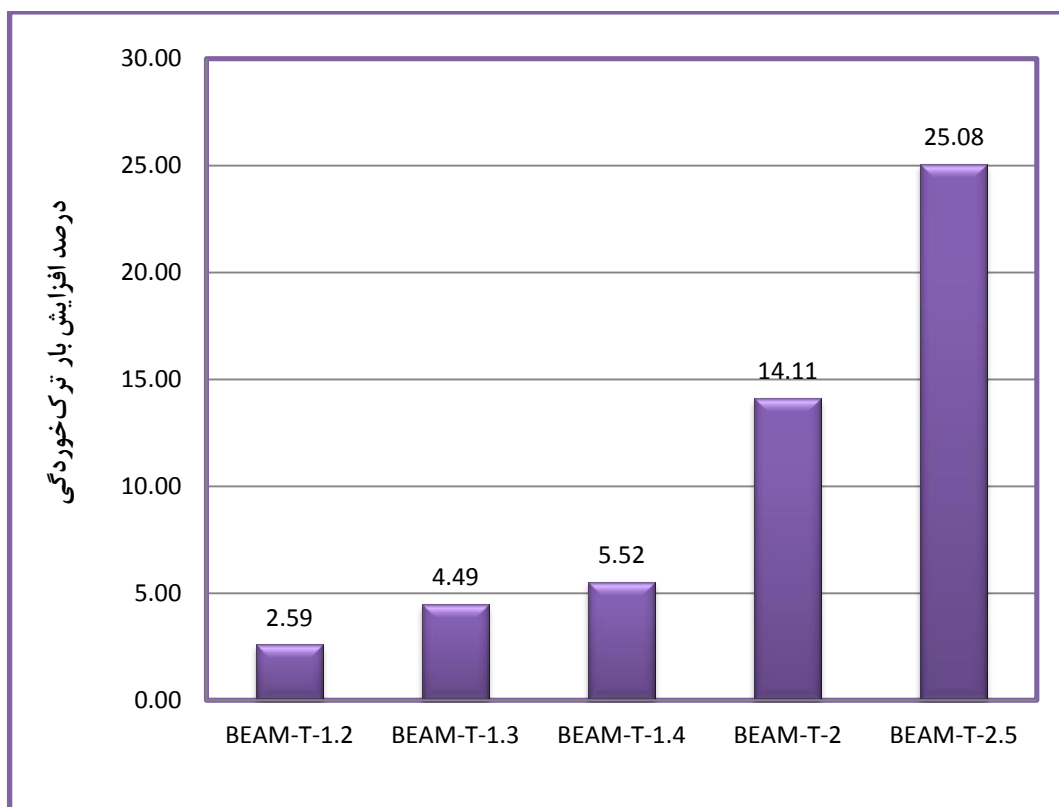


شکل ۷-۲- درصد افزایش بار جاری شدگی تیرهای مقاوم شده با درصد های مختلف پیش تنیدگی در ورق CFRP

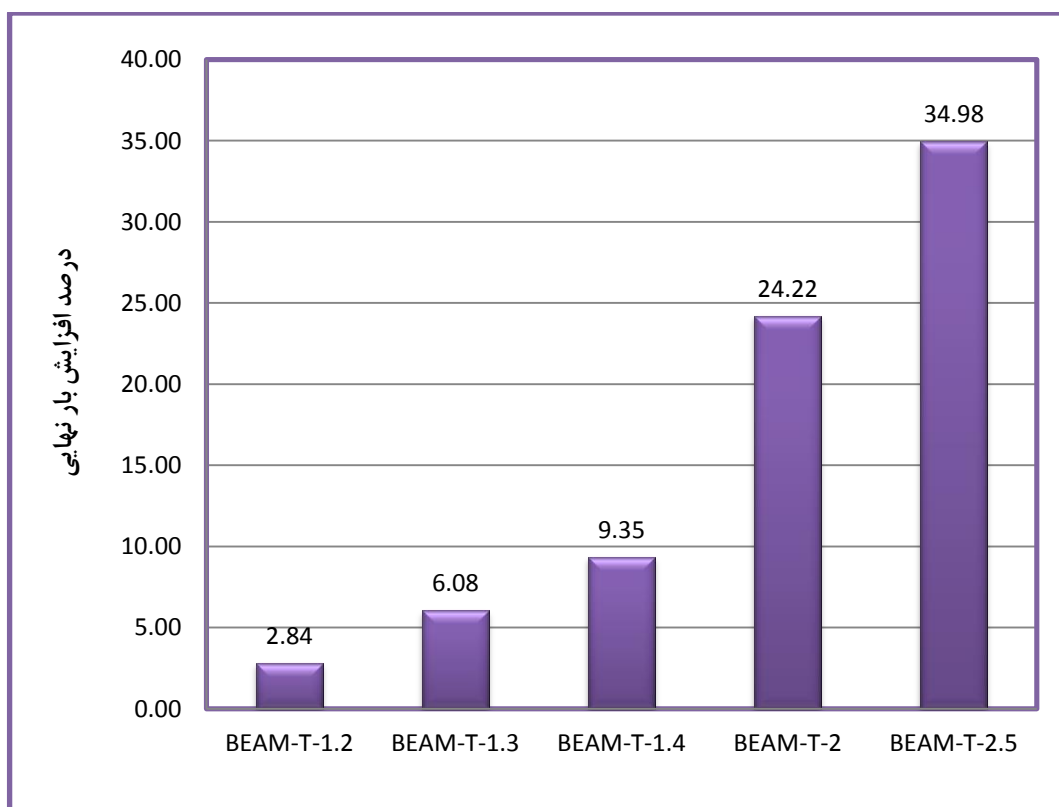
۲- افزایش ضخامت ورق CFRP پیش‌تنیده مورد استفاده در مقاوم‌سازی، باعث افزایش مقادیر بار ترک‌خوردگی، بار جاری‌شدگی و بار نهایی و در نتیجه افزایش ظرفیت خمشی تیرها می‌شود. شکل‌های ۳-۷، ۴-۷ و ۵-۷ درصد افزایش بار ترک‌خوردگی، جاری‌شدگی و نهایی نمونه‌های تحلیل شده را نسبت به تیر مقاوم‌شده با ورق FRP با ضخامت ۱ میلی‌متر نشان می‌دهند.



شکل ۷-۳- درصد افزایش بار ترک‌خوردگی تیرهای مقاوم‌شده توسط ورق‌های CFRP پیش‌تنیده با ضخامت‌های متفاوت



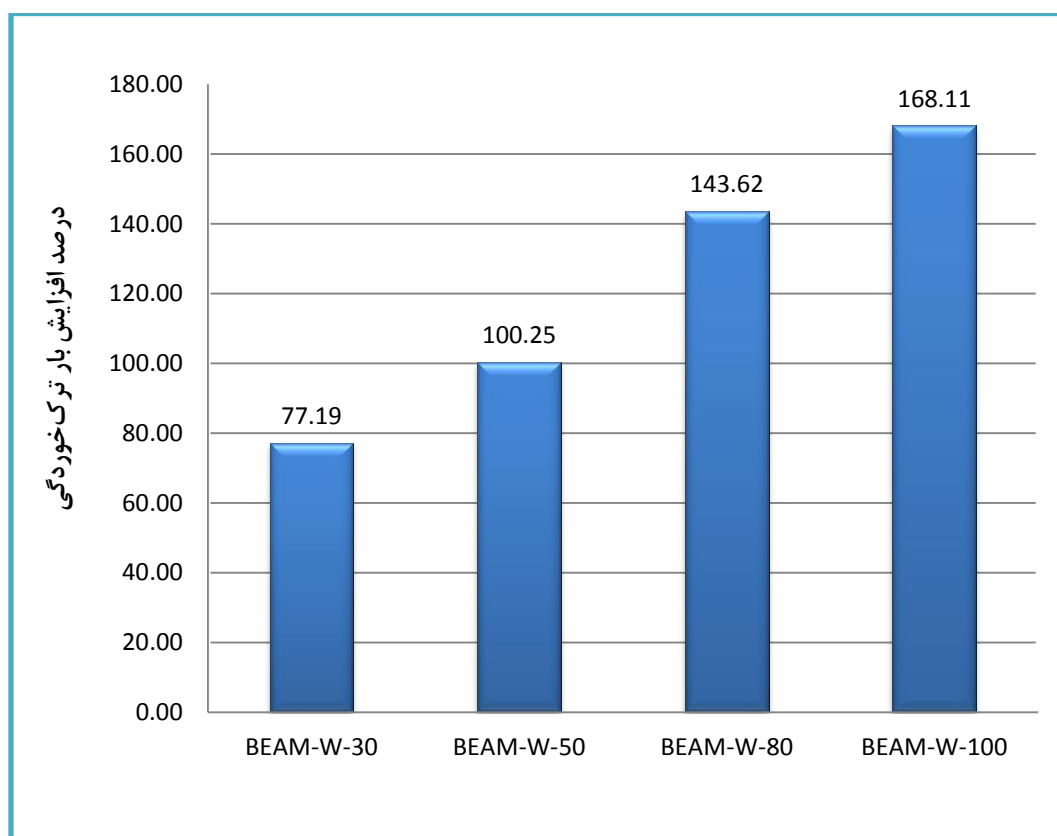
شکل ۷-۴- درصد افزایش بار جاری شدگی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با ضخامت های متفاوت



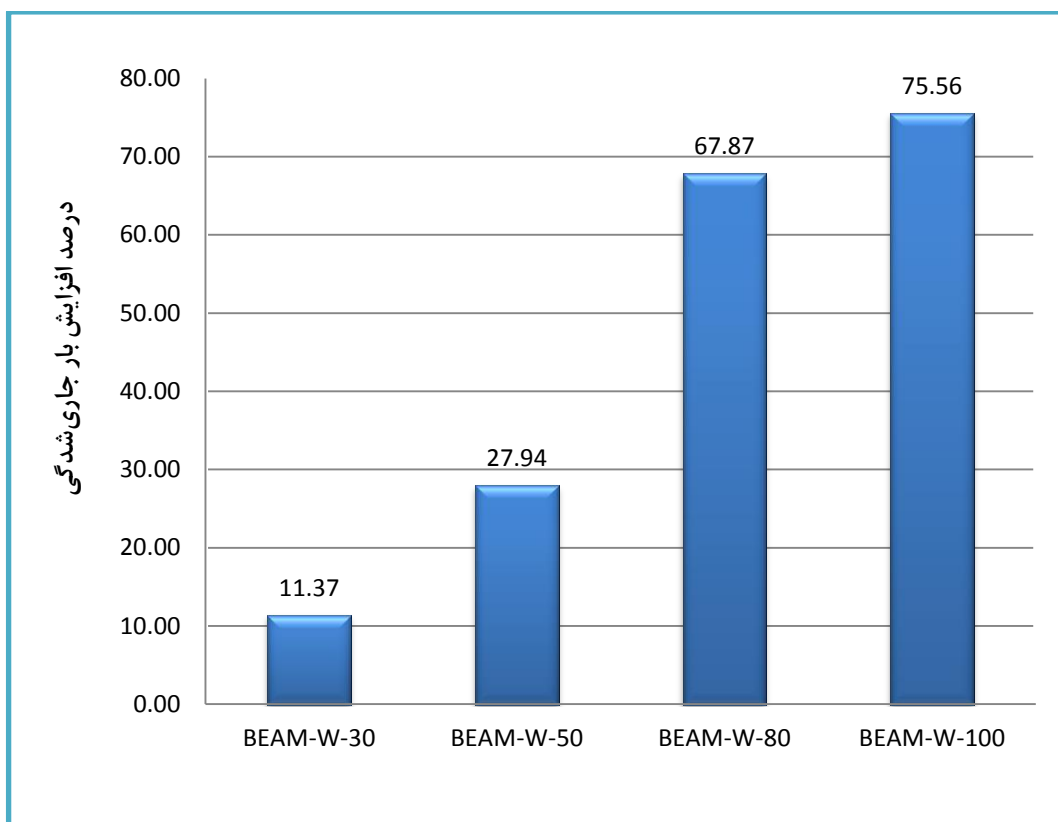
شکل ۷-۵- درصد افزایش بار نهایی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با ضخامت های متفاوت

۳- اندازه عرض ورق پیش تنیده به کار رفته برای مقاوم سازی، باعث افزایش مقدار بار شروع ترک خوردگی و بار جاری شدگی آرماتورها شده و تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر افزایش ظرفیت نهایی تیرها دارد. درصد افزایش این بارها برای نمونه‌های مقاوم شده با ورق‌های CFRP پیش تنیده دارای عرض‌های ۳۰، ۵۰، ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر نسبت به تیر مقاوم شده با ورق CFRP پیش تنیده دارای عرض‌های ۲۰ میلی‌متر در شکل‌های ۶-۷، ۷-۷ و ۸-۷ مشاهده می‌شود.

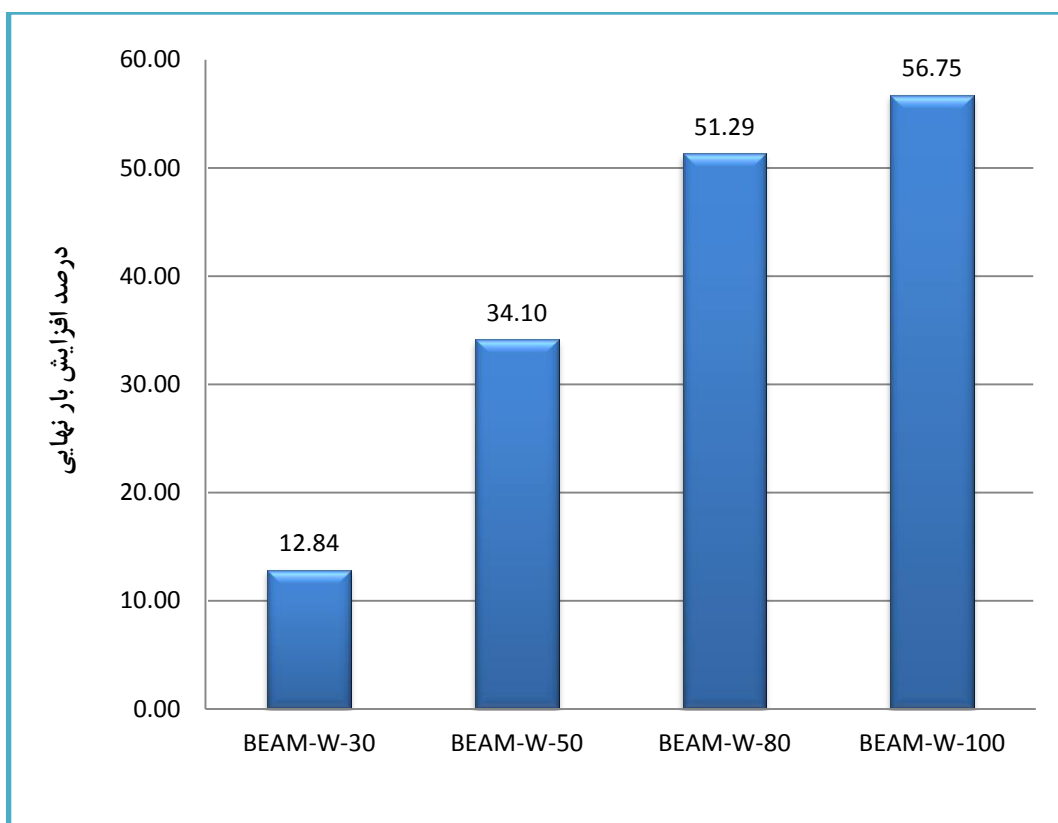
همچنین افزایش عرض ورق‌ها باعث کاهش قابل ملاحظه‌ای در خیز نهایی تیرها و کاهش شکل پذیری تیر می‌شود.



شکل ۶-۷- درصد افزایش بار ترک خوردگی تیرهای مقاوم شده توسط ورق‌های CFRP پیش تنیده با عرض‌های متفاوت

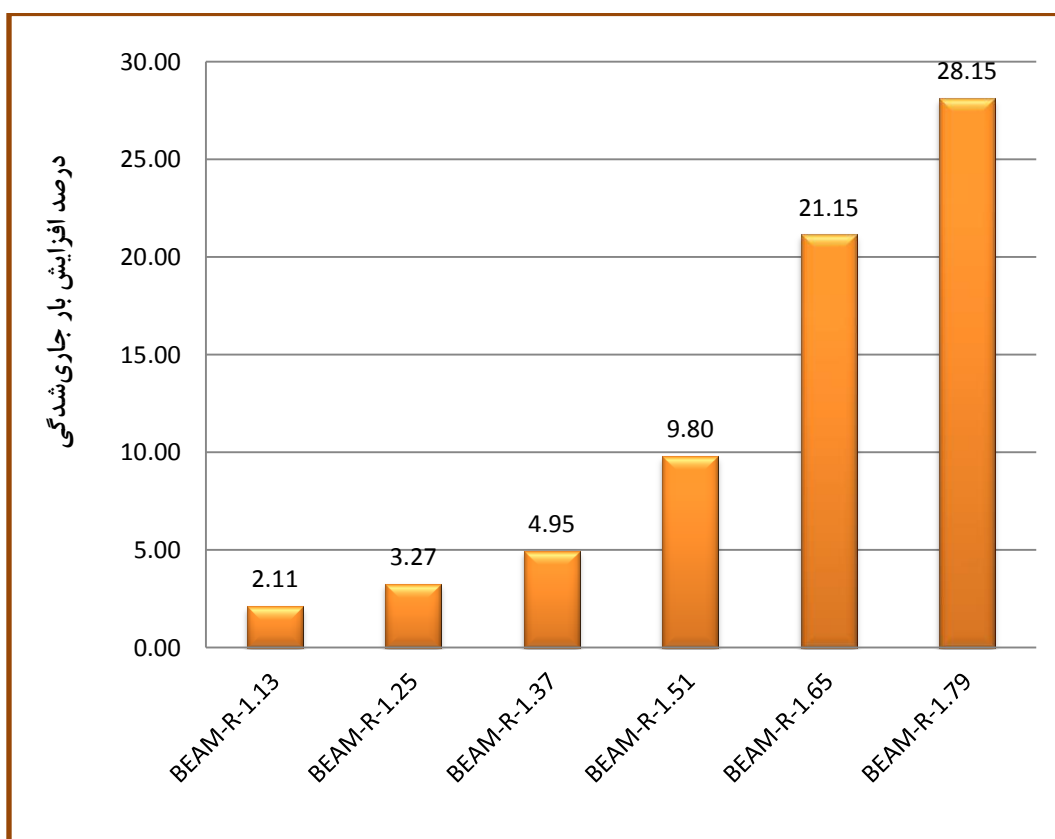


شکل ۷-۷- درصد افزایش بار جاری شدگی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با عرض های متفاوت

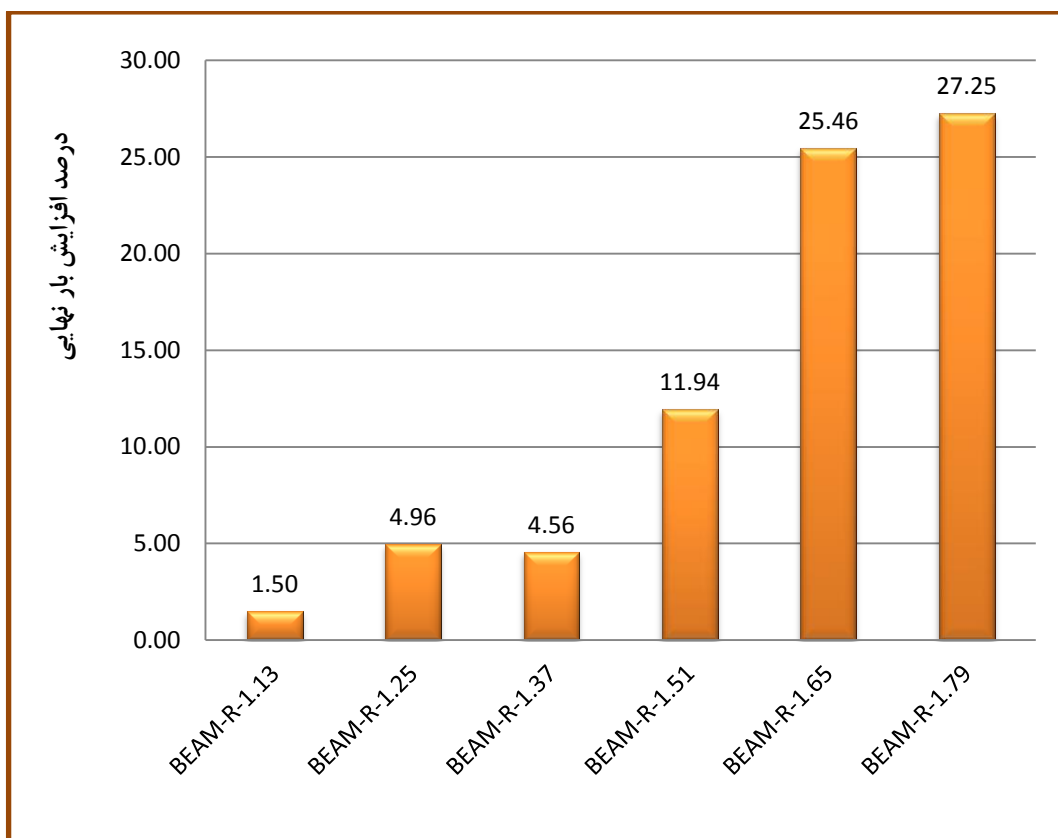


شکل ۷-۸- درصد افزایش بار نهایی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با عرض های متفاوت

۴- افزایش نسبت آرماتورهای کششی تیرها باعث افزایش بار جاری‌شدگی و بار نهایی نمونه‌ها و در نتیجه ظرفیت باربری نهایی تیرهای مقاوم‌شده می‌شود، اما بر مقدار بار شروع ترک‌خوردگی چندان تأثیرگذار نیست. درصد افزایش بار جاری‌شدگی و بار نهایی برای نمونه‌های مقاوم‌شده با ورق‌های CFRP پیش‌تنیده دارای نسبت آرماتورهای کششی متفاوت در مقایسه با تیر مقاوم‌شده با نسبت آرماتورهای کششی یک، در شکل‌های ۷-۹ و ۷-۱۰ آمده است.



شکل ۷-۹- درصد افزایش بار جاری‌شدگی تیرهای مقاوم‌شده توسط ورق‌های CFRP پیش‌تنیده با نسبت آرماتورهای کششی متفاوت



شکل ۷-۱۰ درصد افزایش بار نهایی تیرهای مقاوم شده توسط ورق های CFRP پیش تنیده با نسبت آرماتورهای کششی متفاوت

۷-۴-پیشنهادهای

با توجه به تعداد محدود آزمایش های موجود در زمینه مقاوم سازی تیرهای بتنی با FRP های پیش تنیده، به نظر می رسد انجام تحقیقات بیشتر برای بررسی این روش مقاوم سازی و کمک به توسعه روش های عددی، از اهمیت بالایی برخوردار می باشد.

لذا جهت انجام مطالعات تکمیلی پیشنهادات زیر ارائه می گردد:

۱- انجام تحقیقات آزمایشگاهی بر روی تیرهای بتنی مقاوم شده با FRP های پیش تنیده،

به منظور بررسی جامع تر و مشخص شدن هرچه بهتر عوامل تأثیرگذار و جمع آوری

داده های مورد نیاز برای انجام مطالعات تئوری و ارائه روابط طراحی در این زمینه

۲- بررسی انواع حالات خرابی در تیرهای مقاوم شده با FRP های پیش تنیده

- ۳- انجام مطالعات دقیق‌تر بر روی اثر پارامترهایی مانند مقاومت فشاری بتن، نوع سیستم FRP و ابعاد نمونه‌ها، بر رفتار تیرها
- ۴- ارزیابی اثر پارامترهای بررسی شده در این تحقیق، بر روی نمونه‌های آسیب‌دیده تقویت شده با ورق‌های FRP پیش‌تنیده
- ۵- بررسی اثر لغزش بین الیاف و بتن بر روی رفتار تیرها
- ۶- بررسی نحوه مدل‌سازی چسب برای پیش‌بینی سایر حالات گسیختگی نظیر جداشدگی ورق‌های FRP از سطح تیر
- ۷- ارزیابی رفتار درازمدت تیرهای مقاوم‌شده با ورق‌های FRP پیش‌تنیده

مراجع

- [۱] سعید نعمتی، علیرضا رهایی، "ارزیابی عملکرد و روشهای مقاومسازی سازه‌های بتنی"
- [۲] دکتر داود مستوفی نژاد، "کاربرد کامپوزیت‌های FRP در سازه‌های بتن آرمه"
- [۳] Podolka L., Kolisko J., (2005), "Experience with Strengthening Structures Using the Prestress FRP Materials", Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005).
- [۴] El-Hacha R., Wight R.G. and Green M.F., (2001) , "Prestressed fibre-reinforced polymer laminates for strengthening structures", Prog. Struct. Engng Mater, 3: 111d121 (DOI: 10.1002/pse.76)
- [۵] Moataz Badawi, Khaled Soudki, (2009), "Flexural strengthening of RC beams with prestressed NSM CFRP rods– Experimental and analytical investigation", *journal of Construction and Building Materials*, vol. 23, pp.3292–3300.
- [۶] Håkan Nordin, "Strengthening structures with externally prestressed tendons", Technical Report of Luleå University of Technology
- [۷] Dong-Suk Yang , Sun-Kyu Park , (2009) , Kenneth W. Neale, "Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composites", *journal of Composite Structures*, vol. 88, pp.497–508
- [۸] ACI 440R-07, "Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures"

[۹] Xue W., Tan Y., Zeng L., (2008), "Experimental Studies of Concrete Beams Strengthened with Prestressed CFRP Laminates", *PCI Journal*, Sep-Oct, pp.70-85.

[۱۰] Weichen Xue , Yuan Tan, Lei Zeng, (2010), "Flexural response predictions of reinforced concrete beams strengthened with prestressed CFRP plates", *journal of Composite Structures*, vol. 92 , pp. 612–622

[۱۱] حاج صادقی م، (۱۳۸۹)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "بررسی رفتار ستون های بتن مسلح مستطیلی مقاوم شده با FRP"، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود

[۱۲] Hibbitt, Karlsson & Sorenson Inc, (2011), *ABAQUS Theory Manual version 6.11*.

[۱۳] Lee J. and Fenves G. L.,(1998) ,"Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124, pp. 892-900.

[۱۴] رهنمایی سپهر س، (۱۳۸۵)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "مدل سازی گسترش ترک و رفتار سخت شدگی کششی در المان های بتن مسلح تقویت شده با FRP"، دانشگاه تربیت مدرس تهران.

[۱۵] کی نیا، امیرمسعود، (۱۳۸۰)، "آنالیز و طراحی سازه های بتن آرمه"، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان، چاپ دهم.

[۱۶] Gopalaratnam V.S., Shah, (1985), "Softening response of plain concrete in direct tension", *Journal of ACI*, Vol. 82, PP. 310-323.

[۱۷] Salem H. M. M., Doctoral dissertation, (1998),"Enhanced tension stiffening model and application to nonlinear dynamic analysis of

reinforced concrete", Department of Civil Engineering, The University of Tokyo.

[١٨] CEB; (1990), "*CEB-FIP model code 1990*".

[١٩] Soltani M., An X., Maekawa K., (2003), "Computational model for post cracking analysis of RC membrane elements based on local stress-strain characteristics", *Engineering Structures* , vol. 25, PP. 993-1007.

[٢٠] Gilbert R.I., Warner R.F.,(1978), "Tension stiffening in reinforced concrete slabs", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.104, No. ST12, PP.1885-1900.

[٢١] Morita S., Kaku T., (1964), "Experimental study on the deformation of axially reinforced concrete prisms subjected to tension and drying", CAJ Review of the 18 General Meeting, PP.205-209.

[٢٢] Vecchio F. J., Collins M. P., (1986), "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear ", *ACI Journal*, Vol.83, No.2, PP.219-231.

[٢٣] Okamura H., Maekawa K., Sivasubramaniyam S., (1985), "Verification of modeling for reinforced concrete finite element", *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, ASCE*, PP. 528-543.

[٢٤] Shailendra K. and Sudhirkumar V. B.,(2011), "Concrete Fracture Models and Applications", Springer-Verlag Berlin.

[٢٥] Shima H. , Chou L. , Okamura H.,(1987), "Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete", *J faculty eng, The University of Tokyo* (B), vol. 39(2), PP. 94-133.

- [۲۶] Salem H.M.M., (1998), Ph.D. Dissertation, “Enhanced Tension Stiffening Model and Application to Nonlinear Dynamic analysis of Reinforced Concrete”, The University of Tokyo.
- [۲۷] Lundqvist J., Nordin H., Taljten B. and Olofsson T., (2005), "Numerical Analysis of Concrete Beams Strengthened with CFRP : a Study of Anchorage Lengths", Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures : BBFS.
- [۲۸] Belarbi A. and Hsu T., (1991), “Constitutive laws of RC in biaxial tension-compression”, University of Houston, Department of Civil and Environmental Engineering, Research Report UHCEE 91-2.
- [۲۹] Lundqvist J., Nordin H., Taljten B. and Olofsson T., (2005), "Numerical Analysis of Concrete Beams Strengthened with CFRP: a Study of Anchorage Lengths", Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures : BBFS.
- [۳۰] Chen J.F., Teng J.G., (2001), “Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete”, *J. Struct. Eng*, 127 (7): 784-91.
- [۳۱] Malek AM., Saadatmanesh H., Ehsani MR., (1998), “Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end:”, *ACI Struct. J.*, 95(1): 142-52.
- [۳۲] Nguyen DM., Chan TK., Cheong HK., (2001), “Brittle failure and bond development length of CFRP-concrete beams”, *J. Compos. Constr.*, ASCE, 5(1):12-7.

Abstract

Today using fiber-reinforced polymers (FRP) is one of the most practical methods to strengthen members of reinforced concretes. FRP's easy applicability due to its low weight, high tensile strength and anti-corrosive properties has made it a suitable substitute for traditional materials and conventional methods.

During the recent years, retrofitting of reinforced concrete structures by bonding the FRP laminates to the outer surfaces of members has grown significantly.

We have tried to study the flexural performance of strengthened reinforced concrete beams using ABAQUS software.

First, a numerical model was simulated from a non-strengthened RC beam as a control beam and a pre-stressed laminated CFRP-strengthened concrete beam (Xue et al experiment, 2008). The accuracy of this modeling was approved because there was a good coordination between the results of the numerical method and the results of the experimental samples.

Using finite element analysis, we studied the effects of parameters such as tensile reinforcement ratio and CFRP laminate characteristics, such as their width, thickness and the degree of pre-stress, on the flexural behaviors of RC beams, afterwards.

Analyzing the results showed, using pre-stressed CFRP laminates to strengthen RC beams, results in a significant increase in the stiffness and flexural capacity of the beams.

Keywords: finite element analysis, RC beam, flexural strengthening, pre-stressed CFRP plate



**Shahrood University
Faculty of Civil Engineering
Structure and Earthquake Department**

Investigation on Behaviour of RC Beams Strengthened with Prestressed FRP

**By:
Rana Mashhadi**

**Supervisor:
Dr. Farshid Alaei**

**A thesis submitted in partial fulfillment
of the requirements for the degree of
Master of Science
(Structural engineering)**

September 2012