

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شریف

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

گرایش مهندسی زلزله

عنوان:

بررسی عددی عملکرد ستون‌ها و تیرهای بتنی مسلح به میلگردهای FRP تحت بارگذاری محوری متمرکز، خروج از مرکزیت و خمشی چهارنقطه‌ای

نگارنده:

پگاه آقابزرگی

استاد راهنما:

پروفسور علیرضا خالو

شهریور ۱۳۹۸

تقدیم به پدر و مادر عزیزم

تشکر و قدردانی

اکنون که به لطف خداوند متعال مراتب نگارش پایان نامه را به اتمام رسانده‌ام، از تمامی عزیزانی که بنده را در این راه یاری نموده‌اند تشکر و قدردانی می‌نمایم.

جناب آقای پروفیسور علیرضا خالو

استاد عزیز و گرانقدرم که در تمامی مراحل انجام این پژوهش با تیزی بی‌دلیل خود، به ارائه راهکارهای هوشمندانه در جهت عبور از مشکلات مبادرت ورزیدند.

پدر و مادر عزیزم

پدر فداکار و عزیزم از شما ممنونم که مسیر پیشرفتم را هموار نمودید و من را از حمایت‌های فراوانتان بهره‌مند ساختید.

مادر عزیز و مهربانم بابت تمام از خودگذشتگی‌هایتان تشکر می‌کنم و موفقیت‌م را مدیون حمایت‌های بی‌دریغتان در تمام مراحل زندگی هستم.

هم‌چنین از جناب آقای دکتر حسن مصطفایی که صبورانه و با درایت به سوالات بنده پاسخ دادند و راهنمایی‌های ارزشمندشان را از بنده دریغ نکردند و از همه اساتید گرانقدر گروه عمران که بنده را در طول دوره تحصیلی کارشناسی ارشد، صبورانه و مشفقانه راهنمایی کرده و از محضر علمیشان مستفیض گردانیده‌اند، کمال تشکر را دارم.

چکیده

آرماتورهای FRP با مقاومت قابل توجه در برابر خوردگی منجر به بهبود در عملکرد این سازه‌ها و کاهش قابل توجه هزینه‌ها می‌شود. از دیگر ویژگی‌های آنها نسبت بالای مقاومت کششی به وزن، نارسانا و غیرمغناطیس بودن می‌باشد. آیین‌نامه‌های طراحی بین الملل اخیر از قبیل ACI 440.1 استفاده از آرماتورهای FRP را در فشار مجاز نموده‌اند و در محاسبات با بتن جایگزین می‌کنند. هدف از این مطالعه بررسی اثر بارگذاری محوری متمرکز و خروج از مرکزیت روی ظرفیت محوری و شکل پذیری ستون‌های بتنی مسلح با میلگردهای GFRP در مقایسه با میلگردهای فولادی، مقایسه ظرفیت خمشی تیرهای بتنی مسلح GFRP با فولادی و همچنین بررسی اثر میلگردهای فشاری روی ظرفیت خمشی و شکل پذیری تیرهای بتنی مسلح GFRP است. در این مطالعه با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS، ستون‌ها و تیرهای بتنی در نرم‌افزار مدل‌سازی شده‌اند. داده‌های تجربی از پژوهش‌های موجود بعنوان معیار برای بررسی‌های تحلیلی در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفتند و نتایج با استفاده از مدل‌سازی تحلیلی صحت سنجی شدند. نتایج نشان دادند که میانگین ظرفیت باربری ستون‌های مسلح GFRP، ۹۳٫۵ درصد ستون‌های فولادی می‌باشد. ستون‌های مسلح GFRP تحت بارگذاری محوری، ظرفیت باربری بیشتری نسبت به حالت بارگذاری خارج از مرکزیت دارند که این افزایش برای ستون‌های مسلح به میلگردهای فولادی قابل توجه‌تر می‌باشد. میانگین ظرفیت خمشی تیرهای بتنی مسلح فولادی ۹۰ درصد تیرهای بتنی مسلح GFRP محاسبه شد. همچنین تیرهای بتنی مسلح GFRP شکل‌پذیری بیشتری از خود نشان دادند. حضور میلگردهای فشاری GFRP منجر به جذب انرژی بیشتر و در نهایت شکل‌پذیری بیشتر تیرهای بتنی GFRP شده‌است. همچنین نتایج نشان دادند که میلگردهای فشاری GFRP به طور قابل توجهی مقاومت خمشی تیرها را افزایش نمی‌دهد.

کلیدواژه‌ها: آرماتور GFRP، ABAQUS، ستون، تیر، ظرفیت باربری، شکل‌پذیری، ظرفیت خمشی.

فهرست مطالب

أ.....	چکیده
ب.....	فهرست مطالب
د.....	فهرست شکل ها
ز.....	فهرست جدول ها
۲.....	فصل ۱ معرفی پژوهش
۳.....	۱-۱ مقدمه
۳.....	۲-۱ ضرورت استفاده از مصالح FRP
۴.....	۳-۱ هدف پژوهش
۶.....	۴-۱ ساختار پایان نامه
۷.....	فصل ۲ مبانی نظری و پیشینه پژوهش
۸.....	۱-۲ مقدمه
۹.....	۲-۲ مقایسه میلگردهای پلیمری و فولادی
۱۰.....	۳-۲ بررسی ساختار میلگردهای پلیمری
۱۱.....	۴-۲ انواع میلگردهای پلیمری
۱۱.....	۵-۲ مشخصات فیزیکی و مکانیکی میلگردهای پلیمری
۱۶.....	۶-۲ پیشینه پژوهش
۱۷.....	۱-۶-۲ مدل سازی رفتار مقاطع بتنی مسلح به FRP
۱۸.....	۲-۶-۲ میلگردهای GFRP در ستونهای بتنی مسلح
۲۱.....	۳-۶-۲ میلگردهای GFRP در تیرهای بتنی مسلح
۲۱.....	۴-۶-۲ میلگردهای FRP در قاب خمشی
۲۳.....	۵-۶-۲ میلگرد گذاری عرضی و بسته های GFRP در ستونهای RC
۲۶.....	فصل ۳ روش پژوهش
۲۷.....	۱-۳ مقدمه
۲۷.....	۲-۳ آشنایی با روش اجزاء محدود و نرم افزار ABAQUS
۲۹.....	۳-۳ تحلیل غیر خطی

۳۱ ۴-۳ محصورشدگی بتن
۳۱ ۱-۴-۳ مکانیزم محصور شدگی
۳۲ ۲-۴-۳ عوامل موثر بر محصورشدگی
۳۴ ۳-۴-۳ اهمیت محصورشدگی بتن
۳۵ ۵-۳ نمونه های آزمایشگاهی و نحوه انجام آزمایش
۳۸ ۶-۳ شرح روش اجزاء محدود
۳۸ ۷-۳ مدلسازی هندسه سازه
۴۱ ۸-۳ مدلسازی مصالح سازه
۴۱ ۱-۸-۳ مدل بتن
۴۹ ۲-۸-۳ مدل فولاد
۴۹ ۳-۸-۳ مدل GFRP
۵۰ ۹-۳ مدلسازی سطوح تماس
۵۱ ۱۰-۳ روش آنالیز اجزاء محدود
۵۳ ۱۱-۳ نتایج حاصل از نمونههای آزمایشگاهی و صحتسنجی در نرمافزار ABAQUS
۶۶ فصل ۴ تجزیه و تحلیل یافته ها
۶۷ ۱-۴ مقدمه
۶۷ ۲-۴ معرفی مدل‌های عددی جهت مطالعات موردی (پارامتریک)
۶۷ ۱-۲-۴ بررسی اثر میلگردگذاری فشاری بر تیرهای بتنی مسلح GFRP
۸۰ ۲-۲-۴ بررسی سهم میلگردهای طولی GFRP در ظرفیت ستون بتنی مسلح
۸۶ ۳-۴ نمودار اندرکنش ستون
۹۰ فصل ۵ نتیجه گیری و پیشنهادها
۹۱ ۱-۵ نتیجه‌گیری
۹۳ ۵-۲ پیشنهادها
۹۴ مراجع

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۲: نمونه‌های از کاربرد FRP جهت مقاومسازی پایه پل ۹
- شکل ۲-۲: رفتار کششی انواع آرماتورهای FRP [۳] ۱۳
- شکل ۳-۲: عرشه پل بتنی مسلح با میلگردهای FRP [۵] ۱۵
- شکل ۴-۲: کلیسای جامع بنگازی ۱۶
- شکل ۵-۲: فرودگاه DXB دبی در سال ۱۹۷۵ ۱۷
- شکل ۶-۲: گونه CC در مراحل مختلف (a) ترک خوردگی عمودی اولیه (b) خوردشدگی بتن (c) شکست نهایی [۲۰] ۱۹
- شکل ۱-۳: روش تکرار نیوتن-رافسون [۳۷] ۲۹
- شکل ۲-۳: روش تکرار طول قوس [۳۹] ۳۰
- شکل ۳-۳: نحوه توزیع تنش وارد بر پوشش محصور کننده ۳۱
- شکل ۴-۳: ناحیه‌ی محصورشده‌ی مؤثر در مقطع چهارگوش ۳۲
- شکل ۵-۳: توزیع تنش و کرنش برای ستون محصورشده در حالت الاستیک ۳۳
- شکل ۶-۳: شکل (a) شماتیک تیر بتنی مسلح، شکل (b) شماتیک ستون بتنی مسلح ۳۵
- شکل ۷-۳: نمایی از مقطع بتنی: (الف) مقطع بتن مسلح با آرماتور GFRP با پوشش بتن ۲۰ میلیمتر. (ب) مقطع بتن مسلح با آرماتور فولادی با پوشش بتن ۴۰ میلیمتر ۳۷
- شکل ۸-۳: هندسه مدل‌های اجزاء محدود در نرم افزار ABAQUS: (الف) تیر بتنی مسلح GFRP و فولادی. (ب) ستون بتنی مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز. (ج) ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری متمرکز. (د) ستون بتنی مسلح GFRP و فولادی با بارگذاری خروج از مرکزیت ۴۰
- شکل ۹-۳: نمودار تنش-کرنش بتن تحت بارگذاری تک محوره [۳۸] ۴۱
- شکل ۱۰-۳: نمودار تنش-کرنش بتن در فشار ۴۳
- شکل ۱۱-۳: نمودار تنش-کرنش بتن در کشش ۴۴
- شکل ۱۲-۳: مدل پلاستیسیته آسیب فشاری و کششی بتن محصور نشده [۴۵] ۴۸
- شکل ۱۳-۳: نمودار تنش-کرنش دو خطی فولاد ۴۹
- شکل ۱۴-۳: رابطه تنش-کرنش آرماتورهای GFRP در این پژوهش ۵۰
- شکل ۱۵-۳: نمایی از مقطع تیر بتنی پس از تعریف اندرکنش بتن، میلگرد و ورق فولادی ۵۱
- شکل ۱۶-۳: شرایط مرزی مدل‌های اجزاء محدود: (الف) تیر بتنی مسلح، (ب) ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری متمرکز، (ج) ستون بتنی مسلح فولادی یا GFRP با بارگذاری خروج از مرکزیت، (د) ستون بتنی مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز ۵۲

- شکل ۳-۱۷: ستون با بارگذاری متمرکز: (۱) ستون بتنی مسلح فولادی (S150-C). (۲) ستون بتنی مسلح GFRP (G150-C) [۳۶] ۵۴
- شکل ۳-۱۸: ستون با خروج از مرکزیت کوچک: (۱) ستون بتنی مسلح فولادی (S150-25). (۲) ستون بتنی مسلح GFRP (G150-25) [۳۶] ۵۵
- شکل ۳-۱۹: ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت بزرگ (G150-45) [۳۶] ۵۵
- شکل ۳-۲۰: تیرهای بتنی مسلح تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای: (۱) تیر مسلح فولادی (۲) تیر مسلح GFRP [۳۶] ۵۶
- شکل ۳-۲۱: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز ۵۸
- شکل ۳-۲۲: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح فولادی با خروج از مرکزیت ۲۵ میلیمتر .. ۵۸
- شکل ۳-۲۳: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای تیر بتنی مسلح فولادی تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای ۵۹
- شکل ۳-۲۴: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری متمرکز ۵۹
- شکل ۳-۲۵: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۲۵ میلیمتر .. ۶۰
- شکل ۳-۲۶: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۴۵ میلیمتر .. ۶۰
- شکل ۳-۲۷: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای تیر بتنی مسلح GFRP تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای ۶۱
- شکل ۳-۲۸: کانتور تنش مایسز S150-C ۶۲
- شکل ۳-۲۹: کانتور تنش مایسز S150-25 ۶۳
- شکل ۳-۳۰: کانتور تنش مایسز S150-F ۶۳
- شکل ۳-۳۱: کانتور تنش مایسز G150-C ۶۴
- شکل ۳-۳۲: کانتور تنش مایسز G150-25 ۶۴
- شکل ۳-۳۳: کانتور تنش مایسز G150-45 ۶۵
- شکل ۳-۳۴: کانتور تنش مایسز G150-F ۶۵
- شکل ۴-۱: نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\rho_{pfb} = 1,8$ و میلگرد فشاری متغیر ۶۸
- شکل ۴-۲: نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\rho_{pfb} = 1,434$ و میلگرد فشاری متغیر ۶۹
- شکل ۴-۳: نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\rho_{pfb} = 1,162$ و میلگرد فشاری متغیر ۶۹
- شکل ۴-۴: نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\rho_{pfb} = 0,8$ و میلگرد فشاری متغیر ۷۰
- شکل ۴-۵: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho_{pfb} = 1,434$ و $\rho = \rho$ ۷۱
- شکل ۴-۶: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho_{pfb} = 1,434$ و $\rho = 0,5 \rho$ ۷۱

- شکل ۷-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = 0$ و $\rho\rho fb = 1.434$ ۷۲
- شکل ۸-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = \rho$ و $\rho\rho fb = 1.162$ ۷۲
- شکل ۹-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = 0.5\rho$ و $\rho\rho fb = 1.162$... ۷۳
- شکل ۱۰-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = 0$ و $\rho\rho fb = 1.162$ ۷۳
- شکل ۱۱-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = \rho$ و $\rho\rho fb = 0.8$ ۷۴
- شکل ۱۲-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = 0.5\rho$ و $\rho\rho fb = 0.8$ ۷۴
- شکل ۱۳-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = 0$ و $\rho\rho fb = 0.8$ ۷۵
- شکل ۱۴-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = \rho$ و $\rho\rho fb = 1.8$ ۷۵
- شکل ۱۵-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = 0.5\rho$ و $\rho\rho fb = 1.8$ ۷۶
- شکل ۱۶-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = 0$ و $\rho\rho fb = 1.8$ ۷۶
- شکل ۱۷-۴: نمودار تغییر مکان- کرنش تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\rho\rho fb = 1.8$ و میلگرد فشاری متغیر ... ۷۸
- شکل ۱۸-۴: نمودار تغییر مکان- کرنش تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\rho\rho fb = 1.434$ و میلگرد فشاری متغیر ۷۸
- شکل ۱۹-۴: نمودار تغییر مکان- کرنش تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\rho\rho fb = 1.162$ و میلگرد فشاری متغیر ۷۹
- شکل ۲۰-۴: نمودار تغییر مکان- نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\rho\rho fb = 0.8$ و میلگرد فشاری متغیر ۷۹
- شکل ۲۱-۴: نمودار تغییر مکان- نیرو ستون G150-25 با نسبتهای متفاوت $\rho\rho fb$ ۸۰
- شکل ۲۲-۴: نمودار تغییر مکان- نیرو ستون G150-45 با نسبتهای متفاوت $\rho\rho fb$ ۸۱
- شکل ۲۳-۴: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-25 با $\rho\rho fb = 1.8$ ۸۲
- شکل ۲۴-۴: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-25 با $\rho\rho fb = 1.434$ ۸۲
- شکل ۲۵-۴: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-25 با $\rho\rho fb = 1.162$ ۸۳
- شکل ۲۶-۴: کانتور دمیج ستون بتنی G150-25 با $\rho\rho fb = 0.8$ ۸۳
- شکل ۲۷-۴: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-45 با $\rho\rho fb = 1.434$ ۸۴
- شکل ۲۸-۴: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-45 با $\rho\rho fb = 1.162$ ۸۴
- شکل ۲۹-۴: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-45 با $\rho\rho fb = 0.8$ ۸۵
- شکل ۳۰-۴: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-45 با $\rho\rho fb = 1.8$ ۸۵
- شکل ۳۱-۴: نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با $\rho\rho fb = 1.8$ ۸۷
- شکل ۳۲-۴: نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با $\rho\rho fb = 1.434$ ۸۷
- شکل ۳۳-۴: نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با $\rho\rho fb = 1.162$ ۸۸
- شکل ۳۴-۴: نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با $\rho\rho fb = 0.8$ ۸۸

فهرست جدول‌ها

جدول ۱-۲: چگالی انواع آرماتورهای FRP [۱]	۱۲
جدول ۲-۲: مقایسه ضریب انبساط طولی بتن ، فولاد و آرماتور FRP [۲]	۱۲
جدول ۳-۲: خواص کششی آرماتورهای FRP [۲]	۱۳
جدول ۱-۳: مشخصات مقطع بتنی	۳۷
جدول ۲-۳: خواص فیزیکی میلگردهای GFRP	۳۷
جدول ۳-۳: خواص فیزیکی میلگردهای فولادی	۳۷
جدول ۴-۳: نتایج حاصل از آزمایش سیلندر بتنی [۳۶]	۳۸
جدول ۵-۳: مشخصات مکانیکی نمونه‌ها	۵۳
جدول ۶-۳: خلاصه‌ای از نتایج آزمایشگاهی برای نمونه‌های ستون و تیر از مطالعه الچلکانی [۳۶]	۵۷
جدول ۷-۳: خلاصه‌ای از نتایج تحلیل اجزاء محدود برای نمونه‌های ستون و تیر	۶۲
جدول ۱-۴: خلاصه‌ای از نتایج بررسی اثر میلگرد فشاری بر نمونه‌های تیر بتنی مسلح GFRP	۷۷
جدول ۲-۴: خلاصه‌ای از نتایج بررسی نسبت‌های مختلف ρ_{pfb} در ستون‌های بتنی مسلح GFRP	۸۶

فصل ۱ معرفی پژوهش

۱-۱ مقدمه

از زمان‌های گذشته تا کنون، میلگردهای فولادی به علت استحکام و شکل‌پذیری مناسب به عنوان کاراترین و مقرون به صرفه‌ترین مصالح جهت تقویت سازه‌های بتنی مسلح به شمار می‌روند. به علت خواص ذاتی بتن، مقاومت بالا و سهولت در اجرا و به کارگیری آن، چه به صورت درجا و چه به صورت پیش‌تنیده، از سال ۱۹۸۶، بتن آرمه و بتن پیش‌تنیده را در سازه‌های دریایی، همواره مورد استفاده قرار می‌دادند. به علت قرار گرفتن سازه‌های دریایی و ساحلی در محیط‌های خورنده و قلیایی و همچنین شرایط آب و هوایی موجود در نواحی ساحلی، سازه‌های بتنی مسلح به میلگردهای فولادی به شدت در معرض خوردگی قرار دارند. به عبارت دیگر، رطوبت نسبی شدید و تغییرات دمایی مکرر در طول روز و تجمع دی‌اکسید گوگرد و ذرات نمک در هوای مجاور، منجر به نفوذ کلریدها و سولفات‌ها در داخل ترک‌ها و ریزترک‌های متعددی که در اثر انقباض و تغییرات حرارتی و رطوبتی در داخل بتن ایجاد شده، می‌شود و به دنبال آن، زنگ زدگی و اکسید شدن آرماتورهای فولادی و در نهایت انتشار و نفوذ اکسیدها در هسته بتن و فروپاشی سازه را سبب می‌شود. بنابراین این مساله منجر به کاهش طول عمر سازه‌های بتنی مسلح که در مجاورت آب قرار دارند، می‌شود و تعمیر و بازسازی سازه‌های آسیب دیده، هزینه و زمان زیادی را در برمی‌گیرد. در گذشته با استفاده از روش‌های سنتی همچون زیاد کردن ضخامت بتن جهت مقابله با پدیده خوردگی و یا با چسباندن صفحات فلزی بر روی سازه درصدد حل این مساله اقدام کردند ولی این تدابیر مشکلات دیگری از قبیل افزایش وزن سازه و آسیب‌پذیری بیشتر آن در برابر زلزله به وجود آورد. بنابراین امروزه از میلگردهای FRP به عنوان یک جایگزین مناسب برای میلگردهای فولادی در معرض محیط‌های خورنده استفاده می‌کنند که نه تنها از مختل شدن کارایی سازه جلوگیری می‌کنند، بلکه منجر به افزایش عمر بهره‌برداری سازه و ارتقای اساسی زیرساخت‌ها می‌شوند.

۲-۱ ضرورت استفاده از مصالح FRP

امروزه استفاده از میلگردهای FRP در صنعت به علت روش‌های تولید وسیع FRP که منجر به کاهش هزینه‌ها می‌شود، خواص مقاومتی FRP بالاتر، کاهش هزینه‌های ساخت و سازگاری مناسب‌تر با بتن با بهینه کردن ترکیب فیبر با ماتریس چسب، روندی رو به رشد دارد. مهم‌ترین مزایای استفاده از FRP در سازه، حمل و نقل آسان به دلیل سبک بودن وزن، نفوذپذیری الکترومغناطیسی، مقاومت در برابر خوردگی و عوامل محیطی، مقاومت شیمیایی، مقاومت مشخصه و مدول بالا، دوام بالا، مقاومت در برابر ضربه، عایق الکتریکی و مغناطیسی، ضخامت

کم، اجرای ساده، توجیه اقتصادی و سطح تمام شده زیبا می‌باشد. میلگرد FRP غیر ایزوتروپیک می‌باشد و از الیاف پیوسته جاسازی شده در یک ماتریس ساخته شده از رزین‌های پلیمری تشکیل شده‌است. این الیاف در نقش حمل بار هستند و رزین‌ها نقش ایجاد چسبندگی بین الیاف‌ها، انتقال بار به الیاف‌ها و حفاظت از الیاف‌ها را برعهده دارند. الیاف و نسبت حجمی آن به طور قابل توجهی، مقاومت و سختی را تحت تاثیر قرار می‌دهد در حالی که نوع رزین، مکانیزم شکست و چقرمگی شکستگی را تحت تاثیر قرار می‌دهد. عوامل دیگری هم چون جهت الیاف، نرخ عمل‌آوری رزین، فرایند تولید و کنترل کیفیت در طول عمل‌آوری بر خواص میلگردهای FRP تاثیر می‌گذارند.

استفاده از آرماتورهای FRP به دلیل خاصیت نارسایی الکتریکی و مغناطیسی، در مناطقی که تحت اثر میدان الکتریکی و مغناطیسی هستند از جمله راکتورهای هسته‌ای، مراکز رادار، فرودگاه‌ها، هم‌چنین در دکل‌های بتنی انتقال نیرو و ... به منظور جلوگیری از آسیب‌های جانی، ضروری است.

۳-۱ هدف پژوهش

با توجه به مطالعات تجربی انجام شده روی میلگردهای GFRP و ستون‌های RC، تست‌های بسیاری جهت اندازه‌گیری پاسخ ستون‌های بتنی مسلح GFRP در آزمایشگاه‌ها انجام شدند. نتایج حاصل از این مطالعات به قرار زیر است:

۱- به دلیل تفاوت در خواص مکانیکی آرماتورهای GFRP و فولادی، جهت طراحی ستون‌های بتنی مسلح GFRP، باید در نظر داشت که میلگردهای GFRP نمی‌توانند به سادگی با میلگردهای فولادی جایگزین شوند.

۲- ستون‌های مسلح با میلگردهای فولادی ظرفیت باربری بزرگتری از ستون‌های مسلح با همان مقدار میلگردهای GFRP فراهم کردند. مقاومت اضافی ستون‌های مسلح فولادی بین ۵ تا ۱۰ درصد مقاومت میلگردهای GFRP تحت بارگذاری متمرکز می‌باشد.

۳- از آنجا که شکل‌پذیری ستون‌ها و تیرهای بتنی مسلح GFRP بیشتر از ستون‌های فولادی می‌باشد، کاهش فاصله میلگردگذاری عرضی، سبب بهبود در ظرفیت باربری، ممان خمشی و شکل‌پذیری ستون‌های بتنی مسلح GFRP می‌شود.

۴- ظرفیت باربری و ممان خمشی ستون‌های بتنی مسلح GFRP می‌توانند به کمک همان اصول مرسوم ستون‌های RC فولادی محاسبه شود.

۵- بارهای شکست محاسبه شده بزرگتر از بارهای شکست اندازه گیری شده می باشد.

۶- در نظر نگرفتن توزیع میلگردهای GFRP تحت بارگذاری فشاری میتواند منجر به اختلافات جزئی بین نتایج تجربی و تحلیلی بشود. ظرفیت باربری محاسبه شده از طریق تحلیلی، زمانی که مقاومت و سختی میلگردگذاری GFRP در نظر گرفته می شوند، داده های تجربی بهتری نمایش می دهد.

۷- ستون های مسلح به میلگردهای FRP به دلیل مدول الاستیسیته پایین تر میلگردهای FRP بیشتر از ستون های مسلح فولادی مستعد به اثرات طولی^۱ هستند. بنابراین یک کاهش در حدود لاغری اعضاء تا ۵ درصد برای میلگردهای AFRP، ۱۵ درصد برای CFRP و ۲۲ درصد برای GFRP پیشنهاد شده است.

با توجه به عدم اشاره به نحوه طراحی ستون های تحت بارگذاری خروج از مرکزیت در استانداردهای طراحی موجود، لزوم بررسی ستون های بتنی مسلح GFRP تحت بارگذاری خارج از مرکزیت و هم چنین تاثیر میلگردهای فشاری GFRP بر مقاومت خمشی تیرهای بتنی مسلح GFRP جهت دامن زدن به توسعه و بهبود آیین نامه های طراحی موجود برای سازه های بتنی مسلح FRP تحت شرایط بارگذاری مختلف بیش از پیش احساس می شود.

در این مطالعه ۱۷ نمونه بتنی مستطیلی، تحت شرایط بارگذاری مختلف در محیط نرم افزار آباکوس^۲ مدل سازی شدند. ۱۳ نمونه به عنوان ستون و ۴ نمونه به عنوان تیر بررسی شدند. طول نمونه ها ۱۲۰۰ میلی متر و مقطع عرضی مستطیلی به ابعاد ۲۶۰×۱۶۰ میلی متر مربع می باشند. این ابعاد به گونه ای انتخاب می شوند تا نماینده یک نمونه با مقیاس واقعی باشند و مقاومتشان به اندازه ای باشد که بتوانند تا بار نزدیک ۲۰۰۰ کیلو نیوتن را تحمل کنند؛ هم چنین ضریب لاغری این ستون های مستطیلی حول محور قوی کوچک و حول محور ضعیف لاغر می باشند.

بارگذاری ستون ها به صورت متمرکز و با خروج از مرکزیت و بارگذاری تیرها به صورت خمشی چهار نقطه ای اعمال شدند. بارگذاری خارج از مرکزیت به منظور جلوگیری از کمانش اولیه حول محور بارگذاری شده متمرکز، حول محور ضعیف ستون، اعمال می شود. از این ۱۷ نمونه، ۱۵ نمونه با میلگردهای GFRP مسلح شدند، در حالی که ۳ نمونه با فولاد مسلح شدند. سپس مدل سازی نمونه ها در نرم افزار آباکوس انجام می شود و نتایج با توجه به متغیرهای مسأله در کنار هم قرار می گیرند و با یکدیگر و با نتایج تجربی مطالعات اخیر مقایسه می شوند و با تغییر پارامترهای مسأله، مطالعات موردی روی نمونه ها انجام می شود که در نتیجه پیشبردی در زمینه بهبود عملکرد آیین نامه ها خواهد بود.

^۱Length effect^۲ABAQUS

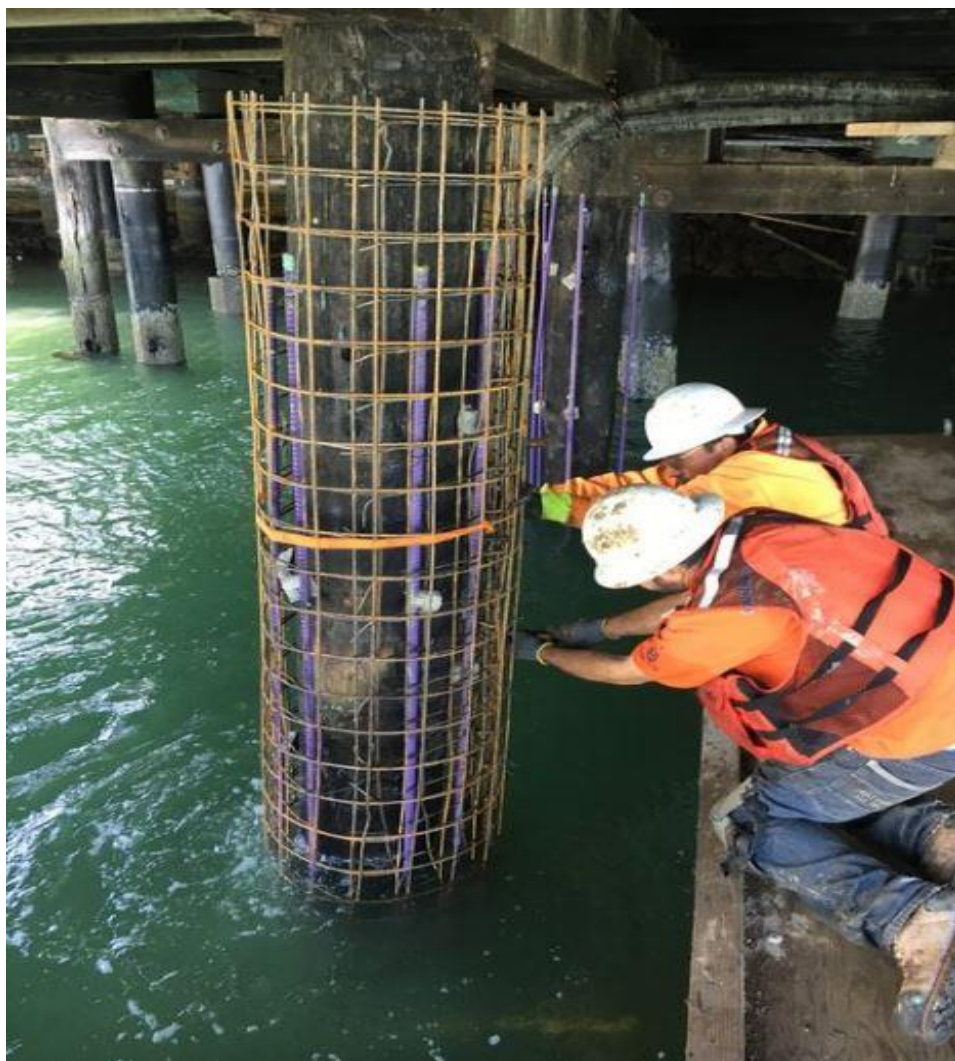
۱-۴ ساختار پایان نامه

در فصل اول پایان نامه ضرورت استفاده از مصالح FRP، مزایای آنها و مقایسه آنها با آرماتورهای فولادی مطرح شده است. سپس به اهداف انجام این پژوهش و طرح مساله به صورت مختصر پرداخته شده است. در فصل دوم، پیشینه پژوهشی، تاریخچه و ساختار و خواص میلگردهای پلیمری FRP به طور کامل توضیح داده می شود. فصل سه به روش انجام پژوهش و مدل های ساخته شده در نرم افزار اختصاص داده می شود. هم چنین در این فصل توضیحاتی در زمینه نرم افزار آباکوس و نحوه مدلسازی در آن و صحت سنجی مدل ها بیان می گردد. فصل چهار، نتایج حاصل از مطالعات پارامتریک روی مدل ها مورد بحث قرار می گیرد و در نهایت در فصل پنج، نتیجه گیری کلی و پیشنهادات برای پژوهش آینده در این زمینه ارائه می شود.

فصل ۲ مبانی نظری و پیشینه پژوهش

۱-۲ مقدمه

با توجه به روش‌های جدید ساخت سازه‌های بتنی و همچنین خواص قابل توجه بتن استفاده از سازه‌های بتن مسلح در ساختمان‌سازی روند رو به رشدی داشته است علت این امر را می‌توان به مقاومت فشاری مناسب بتن و همچنین مقاومت کششی بالای آرماتورهای فولادی دانست. خواصی مانند چسبندگی مناسب بتن به فولاد که تغییر شکل یکنواخت را در اثر بارگذاری منجر می‌شود همچنین نزدیک بودن ضریب انبساط حرارتی بتن و فولاد به یکدیگر که تنش‌های حرارتی را کاهش می‌دهد منجر استفاده بیشتر از سازه‌های بتن مسلح در ساختمان‌سازی شده است. یکی از ضعف‌های سازه‌های بتن مسلح خوردگی میلگردها در شرایط محیطی سولفاتی می‌باشد دلیل این امر نفوذ این مواد همراه با آب از میان ترک‌های روزه بتن می‌باشد. خوردگی فولاد باعث کاهش عمر مفید سازه می‌شود به همین دلیل مهندسين به دنبال جایگزین کردن موادی با فولاد برای میلگردها بودند به گونه‌ای که علاوه بر دارا بودن خواص مفید میلگردها بتواند در مقابل مواد شیمیایی مقاومت مناسبی داشته باشد میلگردهای پلیمری یکی از این مواد می‌باشد که نسبت به مواد دیگر جایگزین میلگردهای فولادی گزینه‌ای بسیار مناسب‌تری می‌باشد. استفاده از میلگردهای پلیمری در سال‌های اخیر مورد توجه بسیار قرار گرفته است. از ویژگی‌های این میلگردها مقاومت بالا در مقابل خوردگی، نسبت بالای مقاومت کششی به وزن، غیر مغناطیس بودن، نارسانایی که منجر به جلوگیری از خوردگی و در نتیجه هزینه‌های پایین نگهداری می‌شود. از دیگر ویژگی‌های این میلگردها؛ وزن کم، مدول الاستیک پایین و تمایل به گسیختگی بدون تسلیم است. امکان ایجاد تغییر در خواص مکانیکی مصالح پلیمری با تغییر ساختارهای تشکیل دهنده آن، نوع فیبر و جهت آن منجر به استفاده از این مصالح در صنایع مختلف شده است. میلگردهای پلیمری به علت مقاومت و سختی زیاد و وزن کم، در گذشته در صنایع ماشین‌سازی و هوافضا مورد استفاده قرار می‌گرفتند و بعدها صنایع دیگری همچون نیروی دریایی، دفاعی و کالاهای ورزشی، مصالح پلیمری را به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار دادند. امروزه مصالح FRP در طراحی و تعمیر پل‌ها در آمریکای شمالی، ژاپن، اروپا، در نواحی ساحلی استرالیا و همچنین در بیمارستان‌ها و آزمایشگاه‌ها کاربرد دارند.



شکل ۱-۲: نمونه‌ای از کاربرد FRP جهت مقاوم‌سازی پایه پل

۲-۲ مقایسه میلگردهای پلیمری و فولادی

میلگردهای پلیمری یکی از مواد جدید می‌باشند که خواص جدیدی را در رفتارهای فیزیکی و شیمیایی خود ارائه داده‌اند که عبارت‌اند از:

۱- میلگردهای پلیمری در مقابل حمله مواد شیمیایی از میلگردهای فولادی بسیار مقاوم‌تر می‌باشند.

۲- وزن میلگردهای پلیمری بسیار کمتر از میلگردهای فولادی می‌باشد.

۳- مقاومت کششی نهایی میلگردهای فولادی از نوع پلیمری آن کمتر می‌باشد.

- ۴- میلگردهای پلیمری عایق الکتریسیته می‌باشند که در نتیجه آن میدان‌های مغناطیسی و امواج رادیویی بر روی آن‌ها تأثیر گذار نمی‌باشند.
- ۵- با توجه به نحوه ساخت، میلگردهای پلیمری را می‌توان در قطرهای متفاوت و به صورت متنوع تولید نمود.
- ۶- سازه‌های ساخته شده با میلگردهای پلیمری دارای تغییر شکل‌های زیادی و به دنبال آن شکل پذیری می‌باشند.
- ۷- میلگردهای پلیمری دارای رفتار ترد می‌باشند و عملاً شکل پذیر نیستند.
- ۸- با توجه به استفاده‌های خاص از سازه‌های با میلگردهای پلیمری در حال حاضر ضوابط و آیین‌نامه‌های فعلی ضوابط خاصی را برای آن‌ها در نظر نگرفته‌اند.

۲-۳ بررسی ساختار میلگردهای پلیمری

عناصر اصلی الیاف و شبکه یک میلگرد پلیمری را ایجاد می‌کند. الیاف‌ها از تارهای بسیار نازک ای تشکیل شده است. این الیاف‌ها از ماده موردنظر که در حالت مذاب از داخل غلاف‌هایی به صورت مداوم و سریع کشیده می‌شود به دست می‌آید. تارهای به وجود آمده در زمان بسیار کوتاهی به دمای محیط رسانده شده و سپس خنک می‌شود. پس از دسته‌بندی این تارها عملیات شکل‌دهی را بر روی آن‌ها انجام می‌دهند.

الیاف در داخل کامپوزیت مدول الاستیسیته کامپوزیت را بالا می‌برد و همچنین سختی ماده مرکب افزایش پیدا می‌کند.

عنصر اساسی دیگر تشکیل کامپوزیت شبکه می‌باشد که برای یکپارچه کردن الیاف‌ها و محافظت از آن‌ها در برابر آسیب‌های مدت بهره‌برداری در کامپوزیت به کار می‌رود. همچنین شبکه باعث انتقال بهتر تنش‌ها به الیاف‌ها از طریق چسبندگی و یا اصطکاک می‌شود. همچنین شبکه الیاف‌ها را از یکدیگر جدا کرده و در دسته‌های موردنظر قرار می‌دهد. شبکه باید از نظر شیمیایی و حرارتی با الیاف‌ها سازگاری کاملی داشته باشد.

بین الیاف‌ها و شبکه یک سطح مشترکی وجود دارد که غیر ایزوتروپیک است این سطح تنش‌ها را بین دو قسمت پلیمر و شبکه منتقل می‌کند. این سطح باید پایداری شیمیایی و فیزیکی مناسبی را بین دو عضو پلیمر ایجاد نماید. شکل‌دهی پلیمری الیاف‌ها به این صورت است که پیوسته از داخل حمام رزین که ترموستینگ نام دارد کشیده می‌شوند. سپس از درون یک مقطع که هم‌شکل عضو موردنظر می‌باشد کشیده شده تا به شکل موردنظر تبدیل شود. پس از آن عملیات سخت کردن بر روی پلیمر انجام می‌شود.

به مولکول‌های زنجیروار پلیمر که به صورت یک بافت درهم تنیده شده‌اند و یک جسم جامد و سفت را تشکیل داده که قابلیت جاری شدن ندارد ترموستینگ پلیمری میگویند. همچنین برای افزایش چسبندگی آرماتورهای پلیمری به بتن روش‌هایی مانند پاشیدن ماسه بسیار ریز همراه با چسب اپوکسی و پیچیدن الیاف شیشه به دور آرماتور مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۲-۴ انواع میلگردهای پلیمری

انواع میلگردهای پلیمری با توجه به نوع الیاف و ماتریس به کاررفته در ساختمان پلیمر تقسیم‌بندی می‌شوند. معمولاً جنس الیاف تأثیر بسزایی در رفتار میلگرد پلیمری دارد. الیاف‌هایی که در ساخت میلگرد پلیمری به کار می‌روند از جنس بازالت، کربن، شیشه و آرامید می‌باشند. اسامی میلگردهای ساخته‌شده با این مواد به ترتیب CFRP، AFRP، GFRP نام دارند.

الیاف در خواص آرماتور پلیمری نقش بسیار مهمی دارند. و نوع رزین و ماتریس تأثیر کمتری نسبت به الیاف در خواص میلگرد پلیمری می‌گذارد. در یک مقایسه کلی می‌توان گفت که الیاف آرامید دارای مقاومت بسیار بالایی می‌باشد اما مدول الاستیسیته آن کمتر از نوع کربنی است. همچنین الیاف کربنی دارای مقاومت و مدول الاستیسیته بالایی نسبت به انواع دیگر می‌باشد. پلیمرهای با الیاف شیشه دارای مقاومت و مدول الاستیسیته کمتری نسبت به سایر آرماتورهای پلیمری می‌باشد و با در نظر گرفتن مقاومتی که ایجاد می‌کنند؛ از لحاظ اقتصادی به صرفه تر هستند. همچنین الیاف شیشه، خواص نزدیکی به الیاف و اینیلون دارند. کامپوزیت‌های ساخته شده از الیاف شیشه‌ای، عایق حرارتی و الکتریکی خوبی به شمار می‌روند.

۲-۵ مشخصات فیزیکی و مکانیکی میلگردهای پلیمری

چگالی و ضریب انبساط حرارتی: چگالی آرماتورهای FRP در محدوده‌ای مابین ۱/۲۵ تا ۱/۲ گرم بر سانتی‌متر مکعب قرار دارد. چگالی آرماتورهای FRP از یک چهارم تا یک ششم آرماتورهای فولادی می‌باشد به همین دلیل این آرماتورها بسیار سبک وزن می‌باشند. مقادیر چگالی میلگردهای FRP در جدول ۲-۱ نمایش داده شده‌است. ضریب انبساطی آرماتورهای FRP بسیار وابسته به ساختار و درصد مواد سازنده آن (رزین، فیبرها و...) می‌باشد. ماتریس‌های پلیمری و الیاف شیشه‌ای، ایزوتروپیک هستند؛ به عبارتی دیگر در تمان جهات، خواص

فیزیکی مشابه دارند و الیاف‌های کربنی و آرامید ناهمسانگرد، دارای خواص فیزیکی مختلف در جهات مختلف، می‌باشند. با توجه به جدول ۲-۲ نکته قابل توجه در انبساط آرماتور FRP نسبت به آرماتور فولادی این است که ممکن است در اثر افزایش دما با کاهش طول ناشی از پدیده جمع شدگی مواجه شویم. میلگردهای AFRP و CFRP با افزایش دما، در جهت طولی منقبض می‌شوند و با کاهش دما، منبسط می‌شوند.

جدول ۱-۲: چگالی انواع آرماتورهای FRP [۱]

جنس مواد	چگالی kg/m^3
فولاد	۷۸۵۰
GFRP	۲۱۵۲.۵۹-۳۶۲۳.۲۳
CFRP	۲۵۷۹.۵۵-۲۷۶۹.۳۱
AFRP	۲۱۵۲.۵۹-۲۴۳۷.۲۳

جدول ۲-۲: مقایسه ضریب انبساط طولی بتن، فولاد و آرماتور FRP [۲]

ضریب انبساط حرارتی					
جهت	فولاد	GFRP	CFRP	AFRP	بتن
α_L طولی	۱۱/۷	۱۰-۶	-۹_۰	-۶_-۲	۷/۱۰-۲/۸
α_T عرضی	۱۱/۷	۲۳-۲۱	۱۰۴-۷۴	۸-۶	۷/۱۰-۲/۸

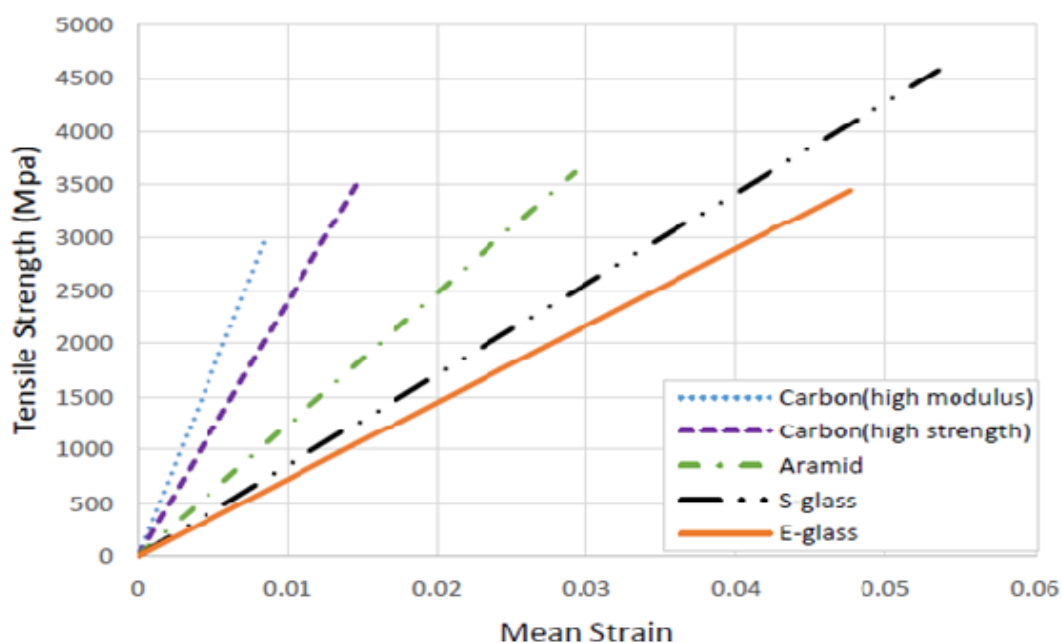
رفتار کششی: آرماتورهای FRP در مقابل بارهای کششی دچار کرنش پلاستیک نمی‌شوند و این بدان معنا است که قبل از گسیختگی دچار پدیده کش آمدن نمی‌شوند.

مقاومت کششی آرماتورهای FRP همانند ضریب انبساط طولی آن‌ها وابستگی زیادی به ترکیب و جنس مواد بکار رفته در آن‌ها دارد. آرماتورهای FRP در مقایسه با آرماتورهای فولادی، مقاومت کششی بالاتر و کرنش کششی نهایی پایینتری دارند؛ زیرا نقطه تسلیم ندارند و هم‌چنین مدول الاستیسیته کششی پایین‌تری دارند. برخلاف آرماتورهای فولادی، میزان مقاومت کششی آرماتورهای FRP می‌تواند بر اساس قطر آن‌ها تغییر نماید. هم‌چنین با توجه به نوع آرماتور GFRP یا CFRP به‌طور مثال کاهش مقاومت با کاهش قطر بسیار متفاوت می‌باشد.

در جدول ۲-۳ مقادیر کرنش و مدول الاستیسته آرماتورهای الیافی و آرماتور فولادی نشان داده شده است با توجه به داده‌های این جدول می‌توان گفت آرماتورهای FRP دارای یک رفتار خطی در کشش می‌باشند و شکل پذیری زیادی ندارند. در شکل ۲-۲ رفتار کششی انواع آرماتورها نشان داده شده است.

جدول ۲-۳: خواص کششی آرماتورهای FRP [۲]

نوع مواد	AFRP	CFRP	GFRP	فولاد
تنش تسلیم اسمی (MPa)	NA	NA	NA	۲۷۶-۵۱۷
تنش کششی (MPa)	۱۷۲۰-۲۵۴۰	۶۰۰-۳۶۹۰	۴۸۳-۶۹۰	۴۸۳-۱۶۰۰
مدول الاستیسته × ۱۰ ^۲ (GPa)	۴۱-۱۲۵	۱۲۰-۵۸۰	۳۵-۵۱	۲۰۰
کرنش غیر خطی، (درصد)	NA	NA	NA	۰/۱۴-۰/۲۵
کرنش شکست، (درصد)	۱/۹-۴/۴	۰/۵-۱/۷	۱/۲-۳/۱	۶-۱۲



شکل ۲-۲: رفتار کششی انواع آرماتورهای FRP [۳]

رفتار فشاری: به علت طبیعت نامتجانس و غیر ایزوتروپیک مصالح FRP، آزمایش میلگردهای FRP در فشار به منظور تعیین دقیق خواص فشاری پیچیده است. مقاومت فشاری برای میلگردهای GFRP به میزان تقریبی ۵۰ درصد و برای میلگردهای CFRP و AFRP به ترتیب به میزان ۲۲ و ۸۰ درصد در مقایسه با مقاومت کششی آن‌ها کاهش می‌یابد. مدول الاستیسیته در فشار برای میلگردهای GFRP، CFRP و AFRP به ترتیب برابر با ۸۰، ۸۵ و ۱۰۰ درصد مدول الاستیسیته آن‌ها در کشش می‌باشد. مدهای مختلف شکست، شامل: شکست برشی، شکست کششی عرضی و کمانش فایبری، تعیین کننده پاسخ میلگردهای FRP در فشار می‌باشند [۱].

رفتار برشی عرضی: رفتار میلگردهای FRP تحت بارگذاری برشی عرضی به خواص ماتریس بستگی دارد. میلگردهای FRP در برش ضعیف عمل می‌کنند ولی می‌توان با اضافه کردن الیاف در جهت عرضی به طولی، مقاومت را افزایش داد. مقاومت برشی عرضی میلگردهای FRP بین ۳۰ تا ۵۰ مگاپاسکال می‌باشد [۱].

خزش: زمانی که میلگردهای FRP در معرض بار کششی مداوم قرار می‌گیرند، تغییر شکل‌های رو به افزایشی را متحمل می‌شوند که در نهایت پس از مدت زمانی که زمان دوام نام دارد، منجر به شکست (گسیختگی ناشی از خزش) می‌شود. واژه حد دوام به معنی سطح تنش کششی‌ای که در زیر این سطح، المان صرف نظر از مدت زمان بار هرگز شکست نمی‌خورد. زمان دوام گسیختگی خزش به نسبت تنش کششی به مقاومت کوتاه مدت و شرایط محیطی وابسته است. هرچه دما بالاتر و المان بیشتر در معرض اشعه فرابنفش قرار گیرد هم‌چنین در محیط‌هایی که با خاصیت قلیایی بیشتر، نسبت تنش کششی به مقاومت بالاتر خواهد بود. آزمایشات نشان می‌دهد که میلگردهای CFRP در مقایسه با میلگردهای GFRP رفتار بهتری تحت بارهای دائمی از خود نشان می‌دهند [۱].

خستگی: کربن، آرامید و شیشه عموماً مستعد به شکست ناشی از خستگی نمی‌باشند. مقاومت خستگی میلگردهای CFRP محبوس شده در بتن وابسته به رطوبت، دمای محیط، فرکانس‌های بارگذاری چرخه‌ای و نسبت تنش سیکلی ماکزیمم به مینیمم می‌باشد. مطالعات نشان داده که نمونه‌های عرشه پل بتنی مسلح GFRP در مقایسه با عرشه پل بتنی فولادی، عملکرد بهتری در مقابل خستگی و هم‌چنین طول عمر خستگی طولانی‌تری دارند (شکل ۲-۳) [۴].



شکل ۲-۳: عرشه پل بتنی مسلح با میلگردهای FRP [۵]

دوام: خواص مکانیکی آرماتورهای FRP وابسته به محیط می‌باشد. حضور آب، محیط‌های قلیایی و اسیدی، محیط‌های نمکی، امواج فرابنفش و دمای بالا که خواص کششی و چسبندگی میلگردهای FRP را تحت تاثیر قرار می‌دهد [۱].

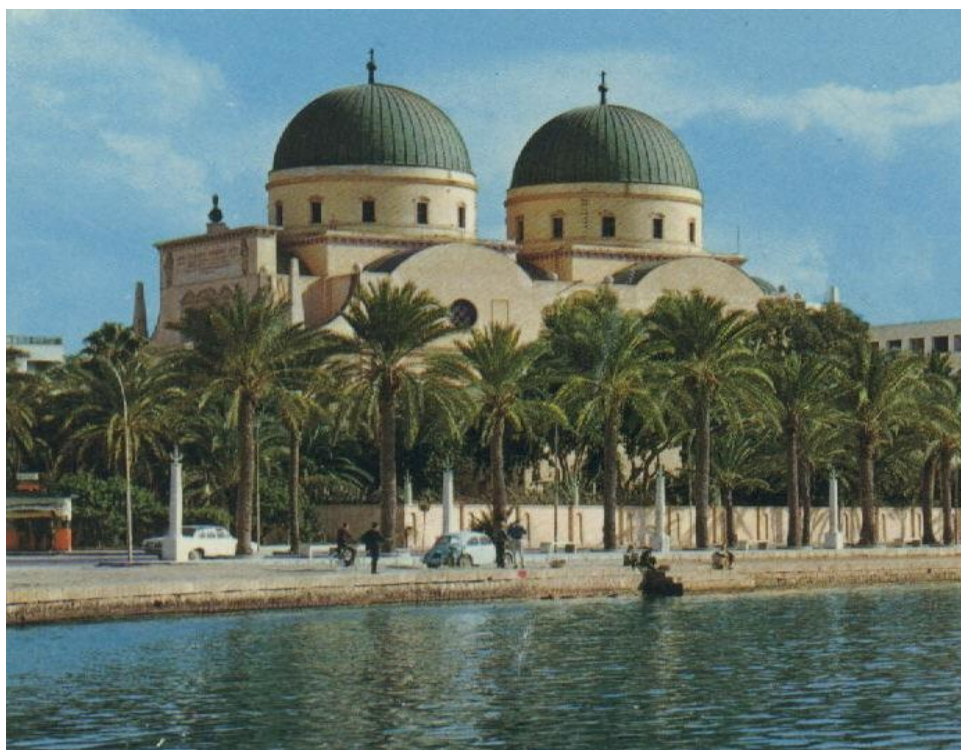
پژوهشی توسط شبکه تحقیقاتی کانادا (ISIS) به منظور بررسی دوام میلگردهای GFRP در بتن در شرایط محیطی متعادل انجام شد [۶] و [۷]. هسته بتن شامل میلگردهای GFRP از پنج سازه منتخب استخراج شد. سازه‌های منتخب شامل یک اسکله بندر با طول عمر ۵ سال و چهار پل بتنی مسلح با طول عمر ۶ تا ۸ سال بوده‌است. میلگردهای GFRP به منظور بررسی ترکیبات شیمیایی و فیزیکی در سطح میکروسکوپی تحلیل شدند. نتایج با میلگردهای حفاظت شده GFRP در شرایط آزمایشگاهی مقایسه شدند [۸]. نتایج، هیچ افتی را از میلگردهای GFRP در طول عمر واقعی سازه‌های بتنی نشان ندادند. هم‌چنین نشان دادند که مواد قلیایی از طریق منافذ بتن به میلگردهای GFRP رخنه نکردند. ماتریس در همه میلگردهای GFRP دست‌نخورده و بی‌تغییر باقی ماند و آبکافت و هیچ تغییر قابل توجهی در دمای گذار شیشه از ماتریس پس از گذشت ۵ تا ۸ سال به‌علت اثرات ترکیبی محیط قلیایی در بتن و محیط خارجی رخ نداد [۱].

رفتار چسبندگی به بتن: رفتار چسبندگی بین FRP و بتن وابسته به فرآیند تولید، طراحی، خواص مکانیکی آرماتور و شرایط محیطی است. تنش چسبندگی بین سطح بتن و FRP توسط پیوند شیمیایی (مقاومت

چسبندگی سطح)، اصطکاک و اتصال مکانیکی به علت نامنظمی سطح منتقل می‌شوند. در میلگرد FRP تنش‌های چسبندگی از طریق رزین به الیاف‌های میلگردگذاری منتقل می‌شوند. بنابراین رفتار چسبندگی میلگرد FRP توسط مقامت برشی رزین محدود می‌شود.

۶-۲ پیشینه پژوهش

FRP به دلیل مقاومت بالا و وزن کم و سایر مزایای ذکر شده آن، ابتدا در صنعت ماشین‌سازی و هوافضا مورد استفاده قرار گرفت. دو سازه اصلی که از فیبرهای تقویت شده پلیمری شیشه‌ای ساخته شده‌اند، شامل سازه گنبدی در شهر بنغازی در سال ۱۹۶۸ (شکل ۴-۲) و سقف فرودگاه شهر دبی در سال ۱۹۷۲ (شکل ۵-۲) می‌باشند.



شکل ۴-۲: کلیسای جامع بنغازی



شکل ۲-۵: فرودگاه DXB دبی در سال ۱۹۷۵

۲-۶-۱ مدل‌سازی رفتار مقاطع بتنی مسلح به FRP

با توجه به اینکه آرماتورهای FRP رفتار کاملاً خطی دارند و همچنین از طرفی بتن، رفتار ایده‌آل غیرخطی ندارد، برای بهبود رفتار غیرخطی مقطع مسلح به آرماتورهای FRP با استفاده از آرماتورهای برشی در فاصله کم به محصوریت بتن مبادرت ورزیده می‌شود. از معروف‌ترین این مدل‌ها، مدل مندر و همکارانش^۱ می‌باشد. این مدل طبق روابط مشخصی میزان کرنش متناظر حداکثر مقاومت و بیشترین تنش فشاری بتن را افزایش می‌دهد. بسیاری از پژوهش‌ها با استفاده از این روش به مدل‌سازی رفتار مقاطع بتنی مسلح به آرماتورهای FRP پرداخته‌اند [۹].

یکی دیگر از مدل‌ها برای تعیین رفتار آرماتورهای FRP مدل استفاده از آرماتورهای ترکیبی می‌باشد. در این روش برای ایجاد شکل‌پذیری مناسب از آرماتورهای FRP به همراه آرماتورهای فولادی استفاده می‌شود. در این اعضا آرماتورهای FRP بیشتر نقش در افزایش مقاومت سازه دارند اما آرماتورهای فولادی نقش شکل‌پذیری را نیز به عهده‌دارند. در این مدل‌ها معمولاً ابتدا آرماتورهای فولادی شروع به جاری شدن کرده و در نهایت پس از شکل‌پذیری نسبی کل مقطع گسیخته می‌شود [۱۰]، [۱۱]، [۱۲].

^۱Mander et al.

۲-۶-۲ میلگردهای GFRP در ستون‌های بتنی مسلح

دیتز و همکارانش^۱ [۱۳] در سال ۲۰۰۳ فهمیدند که میلگردهای GFRP کوتاه، مقاومت فشاری نهایی تقریباً نصف مقاومت کششی نهایی دارند و مدول الاستیک آنها در فشار تقریباً برابر مدول الاستیک در کشش می‌باشد (شکل ۱-۲). بدارد^۲ [۱۴]، چلل و بنمکران^۳ [۱۵] به ترتیب در سال‌های ۱۹۹۲ و ۱۹۹۳ در نتیجه آزمایشات بیشتر، به این نتیجه رسیدند که سختی فشاری میلگردهای GFRP تقریباً ۷۷ تا ۹۷ درصد سختی کششی می‌باشد. همچنین مقدار مدول الاستیسته و کشیدگی نهایی این میلگردها پایین می‌باشد (به ترتیب ۴۳ Gpa و ۱/۸٪). افایفی و همکارانش^۴ [۱۶]، [۱۷] در سال ۲۰۱۴ فهمیدند مقاومت فشاری نهایی میلگردهای GFRP تقریباً ۳۵ درصد مقاومت کششی نهایی می‌باشد؛ که این مقدار بیشتر از ۵۰ درصد مقدار اندازه‌گیری شده توسط دیتز می‌باشد.

در مطالعه اخیر از ستون‌های I شکل GFRP، رفتار مصالح GFRP تحت بارگذاری فشاری و خمشی ترکیبی مورد بررسی بیشتر قرار گرفت. نونز و همکارانش^۵ [۱۸]، ستون‌های I شکل GFRP تحت بارگذاری محوری متمرکز با زمانی که تحت بارگذاری با خروج از مرکزیت جزئی قرار گرفتند را مقایسه کردند. نتایج بیان می‌کند در حالی که ستون‌های بارگذاری شده با خروج از مرکزیت جزئی سختی محوری اولیه مشابهی با همان ستون‌ها تحت بارگذاری محوری متمرکز نشان می‌دهند، ظرفیت نهایی تا ۴۰ درصد می‌تواند کاهش یابد. ظرفیت نهایی کاهش یافته می‌تواند با اضافه کردن مهاربندی جانبی بهبود یابد.

شارما و همکارانش^۶ [۱۹] در سال ۲۰۰۵ ظرفیت‌های بار محوری ستون‌های بتنی مربعی با ابعاد (۱۲۵۰*۲۵۰*۲۵۰ میلی‌متر) مسلح با میلگردهای GFRP با استفاده از سه نسبت میلگردگذاری مختلف: ۰/۷۲۳٪، ۱/۰۸٪ و ۱/۴۵٪ بدست آوردند و نتیجه گرفتند که با افزایش نسبت میلگردگذاری، شکل‌پذیری افزایش می‌یابد و این تاثیر بارزی روی کرنش نهایی و بارهای ترک خوردگی اولیه و بارهای نهایی که به وسیله ستون مقاوم شده بودند داشت. همچنین با افزایش مقاومت بتن، کاهش یکنواختی در شکل‌پذیری و مقاومت ستون‌ها مشاهده می‌شود؛ بنابراین درجه بالاتری از محصورشدگی در ستون‌های با مقاومت بتن بالاتر مورد نیاز است (شکل ۲-۶).

^۱Deitz et al.

^۲Bedard

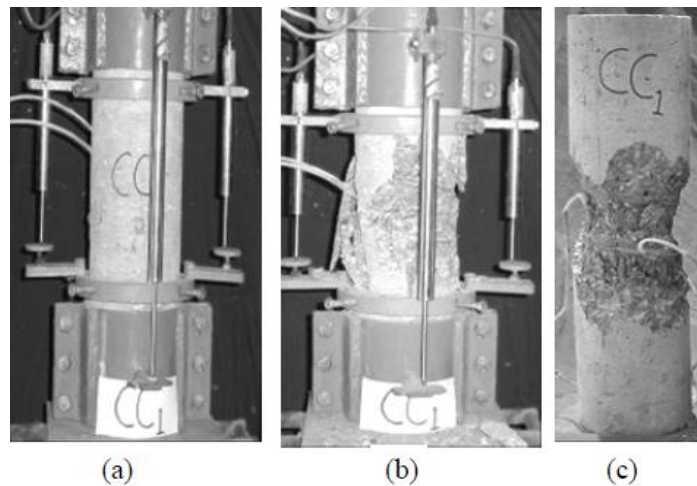
^۳Chaallal & Benmokrane

^۴Alfifi et al.

^۵Nunes et al.

^۶Shrama et al.

زاو و همکارانش^۱ در سال ۲۰۰۷ از صفحات FRP برای پوشیدن ناحیه مفاصل پلاستیک در ستون استفاده کرده‌اند. در این پژوهش ایشان علاوه بر بررسی سطح عملکرد سازه معیارهای دیگری مانند منحنی لنگر- انحنا را بررسی نمودند. ایشان اعلام نمودند که شیب ناحیه الاستیک تا قبل از ناحیه جاری شدن ثابت بوده و منحنی‌های ناشی از قاب خمشی تقویت شده و قاب خمشی ساده بر روی هم و یکسان می‌باشد. اما در ناحیه غیرخطی این مدل شکل پذیری مناسبی را ارائه می‌دهد [۲۰].



شکل ۲-۶: گونه CC در مراحل مختلف (a) ترک خوردگی عمودی اولیه (b) خوردشدگی بتن (c) شکست نهایی [۲۰].

توسلی و همکارانش^۲ [۲۱] در سال ۲۰۱۵ آزمایش‌های لرزه‌نگاری شبه استاتیک روی نه نمونه GFRP-RCCs انجام دادند و نتایج را با ستون‌های بتنی مسلح فولادی مقایسه کردند. پژوهش نشان می‌دهد که مقاومت فشاری میلگردهای GFRP تقریباً نصف مقاومت کششی آنها می‌باشد؛ اگرچه مدول الاستیک فشاری نزدیک به مدول الاستیک کششی است. شکست نهایی GFRP-RCCs متناظر با شکست خمشی می‌باشد و سطح شکل‌پذیری بالایی را نمایش می‌دهند. با این حال ستون‌ها با ضریب فشاری محوری بالا، سطوح افزایش آسیب، شکل‌پذیری و ظرفیت تغییرشکل ضعیفی را نشان می‌دهند.

^۱Zou et al.

^۲Tavassoli et al.

لی سون و همکارانش [۲۲] در سال ۲۰۱۷ آزمایشاتی روی نه نمونه GFRP-RCCs تحت بار فشاری با خروج از مرکزیت انجام دادند. نتایج این آزمایشات نشان می‌دهد که میلگردهای GFRP نقش خاصی در بهبود شکل-پذیری گونه‌های با خروج از مرکزیت بزرگ دارند؛ در حالی که این نقش در گونه‌های با خروج از مرکزیت کوچک ناچیز می‌باشد؛ به عبارتی دیگر با افزایش خروج از مرکزیت، شکل‌پذیری ستون‌های بتنی مسلح GFRP افزایش می‌یابد بنابراین زمانی که ستون‌ها در یک محیط فشاری با خروج از مرکزیت کوچک قرار می‌گیرند به منظور بهبود شکل‌پذیری، پیکربندی خاموت‌ها در ستون‌های GFRP-RCCs باید مقاوم شده باشند (شکل ۲-۳). بارگذاری خارج از مرکزیت عملکرد خیز جانبی خوبی را نشان می‌دهد؛ مقدار بارگذاری خارج از مرکزیت خیز جانبی ستون مسلح GFRP و هم‌چنین کرنش میلگردهای GFRP و سطح بتن را تحت تاثیر قرار می‌دهد.

دی‌لوکا و همکارانش^۲ در سال ۲۰۱۰ به بررسی تاثیر استفاده از آرماتورهای GFRP بر رفتار ستون بتنی پرداختند. نمونه‌های آزمایشی ایشان ستون‌های بتنی مسلح به آرماتورهای GFRP بود. هدف این محققین از انجام آزمایش‌ها بررسی سهم آرماتورهای FRP در ظرفیت باربری ستون، تحت اثر نیروهای فشاری بود. ایشان در نهایت نتایج حاصل از پژوهش خود را ارائه نمودند که به شرح زیر می‌باشد [۲۳].

- ۱- در صورت استفاده از آرماتور GFRP به میزان ۱ درصد از ابعاد ستون، رفتار ستون‌های مسلح به این نوع آرماتورها شباهت زیادی به رفتار ستون‌های مسلح به آرماتورهای فولادی دارد و هیچ تفاوتی در ظرفیت نهایی این ستون‌ها ایجاد نمی‌شود.
- ۲- مد شکست بحرانی در ستون مسلح شده با آرماتورهای فولادی به علت کماتش این آرماتورها رخ می‌دهد، در حالی که در ستون مسلح به آرماتور GFRP مد شکست بحرانی ناشی از خردشدگی بتن می‌باشد.
- ۳- استفاده از آرماتورهای GFRP به‌عنوان عضو فشاری به عملکرد ستون بتنی آسیبی وارد نمی‌کند.
- ۴- این محققین سهم آرماتورهای GFRP در ظرفیت باربری ستون را حدود ۵ درصد ارزیابی نمودند، هرچند این مقدار را در نقطه نهایی از ۵ درصد نیز کمتر اعلام نمودند. لازم به ذکر است که این مقدار برای ستون‌های مسلح به آرماتورهای فولادی ۱۲ درصد است.

Li Sun et al.

De luca et al.

۵- ایشان با توجه به اختلاف موردنظر پیشنهاد نمودن که از ظرفیت باربری GFRP در محاسبات کل ستون بتنی صرف نظر شود و ستون‌های بتنی مسلح شده با GFRP صرفاً به صورت تحمل فشار بخش بتن بدون در نظر گرفتن اثر مشارکت این آرماتورها طراحی گردند.

۶- ایشان نتیجه‌گیری کردند که کاهش فاصله آرماتورهای شیشه تأثیری در افزایش ظرفیت باربری ندارد، اما با ایجاد تأخیر در کمانش آرماتورها، تأثیر چشمگیری بر مد شکست ستون می‌گذارد.

ناصر رشیدی و همکاران در سال ۱۳۸۸ به ستون‌های بتن آرمه مقطع مستطیلی را با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ANSYS مدل‌سازی نمودند. ایشان خرابی‌های فشاری و کششی بتن و همچنین گسیختگی کامپوزیت‌های پلیمری تا لحظه شکستگی مدل‌سازی شده را مورد ارزیابی قراردادند. این محققین همچنین تحلیل بار افزون بر اساس رابطه بار جانبی بر اساس تغییر مکان جانبی را مورد بررسی قراردادند و اثر خمشی را نیز مدنظر خود قراردادند. در نهایت این گروه محققین با مقایسه نتایج تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی به این نتیجه رسیدند که روش مدل‌سازی ارائه‌شده در این پژوهش، روشی کارآمد می‌باشد [۲۰].

۲-۶-۳ میلگردهای GFRP در تیرهای بتنی مسلح

ژانگ و همکاران در سال ۲۰۰۹ تیرهای بتنی مسلح به آرماتورهای GFRP و همراه با آرماتورهای فولادی را مورد آزمایش قراردادند. نمونه مورد آزمایش این محققین در مرکز، تحت بار متمرکز قرار گرفته بود. این گروه از محققین نشان دادند که علاوه بر فراهم آوری شکل‌پذیری مناسب، افزایش ظرفیت باربری و سرویس‌پذیری در این نوع اجزای بتنی بیشتر می‌شود. همچنین اعلام کردند که در این مدل‌ها، عرض ترک کاهش می‌یابد. در پایان، تخمین مناسبی از ظرفیت باربری و خیز تیرهای بتنی مسلح به آرماتورهای GFRP ارائه نمودند [۲۴].

۲-۶-۴ میلگردهای FRP در قاب خمشی

ظفر و همکارانش^۲ در سال ۲۰۱۲ پژوهشی بر روی آلیاژهای حافظه‌دار به همراه FRP در یک قاب خمشی انجام دادند. این گروه محققین از تحلیل دینامیکی افزایشی به منظور بررسی رفتار قاب خمشی موردنظر استفاده نمودند. نتایج حاصله از تحلیل این پژوهشگران نشان می‌دهد که نمونه GFRP با مدل پیشنهادی، حاکی از افزایش

^۲Zhang et al.

^۲Zafar et al.

سطح عملکرد سازه در پارامترهایی چون دررفت و میزان جذب انرژی دارد. همچنین میزان جذب انرژی در این قسمت می‌تواند تضمین‌کننده شکل‌پذیری مناسب باشد چون میزان جذب انرژی برابر با سطح زیر نمودار نیرو تغییر مکان می‌باشد [۲۵].

سان و همکارانش^۱ در سال ۲۰۱۷ با ارائه یک روش خلاقانه به بررسی کاربرد آرماتور فولادی به همراه غلافی از FRP پرداختند. ایشان با استفاده از مدل‌های عددی و کارهای آزمایشی نشان دادند که با استفاده از این روش شکل‌پذیری سازه بتن آرمه به‌طور قابل‌توجهی افزایش پیدا می‌کند [۲۶].

گارسیا و همکاران^۲ در سال ۲۰۱۰ یک قاب خمشی با اتصال پوشیده شده از GFRP را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها اعلام کردند که هدف از انجام این پژوهش، افزایش شکل‌پذیری و عملکرد و افزایش جذب انرژی بوده که در نهایت از شکست ترد جلوگیری می‌کند. در پایان این گروه از محققین با انجام آزمایش‌هایی اعلام نمودند که تمامی اهداف اولیه مطرح شده محقق می‌شود و پوشش اتصال باعث کاهش جابجایی می‌شود. هم‌چنین بدین نتیجه رسیدند که میزان توانایی سازه در تحمل نیروهای خارجی با استفاده از این روش ۵۰ درصد افزایش می‌یابد [۲۷].

لودویکو و همکارانش^۳ در سال ۲۰۰۸ با مدل‌سازی آزمایشگاهی و عددی یک قاب خمشی دو بعدی با اتصال پوشیده شده با FRP و تحلیل آن تحت رکوردهای زلزله نشان دادند که سطح عملکرد سازه خمشی افزایش پیدا می‌کند. ایشان هم‌چنین نشان دادند که میزان خرابی‌های در این نوع سازه تا ۶۵ درصد کمتر از سازه‌های معمولی می‌باشد [۲۸].

نیرومندی و همکارانش^۴ در سال ۲۰۱۰ در پژوهشی به بررسی سطح عملکرد قاب خمشی با صفحات FRP پرداختند. این پژوهشگران برای بررسی دقیق‌تر عملکرد قاب خمشی، ابتدا رفتار تمامی اتصالات تحت یک برنامه المان محدود بررسی کردند. ایشان پس از مدل‌سازی نتیجه‌گیری کردند که پوشاندن اتصالات شکل‌پذیری و عملکرد سازه خمشی را به میزان قابل‌توجهی افزایش می‌دهد [۲۹].

^۱Sun Z et al.

^۲Garcia et al.

^۳Di Ludovico et al.

^۴Niroomandi et al.

۲-۶-۵ میلگردگذاری عرضی و بست‌های GFRP در ستون‌های RC

در ستون‌های RC، محدودیت جانبی میلگردهای طولی به وسیله میلگردگذاری عرضی و پوشش بتن فراهم می‌شود. هم‌چنین میلگردگذاری عرضی، مقاومت در برابر تنش‌های برشی که منجر به نیروهای کششی می‌شود را فراهم می‌کند و کمک به فراهم کردن محصوریت بتن می‌کند. بنابراین لزوم مهاربندی جانبی میلگردهای GFRP طولی جهت تضمین کارایی ستون GFRP-RC طراحی شده، بحرانی می‌باشد.

میلگردهای GFRP به دلیل مدول الاستیسیته نسبتاً پایین بیشتر از میلگردهای فولادی به کمانش حساس هستند؛ در نتیجه تضمین محصوریت جانبی کافی میلگردهای طولی در طراحی ستون GFRP-RC بحرانی می‌باشد. استفاده از میلگردهای عرضی حلزونی^۱ و بست‌های GFRP در پژوهش‌های پیشین بررسی شده‌است. الساید و همکارانش [۳۰] در سال ۱۹۹۹ استفاده از بست‌های GFRP را در مقابل استفاده از بست‌های فولادی در بارگذاری متمرکز ستون‌های RC مقایسه می‌کنند. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از بست‌های GFRP، ظرفیت محوری را تا ۱۰ درصد کاهش می‌دهد و در رفتار خیز-بار ستون تا ۸۰ درصد ظرفیت نهایی خود، تغییری ایجاد نمی‌کند. هم‌چنین دی لوکا و همکارانش [۲۳] در سال ۲۰۱۰ پژوهش مشابهی انجام دادند و این یافته‌ها را تأیید کردند. بست‌ها محصوریت عرضی برای هسته بتن ایجاد می‌کنند که منجر می‌شود ستون در شیوه‌ای تدریجی نسبت به وضعیت بدون بست، شکست بخورد به عبارتی دیگر بست‌ها با جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی، از خرد شدن هسته بتن تا حد امکان جلوگیری می‌کنند و پس از خرد شدن پوسته بتن، گسیخته می‌شوند (شکل ۴-۲). فاصله ۳ اینچ (۳۰۵ میلی‌متر) از بست‌های GFRP به منظور افزایش ظرفیت اوج توزیع نمی‌شود بلکه به شدت به وسیله تأخیر در کمانش میلگردهای طولی، آغاز و انتشار ترک‌های ناپایدار و خوردشدگی هسته بتن روی مد شکست تأثیر می‌گذارد. افزایش این فاصله منجر به مدهای شکست شکننده^۲ بیشتر می‌شود.

این نتایج هم‌چنین توسط براون [۳۱] در سال ۲۰۱۲ تأیید شدند که نشان داد هرچقدر فاصله بست‌ها کوچکتر شود، ظرفیت فشاری نهایی بالاتر و مدهای شکست شکل‌پذیر^۳ بیشتری خواهیم داشت. پنتلایدز و همکارانش^۴ [۳۲] در سال ۲۰۱۳ رفتار بار محوری ستون‌های RC را بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که ستون‌های مسلح

^۱GFRP helices

^۲Alsayed et al.

^۳Brittle failure modes

^۴Brown

^۵Ductile failure modes

Pantelides et al.

با میلگردهای GFRP و میلگردهای عرضی حلزونی به ۸۴ درصد ظرفیت بار محوری ستون کنترل شده مسلح فولادی رسیدند. پژوهش مشابه دیگری توسط اوفیای و ماهامد [۱۶]، [۱۷] و همکارانش به ترتیب در سال‌های ۲۰۱۳ و ۲۰۱۴ به یافته‌های مشابهی رسیدند. ظرفیت‌های محوری ستون‌های با مقطع دایره‌ای مسلح با بست‌ها و میلگردهای GFRP را بررسی کردند و بیان کردند که رفتار ستون‌های بتنی دایره‌ای مسلح با میلگردهای GFRP مشابه فولادی بود؛ اگرچه به طور میانگین، ظرفیت محوری ستون‌های GFRP-RC، ۷٪ پایینتر از ستون‌های steel-RC می‌باشد و هم‌چنین نشان دادند که چگونه تنظیم میلگردگذاری عرضی متنوع روی مدهای شکست، محصورشدگی و شکل‌پذیری ستون تأثیر می‌گذارد. پژوهش‌هایی در زمینه تأثیر متدهای مختلف میلگردگذاری عرضی، جهت فراهم کردن محصورشدگی شکل‌پذیر پایدار هسته بتن خالص انجام شده است.

توبی و همکارانش [۳۳]–[۳۵] در سال ۲۰۱۲ تا ۲۰۱۴ مدلی مقاومتی جهت پیش‌بینی مقاومت بتن محصور شده مطرح کردند (شکل ۲-۵) که این مدل بر پایه تئوری ضوابط شکست موهر-کولمب می‌باشد. این مدل را با نتایج آزمایشگاهی تأیید کردند و نشان دادند که میلگردهای GFRP می‌توانند در اعضای فشاری استفاده شوند و با حذف کمانش میلگرد، محصوریت کافی فراهم کنند. بنا بر این یافته‌ها استفاده از میلگردهای GFRP در اعضای بتنی به طور موثری مقاومت، سختی و شکل‌پذیری هسته بتن محصور شده را افزایش می‌دهد. هم‌چنین کرنش محوری نهایی ستون‌های مسلح طولی با میلگردهای FRP، ۳۰٪ پایین‌تر از ستون‌های مسلح با فولاد بود. اثر محصورشدگی میلگردگذاری عرضی بسته که از حلقه‌های مارپیچ ممتدد بریده شده تشکیل شده‌اند، بالاتر از میلگردگذاری عرضی نوع C شکل می‌باشد. کرنش فشاری محوری نهایی برای ستون‌های مسلح طولی و عرضی با میلگردهای FRP تقریباً برابر کرنش کششی نهایی میلگردهای طولی FRP تحت شرایط محصورشدگی خوب می‌باشد. پیکربندی میلگردگذاری عرضی FRP مهم‌ترین پارامترهایی هستند که روی محصورشدگی در ستون‌های بتنی مسلح داخلی تحت بارگذاری محوری تأثیر می‌گذارد (شکل ۲-۶).

محمد الچلاکانی و همکارانش [۳۶] در سال ۲۰۱۷، ۱۷ نمونه بتن مستطیلی (۱۳ نمونه ستون و ۴ نمونه تیر) تحت شرایط ترکیب بار خمشی و محوری مختلف آزمایش کردند و به این نتیجه رسیدند که جایگزینی میلگردهای فولادی با مقدار برابر میلگرد GFRP و خاموت‌ها منجر به کاهش کلی در ظرفیت محوری می‌شود. هم‌چنین ظرفیت محوری با افزایش خروج از مرکزیت بیشتر کاهش می‌یابد و زمانی که فاصله خاموت‌ها از ۱۵۰

^۱Mohamed et al.

^۲Tobbi et al.

^۳Mohamed Elchalakani et al.

میلی متر به ۷۵ میلی متر کاهش می یابد، ظرفیت باربری و شکل پذیری ستون های GFRP-RC افزایش می یابد. انتخاب ابعاد مختلف پوشش برای ستون های مسلح GFRP مطلوب است به عبارت دیگر ستون های مسلح GFRP نیاز کمتری به پوشش بتن دارند زیرا در فشار، ناحیه هسته بتن برای ستون RC فولادی کوچک تر است در نتیجه در بار کم ستون های RC فولادی بارگذاری شده به طور متمرکز ظرفیت گذاری می شوند و در کشش، نیروی کششی در میلگرد گذاری GFRP بالاتر است زیرا از محل محور خنثی دورتر است و در نتیجه در بار کم به صورت خارج از مرکزیت بارگذاری می شوند. هم چنین این ستون ها می توانند به شکل پذیری بالاتری از ستون مسلح RC فولادی برسند (شکل ۲-۷).

فصل ۳ روش پژوهش

۱-۳ مقدمه

در این بخش، ابتدا روش اجزاء محدود غیر خطی به منظور مدل‌سازی رفتار تیرها و ستون‌های بتنی مسلح در نرم‌افزار ABAQUS معرفی خواهد شد و سپس نحوه مدل‌سازی در این نرم‌افزار توضیح داده خواهد شد و نتایج حاصل از روش اجزاء محدود با نتایج نمونه‌های ساخته شده در آزمایشگاه مقایسه خواهند شد تا صحت مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار اجزاء محدود تایید شوند. در این بخش صحت سنجی از نتایج اجزاء محدود به منظور پیدا کردن روشی مناسب، جهت انجام مطالعات پارامتریک روی مدل‌های مذکور می‌باشد. بدین ترتیب با معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی از تیرها و ستون‌های مسلح به فولاد و GFRP و نمودارهای حاصل شده از آزمایش آن‌ها، نتایج با توجه به متغیرهای مسأله در کنار هم قرار می‌گیرند و با نتایج عددی به دست آمده از نرم‌افزار ABAQUS مقایسه می‌شوند و بدین صورت صحت‌سنجی شده و جهت انجام مطالعات پارامتریک (موردی) آماده خواهند بود و در نتیجه پیشبردی در زمینه بهبود عملکرد آیین‌نامه‌ها خواهد بود.

۲-۳ آشنایی با روش اجزاء محدود و نرم‌افزار ABAQUS

مسائل مهندسی عموماً به دو روش دقیق و عددی حل می‌شوند. حل دقیق، مقدار تابع مورد نظر را در کل قلمرو به ما می‌دهد اما حل عددی، به صورت گسسته و تنها در تعداد محدودی از نقاط جواب معادله را به ما می‌دهد. زمانی که به علت پیچیدگی هندسی، رفتار پیچیده ماده و شرایط مرزی موجود در مسایل واقعی، قادر به یافتن حل دقیق نیستیم از راه حل عددی به منظور رسیدن به جواب استفاده می‌کنیم. روش حل عددی در مسایل مهندسی به دو دسته روش تفاضل محدود و روش اجزاء محدود تفکیک می‌شوند. روش اجزاء محدود، یک روش عددی برای رسیدن به حل تقریبی است که در زمان محدود به دست می‌آید و به علت امکان شبیه‌سازی آن با کامپیوتر و حل سریع معادلات عددی، کاربرد آن در علوم مهندسی به طور گسترده‌ای روز به روز در حال افزایش است. در این روش که مشخصه آن، یک دستگاه معادله دیفرانسیل است؛ از توابع پیوسته چند تکه‌ای جهت تقریب کمیت مجهول مورد نظر استفاده می‌کند و آن را به یک مدل ساده تر تبدیل می‌کند. به عبارت دیگر، المان‌ها، مجموعه‌ای از زیر ناحیه‌های کوچک پیوسته به هم می‌باشند که برای هر کدام، یک حل تقریبی مناسب در نظر گرفته شده است که با سرهم سازی آن‌ها، معادلات تعادل کلی سیستم حاصل شده و با اعمال این شرایط مرزی و قیود تکیه گاهی، معادلات سیستم حل شده و قیود مجهول حاصل خواهند شد، هم‌چنین جواب تقریبی برای سایر کمیات به دست می‌آید.

نرم‌افزار آباکوس از جمله نرم‌افزارهای قدرتمند مهندسی است که قادر به مدل‌سازی ساده‌ترین تا پیچیده‌ترین معادلات غیرخطی در زمینه‌های گسترده‌ای از جمله مسایل استاتیک، شبه‌استاتیک، دینامیک، گسترش ترک، شکست و ... می‌باشد. هم‌چنین از کاربردهای این نرم‌افزار در مهندسی عمران، می‌توان به تحلیل و نمایش دقیق نتایج در آنالیز تیرها و ستون‌ها، نمایش نحوه خراب‌شدگی و ترک‌خوردگی المان‌های فولادی، بتنی و بنایی در سازه‌ها و نشان دادن زوال مقاومت و سختی، مدل‌سازی و تحلیل روش‌های کنترل سازه‌ای به صورت غیرفعال (جداگرها، میراگرها و ..)، روش‌های کنترل سازه‌ها به صورت نیمه‌فعال (دمپرها MR و ER)، تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها با اعمال زلزله‌های مختلف و بررسی رفتار هیسترتیک و لرزه‌ای اتصالات و ... اشاره کرد. نرم‌افزار ABAQUS با استفاده از تکنیک المان محدود به شبیه‌سازی پدیده‌ها در رایانه می‌پردازد. بنابراین نرم‌افزار ABAQUS به تحلیل‌های مکانیک جامدات و سازه شامل تنش‌ها و تغییر مکان‌ها محدود نمی‌شود بلکه به مدل‌سازی پیچیده‌ترین مسایل از جمله مسایلی با اجزاء مختلف می‌انجامد که در این مسایل، با ایجاد هندسه هر جزء و سپس مونتاژ آن‌ها به مدل‌سازی و سپس حل سازه می‌پردازد. اصطلاح ABAQUS از واژه abacus نشأت گرفته که در زبان انگلیسی به معنی چرتکه و در زبان یونانی به معنی تخته پوشیده شده از ماسه می‌باشد. دیوید هیبت^۱ ایده ساخت نرم‌افزار را تحت تز دکترایش با عنوان مکانیک محاسباتی بر پایه روش اجزاء محدود در سال ۱۹۷۲ ارائه داد و سپس در سال ۱۹۷۸ توسط بنیانگذاران شرکت HKS به نام‌های هیبت، سرنسون^۲ و کارلسون^۳ اصلاحاتی روی این نرم‌افزار انجام شد و سرانجام در سال ۱۹۹۱ نسخه گرافیکی تحت عنوان ABAQUS/CAE در بازار معرفی شد.

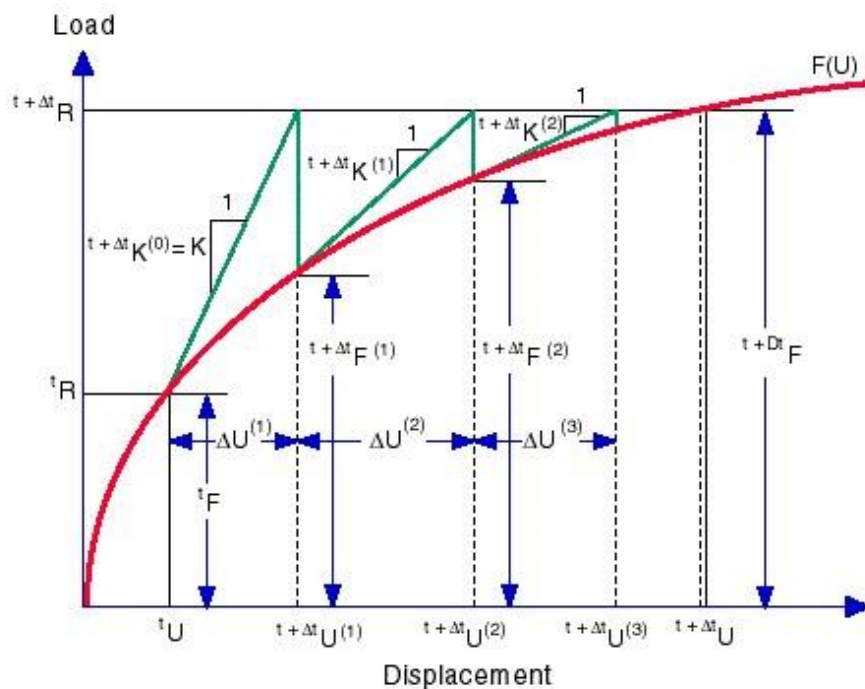
این نرم‌افزار دارای مجموعه یکپارچه از چند حلگر المان محدود می‌باشد که نمونه‌ها با هندسه‌های مختلف را می‌توان به صورت مجازی توسط این المان‌ها مدل کرد. با تعریف هندسه مساله، رفتار و خواص مصالح تشکیل‌دهنده آن و شرایط مرزی و بارگذاری، نرم‌افزار آباکوس به طور خودکار میزان نمو بار و تفرانس‌های همگرایی را انتخاب و به تعدیل مقادیر آن در طول تحلیل، جهت دستیابی به یک جواب صحیح می‌پردازد که در نتیجه کاربر را از تعیین پارامترهای کنترلی حل عددی مساله مبرا می‌کند و بدین ترتیب یک مدل با درجه غیرخطی بالا را تحلیل می‌کند.

David Hibitt^۱Sorenson^۲Karlsson^۳

هم‌چنین در نرم‌افزار آباکوس، هر المان دارای پنج خصوصیت می‌باشد. این خصوصیات بیانگر رفتار آن المان می‌باشد که عبارت از خانواده، درجات آزادی، تعداد گره‌ها، روش فرمول‌بندی و روش انتگرال‌گیری می‌باشند. تحلیلگرها در نرم‌افزار آباکوس، سه مرحله را به صورت اصل انجام می‌دهند، گرچه نحوه انجام این مراحل می‌تواند متفاوت باشد، ولی اصل مراحل ثابت است. این مراحل عبارتند از: پیش‌پردازش، حل مساله و پس‌پردازش.

۳-۳ تحلیل غیر خطی

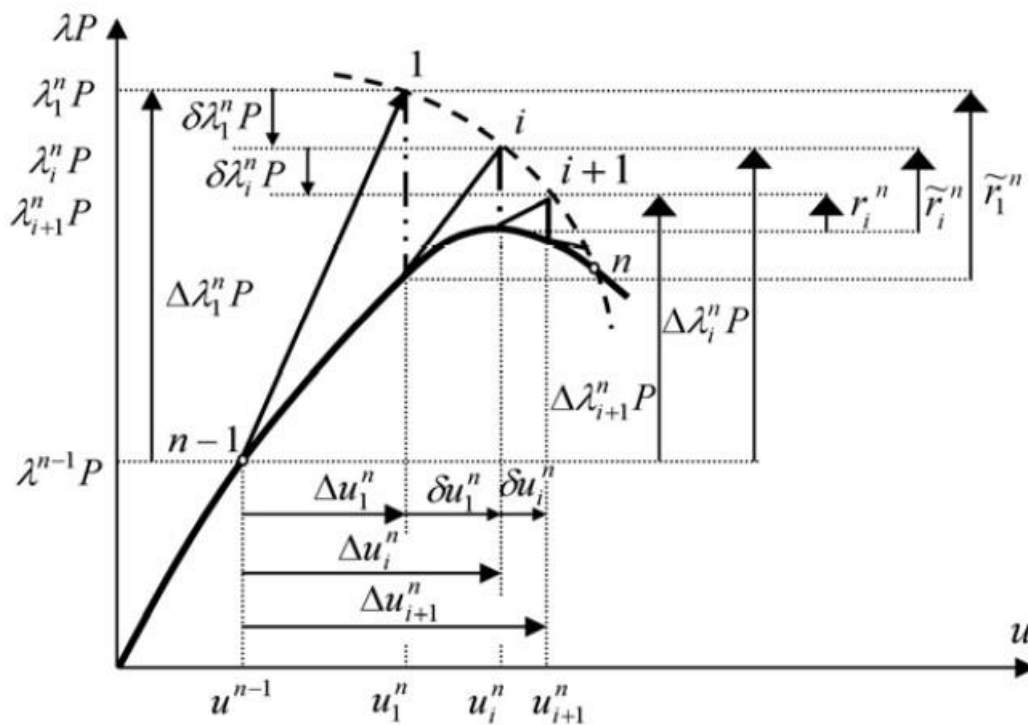
در تحلیل غیرخطی، در مرحله‌ی نخست، بارگذاری به چند گام در طول زمان تقسیم می‌شود. سپس تغییرات بارها در طی هر گام به صورت خطی فرض می‌شوند. در مرحله‌ی بعدی بارگذاری در هر گام به قسمت‌های ریزتری تقسیم می‌شود. نرم‌افزار المان محدود در تحلیل غیرخطی ضمنی، به دو روش تحلیل استاتیکی عمومی و استاتیکی ریکس به تکرار محاسبات تا رسیدن به همگرایی در هر یک از این قسمت‌های بارگذاری ادامه می‌دهد. الگوریتم همگرایی نیوتن-رافسون در روش استاتیکی عمومی کاربرد دارد. شکل ۱-۳ نحوه‌ی به‌کارگیری روش تکرار نیوتن-رافسون را در سازه‌ی یک درجه آزادی نشان می‌دهد.



شکل ۱-۳: روش تکرار نیوتن-رافسون [۳۷]

در الگوریتم نیوتن-رافسون در هر گام زمانی سختی مماسی سیستم محاسبه شده و با استفاده از سختی مماسی جابه‌جایی سیستم به دست می‌آید و در معادله‌ی تعادل سیستم قرار داده می‌شود. در صورت برقرار نشدن تعادل در معادلات تعادل، بار خارج از تعادل محاسبه می‌شود. در تکرار بعدی مجدداً سختی مماسی سیستم جابه‌جایی به دست آمده و مراحل مشابه قبل تکرار می‌شود. این تکرارها تا جایی ادامه پیدا می‌کند که معادلات تعادل با دقت مناسب ارضا شده و همگرایی موردنیاز در حل به وجود آید. در نیوتن-رافسون اصلاح شده برای کاهش زمان محاسبات، در تمام تکرارها از سختی مماسی محاسبه شده در تکرار اول استفاده می‌شود [۳۸].

الگوریتم همگرایی طول قوس در روش تحلیل استاتیکی ریکس مورد استفاده قرار می‌گیرد. در حل بعضی از مسائل، تغییرات موضعی در سختی مماسی یا منفی شدن سختی سیستم باعث ایجاد مشکلات زیادی در همگرایی روش نیوتن-رافسون می‌شود. استفاده از روش طول قوس باعث می‌شود تکرارهای تعادلی در یک کمان به همگرایی برسند. عملکرد این روش تکرار در شکل ۲-۳ نمایش داده شده است. بررسی‌ها نشان داده است که روش طول قوس ریکس، از لحاظ همگرایی بسیار بهتر عمل می‌نماید [۳۸].



شکل ۲-۳: روش تکرار طول قوس [۳۹]

۳-۴ محصورشدگی بتن

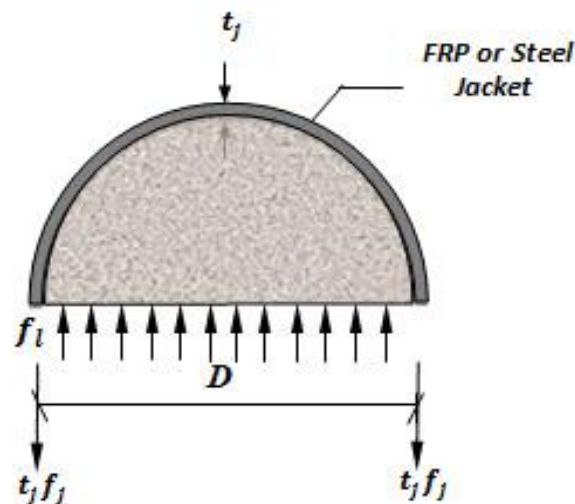
محصوریت بتن توسط قرارگیری مناسب میلگردهای عرضی، حاصل می‌شود که با افزایش مقاومت و شکل-پذیری بتن منجر به بهبود در عملکرد ستون می‌شود. در ادامه به نحوه محصورشدگی و مکانیزم محصورشدگی آن می‌پردازیم.

۳-۴-۱ مکانیزم محصورشدگی

با تحت فشار قرار دادن یک مقطع بتنی محصورشده توسط نیروی فشاری محوری، پوشش محصورکننده در راستای حلقوی تحت کشش قرار می‌گیرد و در اثر آن تنش جانبی محصورکننده به صورت غیرفعال به بتن میانی اعمال می‌شود. در مقاطع دایره‌ای توزیع تنش فشاری محصورکننده کاملاً یکنواخت است (شکل ۳-۳). با توجه به تعادل تنش‌های وارد بر هسته‌ی بتنی محصورشده و پوشش محصورکننده‌ی پیرامونی و می‌توان نوشت:

$$f_l = \frac{2 \cdot f_j \cdot t_j}{D} \quad (1-3)$$

در معادله (۱-۳)، t_j ضخامت ژاکت محصورکننده (فولادی یا FRP)، f_j فشار جانبی محصورکننده، f_l تنش ایجادشده در ژاکت و D قطر نمونه‌ی محصورشده می‌باشند. با قرار دادن حداکثر تنش کششی کامپوزیت FRP و یا تنش تسلیم ژاکت فولادی در معادله (۱-۳)، می‌توان حداکثر تنش جانبی محصورکننده را محاسبه نمود [۴۰].



شکل ۳-۳: نحوه توزیع تنش وارد بر پوشش محصورکننده

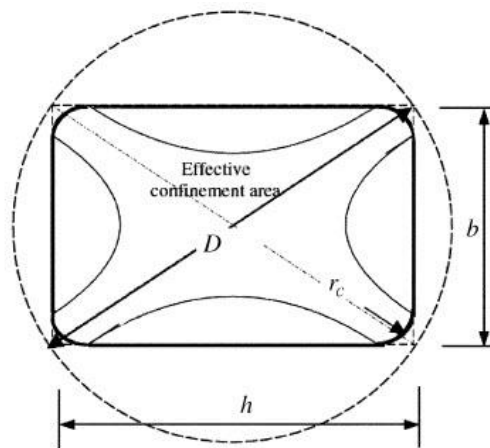
۳-۴-۲ عوامل مؤثر بر محصورشدگی

در محصورشدگی به وسیله کامپوزیت‌های FRP عوامل بسیاری تأثیر گذارند؛ که می‌توان به شکل مقطع ستون، مقاومت اولیه بتن، ضخامت کامپوزیت، مشخصات مکانیکی الیاف و رزین، حجم و جهت الیاف، زاویه-ی دور پیچی و چیدمان لایه‌ها اشاره نمود [۴۱].

شکل اکثر مقاطع ستون‌ها دایره‌ای و چهارگوش می‌باشد که یکی از مهم‌ترین پارامترهای تأثیرگذار بر کارایی FRP در محصورسازی ستون‌های بتن آرمه می‌باشد. به دلیل هندسه‌ی غیریکنواخت در ستون‌های مربعی محصورشده تحت بار محوری، فشار محصورکننده به صورت غیریکنواخت بر روی محیط مقطع ستون وارد می‌شود که به دنبال آن باعث ایجاد تنش غیریکنواخت بر روی کامپوزیت‌های FRP می‌شود، در نتیجه محصورشدگی تأثیر کم‌تری نسبت به ستون‌های دایره‌ای دارد. پژوهش‌های انجام‌شده بر روی ستون‌های با مقاطع مربعی و مستطیلی محصورشده به وسیله کامپوزیت‌های FRP نشان داده است که در این مقاطع، بتن از طریق عملکرد قوسی توسط چهار سهمی درجه دو که با زاویه‌ی ۴۵ درجه لبه‌های مقطع را قطع می‌کنند، محصور می‌شود. دلیل این امر این است که در مقاطع چهارگوش گوشه‌ها از دو جهت تحت فشار محصورکننده قرار می‌گیرند، به همین دلیل مقدار تنش محصورکننده در این نواحی بیش‌تر از سایر نواحی است. برای محاسبه‌ی فشار جانبی محصورکننده در مقاطع مستطیلی می‌توان از معادله (۳-۱) استفاده نمود؛ با این تفاوت که به جای D در رابطه (۳-۱) از قطر مقطع دایره‌ای معادل که از رابطه (۳-۲) به دست می‌آید، استفاده شود.

$$D = \sqrt{h^2 + b^2} \quad (۳-۲)$$

شکل ۳-۴ نواحی محصورشده به صورت مؤثر را در مقطع چهارگوش نشان می‌دهد. [۴۰]

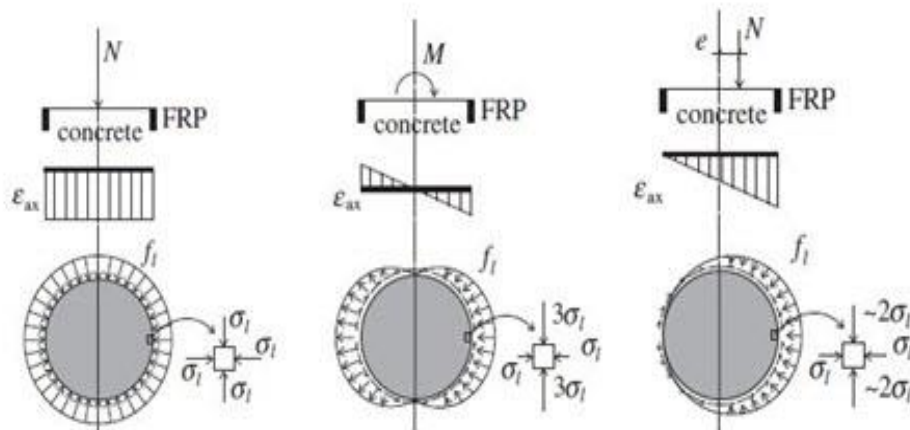


شکل ۳-۴: ناحیه‌ی محصورشده‌ی مؤثر در مقطع چهارگوش

نحوه‌ی بارگذاری ستون‌های بتن آرمه محصورشده از دیگر عوامل تأثیرگذار بر کارایی FRP می‌باشد. شکل ۵-۳ توزیع تنش و کرنش را برای یک ماده با رفتار الاستیک خطی تحت خمش خالص، تحت بار محوری خالص و نیز تحت بار خارج از محور نشان می‌دهد.

همان‌طور که در شکل ۵-۳ مشاهده می‌شود، ستون‌های تحت بار محوری خالص، توزیع تنش به صورت یکنواخت است و تنش‌های محصورشدگی برابرند. در این حالت، فشار خالص ایجادشده باعث اتساع جانبی ستون می‌شود و بنابراین تنش محصورشدگی ایجادشده توسط FRP به صورت فشاری بر ستون اعمال می‌شود. در حالت خمش خالص، در وجه فشاری ستون، هسته‌ی بتن به صورت جانبی کشیده می‌شود و لذا تنش‌های محصورشدگی ایجادشده در این وجه به صورت فشاری ایجاد می‌شوند و در محیط مقطع نیز متغیر می‌باشند. هم‌چنین برای برقراری تعادل در مقطع ستون، تنش‌های برشی بین هسته‌ی ستون و FRP به وجود می‌آیند. در ستون تحت بار خارج از محور، حالتی که برای تنش‌های درون صفحه‌ای اتفاق می‌افتد بین حالات فوق است.

در شکل ۵-۳ به ترتیب از راست به چپ ستون تحت بار محوری خالص، تحت لنگر خمشی خالص و تحت بار خارج از محور نشان داده شده است. [۴۲]



شکل ۵-۳: توزیع تنش و کرنش برای ستون محصورشده در حالت الاستیک

۳-۴-۳ اهمیت محصورشدگی بتن

مودهای شکست یک ستون بتنی با توجه به بحرانی بودن آن شامل شکست برشی، شکست ناحیه‌ی مفصل پلاستیک و جدا شدن وصله‌ی آرماتورهای طولی می‌باشند. با توجه به تأثیر محصورشدگی در هر کدام از این مودهای شکست ستون بتنی به بررسی آن‌ها پرداخته می‌شود.

۳-۴-۳-۱ شکست برشی ستون بتنی

بحرانی‌ترین مود شکست ستون بتنی، شکست برشی است. این شکست با افزایش بارهای محوری و رسیدن تنش‌ها به مقاومت کششی بتن با ایجاد ترک‌های مورب به وقوع می‌پیوندد. در این نوع شکست بتن پوسته شروع به ریختن می‌کند. در ادامه روند شکست پارگی و باز شدن آرماتورهای عرضی و در نتیجه کمانش آرماتورهای طولی ایجاد می‌شود. شکست برشی منجر به از هم پاشیدن بتن هسته، و شکست ناگهانی و ترد ستون می‌شود. آیین‌نامه‌های جدید برای جلوگیری از این نوع شکست ضوابط بیشتری برای آرماتورهای عرضی در نظر می‌گیرند؛ ولی برای افزایش مقاومت برشی ستون‌های موجود، می‌توان از پوشش کامپوزیتی با الیاف در راستای حلقوی استفاده نمود.

۳-۴-۳-۲ شکست ناحیه مفصل پلاستیک

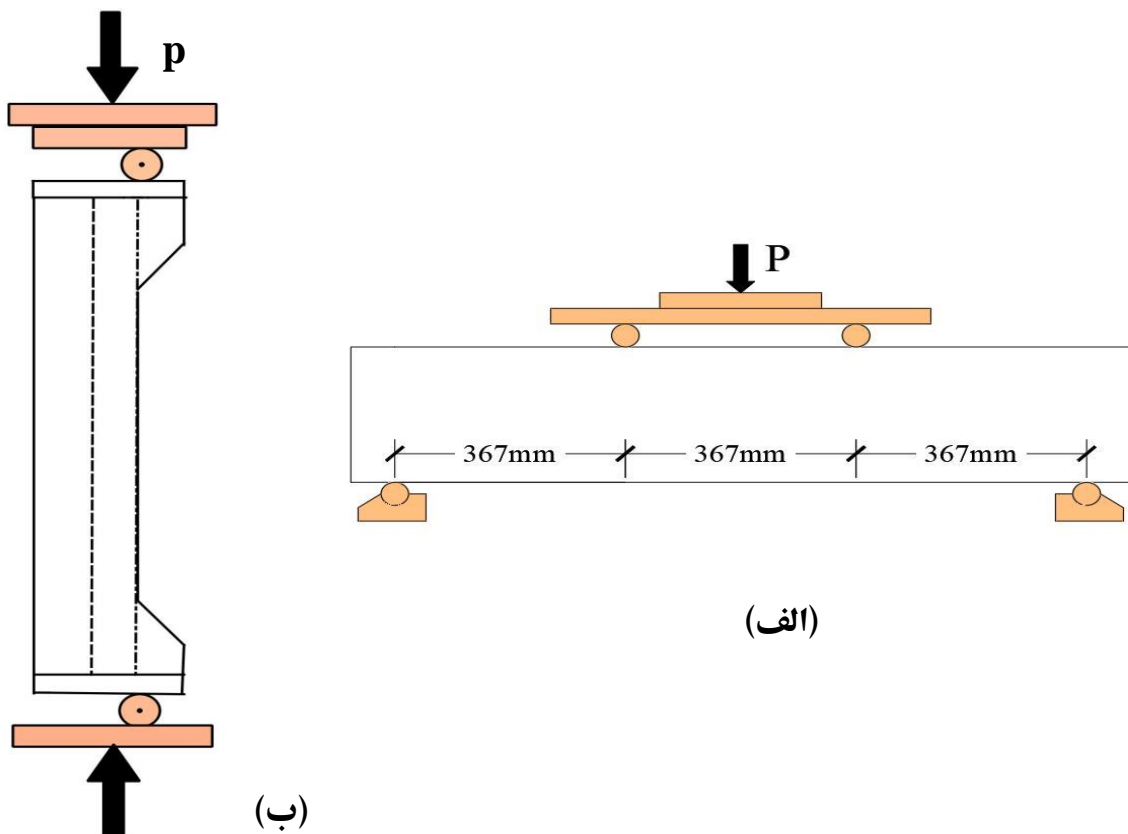
شکست ناحیه‌ی مفصل پلاستیک ستون دومین حالت بحرانی شکست ستون بتنی می‌باشد. پس از ایجاد ترک‌های خمشی، خرد شدن و ریختن بتن پوشش، با کمانش آرماتورهای طولی یا شکست فشاری بتن هسته، خرابی ناحیه‌ی مفصل پلاستیک آغاز می‌شود. این مود شکست با توجه به تغییر شکل‌های خمشی غیرالاستیک بزرگ، مطلوب‌تر از شکست برشی است. این رفتار مطلوب با افزودن فشار جانبی، از طریق محصور کردن بتن در آرماتورهای عرضی و یا دور پیچ کامپوزیت، افزایش می‌یابد. فشار جانبی ناشی از دور پیچ تقویتی یا آرماتورهای عرضی نزدیک به هم، از ریختن بتن پوشش و کمانش آرماتورهای طولی ستون جلوگیری می‌کند و ظرفیت تغییر شکل و مقاومت بتن را افزایش می‌دهد.

۳-۴-۳ جداسدن وصله آرماتورهای طولی

این نوع شکست معمولاً در ناحیه‌ی انتهایی ستون با بیشترین تقاضای لنگر به وجود می‌آید. مقاومت خمشی ستون در این حالت تنها زمانی حفظ می‌شود که از جدا شدن وصله‌ی آرماتورها جلوگیری به عمل آید. جدا شدن وصله‌ی آرماتورها، با شروع ترک‌های قائم، اتساع بیشتر بتن و ریختن بتن کاور (غیر محصور) اتفاق می‌افتد و منجر به کاهش سریع ظرفیت خمشی ستون قبل از ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ غیر الاستیک می‌شود. محصورشدگی با ایجاد فشار دورگیری جانبی، مانع از جدایی آرماتورها در ناحیه‌ی وصله می‌شود و در نتیجه ظرفیت ستون افزایش پیدا می‌کند.

۳-۵ نمونه‌های آزمایشگاهی و نحوه انجام آزمایش

نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب شده در این پژوهش برگرفته از مدل موجود در مطالعه الچلکانی و همکارانش [۳۶] می‌باشد. نمونه‌های ساخته شده در آزمایشگاه به صورت شماتیک در شکل ۳-۶ نشان داده شده است.



شکل ۳-۶: شکل (a) شماتیک تیر بتنی مسلح، شکل (b) شماتیک ستون بتنی مسلح

در آزمایشگاه، ۱۷ نمونه بتنی مستطیلی شامل ۱۳ نمونه ستون و ۴ نمونه تیر با مقطع عرضی $۱۶۰ * ۲۶۰$ میلی‌متر مربع و طول ۱۲۰۰ میلی‌متر، تحت شرایط مختلف بارگذاری قرار گرفتند؛ که از این نمونه‌ها، ۷ نمونه بتنی، شامل ۲ تیر بتنی مسلح فولادی و GFRP تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای و ۵ ستون بتنی مسلح فولادی و GFRP تحت بارگذاری‌های متمرکز و بارگذاری با خروج از مرکزیت‌های ۲۵ و ۴۵ میلی‌متر، جهت صحت‌سنجی انتخاب شدند. مشخصات هندسی و خواص فیزیکی بتن و میلگردها در نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول ۱-۳-۲-۳ و جدول ۳-۳-۳ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که قطر آرماتورهای عرضی فولادی و GFRP به ترتیب برابر با ۶ و ۶،۳۵ میلی‌متر و قطر آرماتورهای طولی فولادی و GFRP برابر با ۱۲ و ۱۲،۷ میلی‌متر می‌باشد. همانطور که در شکل ۳-۷ نشان داده شده، پوشش بتن برای مقطع بتنی مسلح با آرماتورهای فولادی به میزان ۴۰ میلی‌متر و پوشش بتنی مقطع بتنی مسلح با آرماتورهای GFRP، نصف این مقدار، ۲۰ میلی‌متر، در نظر گرفته شده است. چهار سیلندر بتنی به قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر جهت تعیین مقاومت بتن ریخته و آزمایش شدند. دو سیلندر پس از ۲۸ روز و دو سیلندر دیگر پس از ۳۳ روز آزمایش شدند. نتایج طبق جدول ۳-۴ نشان داد که میانگین مقاومت بتن ۳۲،۷۵ مگاپاسکال است [۳۶]. در ستون‌ها و تیرهای بتنی مسلح GFRP، آرماتورهای طولی و عرضی هر دو از جنس GFRP و در ستون‌ها و تیرهای بتنی مسلح فولادی، آرماتورهای طولی و عرضی هر دو از جنس فولاد می‌باشند. نمونه‌های ستون در ماشین آزمایش آملسر قرار گرفتند و بیس پلیت با نرخ ۲۰ کیلونیوتن بر دقیقه به کلاهک فولادی نیروی فشاری وارد کرده است درحالی‌که نمونه‌های تیر به طور افقی در ماشین آزمایش آملسر قرار گرفتند، دو غلتک به فاصله ۳۶۷ میلی‌متر روی نمونه بتنی قرار گرفت و با نرخ ۲ کیلونیوتن بر دقیقه بارگذاری انجام شد. دو گیج کرنش روی میلگردهای طولی هر نمونه، وسط ارتفاع ستون، در وجه‌های مقابل هم نصب شدند تا میزان فشار و کشش اندازه‌گیری شده و سپس منحنی تنش-کرنش بتن حاصل شوند. در ستون‌های بتنی با بارگذاری خارج از مرکزیت، بار در راستای طولی ستون، به کمک استوانه فولادی (پین)، از ماشین آملسر به نمونه وارد می‌شود. مشابه این روند در ستون‌های با بارگذاری متمرکز نیز وارد می‌شود با این تفاوت که در این ستون‌ها از پین استفاده نمی‌شود. پین‌ها منجر به دوران بالا و پایین ستون در طول خمش در ستون‌های با خروج از مرکزیت می‌شوند. در تیرها خمش حول محور ضعیف انجام می‌گیرد، بنابراین نمونه به گونه‌ای بارگذاری می‌گردد که مقطع با طول بزرگتر (۲۶۰ میلی‌متر)، پهنای تیر و مقطع با طول کوچکتر (۱۶۰ میلی‌متر)، عمق تیر باشد.

جدول ۱-۳: مشخصات مقطع بتنی

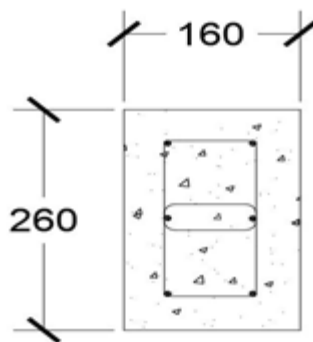
مقطع بتنی مسلح به فولاد	GFRP مقطع بتنی مسلح به	
۱۶۰*۲۶۰*۱۲۰۰	۱۶۰*۲۶۰*۱۲۰۰	ابعاد مقطع بتنی (میلی متر مکعب)
۴۰	۲۰	پوشش بتن (میلی متر)
۱۵۰	۱۵۰	فاصله خاموت (میلی متر)
۳۲,۷۵	۳۲,۷۵	مقاومت فشاری میانگین سیلندر بتنی (مگاپاسکال)
۱,۹۳	۱,۹۸	نسبت حجمی میلگردگذاری طولی (ρ_c)

جدول ۲-۳: خواص فیزیکی میلگردهای GFRP

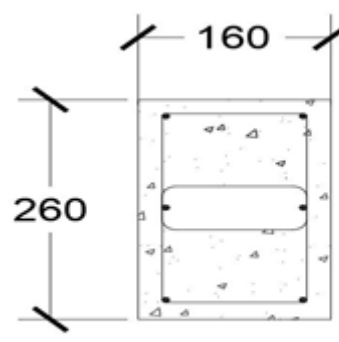
قطر میلگرد (میلی متر)	مساحت (میلی متر مربع)	مدول الاستیک کششی (گیگاپاسکال)	مقاومت کششی (مگاپاسکال)	کرنش نهایی در کشش (بر حسب درصد)
۶,۳۵	۳۱,۷	۴۶,۱	۷۸۴	۱,۹
۱۲,۷	۱۲۶,۷	۴۶,۳	۷۰۸	۱,۷

جدول ۳-۳: خواص فیزیکی میلگردهای فولادی

قطر میلگرد (میلی متر)	مساحت (میلی متر مربع)	مدول الاستیک (گیگاپاسکال)	مقاومت تسلیم (مگاپاسکال)	مقاومت نهایی (مگاپاسکال)	کرنش تسلیم (درصد)	کشیدگی (درصد)
۶	۲۸	۲۰۰	۲۵۰	۲۷۰	۰,۱۲۵%	۵%
۱۲	۱۱۰	۲۰۰	۵۰۰	۵۴۰	۰,۲۵%	۵%



(ب)



(الف)

شکل ۳-۷: نمایی از مقطع بتنی: (الف) مقطع بتن مسلح با آرماتور GFRP با پوشش بتن ۲۰ میلی متر. (ب) مقطع بتن مسلح با آرماتور فولادی با پوشش بتن ۴۰ میلی متر

جدول ۳-۴: نتایج حاصل از آزمایش سیلندر بتنی [۳۶]

سیلندر	مدت عمل آوری (روز)	بار اوج (کیلو نیوتن)	مقاومت (مگاپاسکال)
۱	۲۸	۲۴۶,۵	۳۱,۳۹
۲	۲۸	۲۵۳	۳۲,۲۱
۳	۳۳	۲۶۳,۳	۳۳,۵۳
۴	۳۳	۲۶۵,۹	۳۳,۸۶
میانگین		۲۵۷,۲	۳۲,۷۵

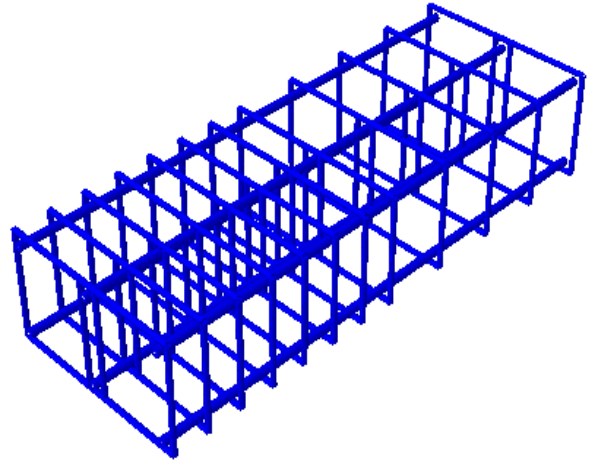
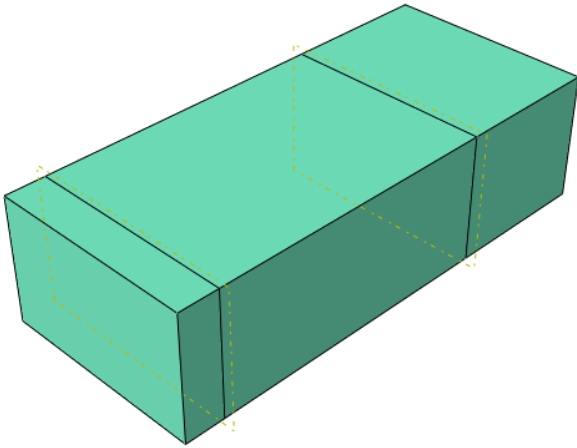
۳-۶ شرح روش اجزاء محدود

در این پژوهش، روش اجزاء محدود در محیط نرم افزار آباکوس صورت گرفته است و آنالیز از نوع غیرخطی می باشد. به منظور مدل سازی بتن و پلیت های فولادی از المان آجری شکل پذیر هشت گره ای سه بعدی موسوم به C3D8R با یکپارچگی کاهش یافته و جهت مدل سازی میلگردها، از المان نوع خرپا دو گره ای شکل پذیر موسوم به T3D2R استفاده شده است. علت استفاده از المان خرپا برای میلگردها این است که تنها سختی محوری فراهم می کند که بیانگر مقاومت ضعیف GFRP در جهت عمود بر راستای ذرات است.

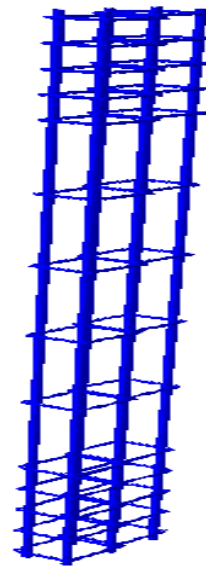
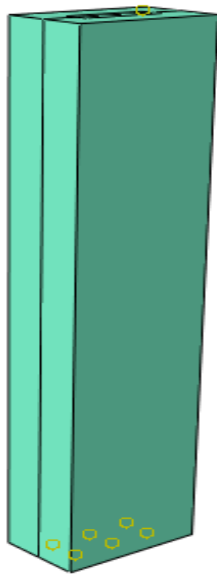
۳-۷ مدل سازی هندسه سازه

جهت مدل سازی هندسه سازه، با توجه به مدل مرجع [۳۶] که همان نمونه های ساخته شده در آزمایشگاه می باشد، المان بتن، آرماتورها (خاموت ها و میلگردهای طولی) و در ستون ها المان ورق، مدل سازی می شود. هندسه مدل های اجزاء محدود در شکل ۳-۸ نشان داده شده است. المان بتن و ورق به صورت یک مقطع صلب سه بعدی همگن و المان آرماتور، به صورت یک المان سیمی سه بعدی شبیه سازی شدند. لازم به ذکر است که در نرم افزار طبق اصل تقارن، نصف تیر مدل شده است. هم چنین فاصله خاموت ها بر اساس آیین نامه بتن ایران [۴۳] و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۴۴] تعیین می شود؛ بدین صورت که به منظور کاهش احتمال شکست برشی در دو انتهای ستون، با انتخاب طول بحرانی به اندازه ۲۲۵ میلی متر، در دو انتهای ستون، خاموت ها به فاصله ۵۰ میلی متر از یکدیگر قرار می گیرند. در تیرها طول بحرانی به میزان ۳۰۰ میلی متر انتخاب شده است و فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی به ۴۰ میلی متر تغییر می یابد. در ستون های با بار گذاری خروج از مرکزیت و متمرکز، همانطور که در قسمت (ج) و

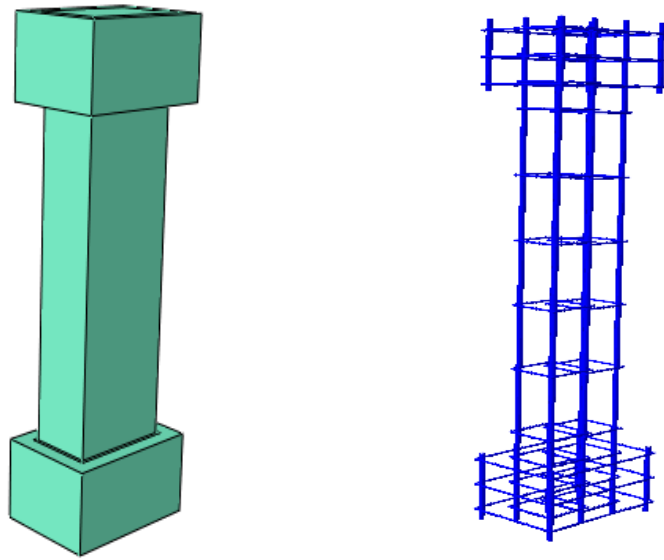
(د) از شکل ۸-۳ مشاهده می‌شود، مقطع ابتدا و انتهای ستون به منظور کاهش اثرات نهایی (آسیب بتن) از هر دو طرف به میزان ۱۰۰ میلی‌متر بزرگتر در نظر گرفته می‌شود.



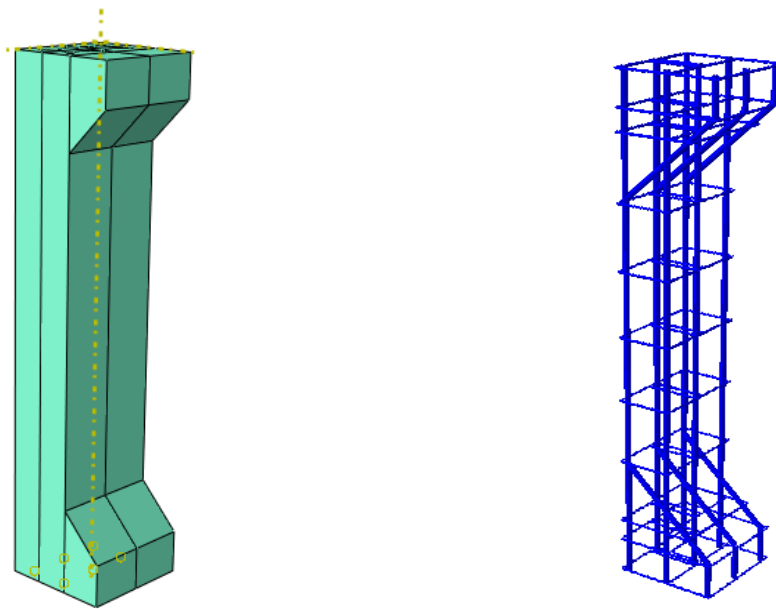
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

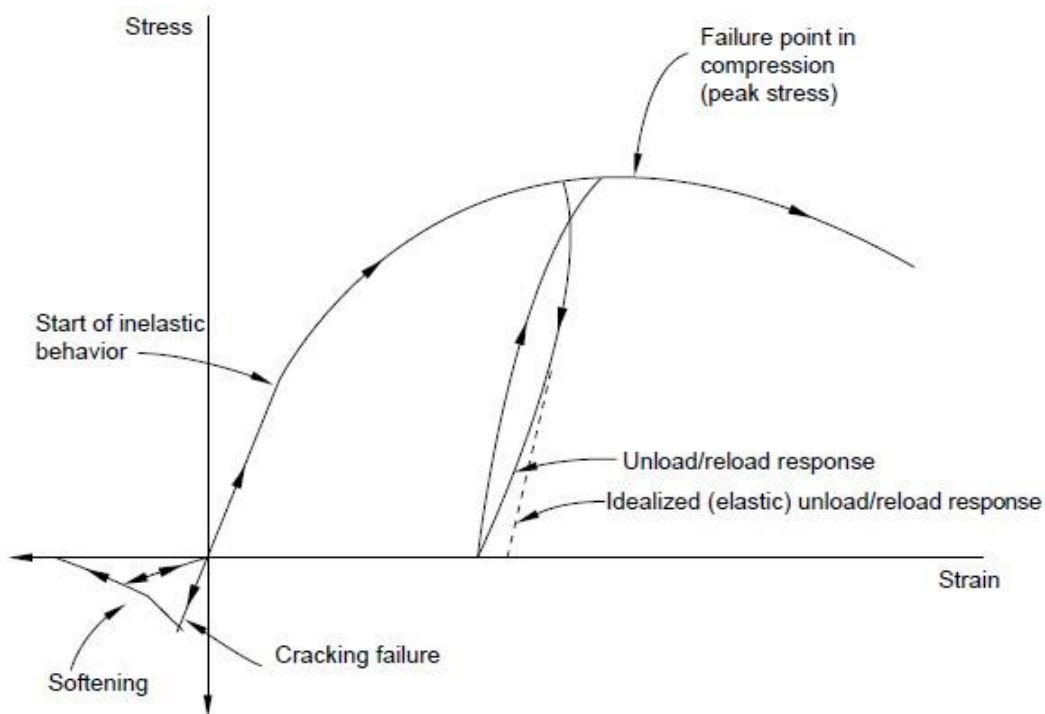
شکل ۳-۸: هندسه مدل‌های اجزاء محدود در نرم افزار ABAQUS: (الف) تیر بتنی مسلح GFRP و فولادی. (ب) ستون بتنی مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز. (ج) ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری متمرکز. (د) ستون بتنی مسلح GFRP و فولادی با بارگذاری خروج از مرکزیت

۸-۳ مدل‌سازی مصالح سازه

در این بخش که پس از مدل‌سازی هندسه سازه انجام می‌گیرد، اختصاص خصوصیات مکانیکی به مدل‌های اجزاء محدود به منظور شبیه‌سازی رفتار واقعی سازه می‌باشد. مدل‌ها موجود در این پژوهش، از لحاظ خصوصیات مکانیکی به سه گروه بتن، فولاد و GFRP تفکیک می‌شوند. در ادامه به نحوه تعریف خصوصیات مکانیکی هر کدام از این گروه‌ها جهت اختصاص دادن به مدل‌های هندسی ساخته شده در مرحله قبل، پرداخته می‌شود.

۱-۸-۳ مدل بتن

رفتار غیرخطی و کاملاً متفاوت بتن تحت فشار و کشش، از عوامل اصلی در پیچیدگی مدل‌سازی نمونه‌های بتنی می‌باشد. شکل ۹-۳ رفتار نمونه‌ی استاندارد بتنی را تحت بار تک‌محوره در کشش و فشار نشان می‌دهد.



شکل ۹-۳: نمودار تنش-کرنش بتن تحت بارگذاری تک‌محوره [۳۸]

معمولاً رفتار تنش-کرنش بتن در کشش، تا حصول تنش ترک‌خوردگی، خطی می‌باشد. پس از رسیدن تنش به این حد، سختی کششی بتن کاهش می‌یابد. ترسیم این قسمت از منحنی به علت سرعت بسیار بالای

ایجاد ترک در بتن، حتی در پیشرفته‌ترین دستگاه‌ها هم قابل ترسیم نمی‌باشد و لذا تنها به کمک آزمایشات استاندارد می‌توان تنش ترک خوردگی کششی در بتن را به دست آورد [۳۸].

نمونه‌ی بتنی تحت بارگذاری تک‌محوره‌ی فشاری نیز تا حد مشخصی رفتار تقریباً خطی از خود نشان می‌دهد و بعد از این حد، رفتار آن کاملاً غیرخطی می‌باشد. در فضای بارگذاری کلی، این حد تبدیل به یک‌رویه به نام سطح تسلیم می‌شود. پس از نقطه‌ی تسلیم، رفتار پلاستیک بتن با سخت شدن تنش تا حد تنش نهایی ادامه یافته و سپس رفتار نرم شدن کرنش^۲ صورت می‌پذیرد. اگر در مرحله‌ی رفتار غیرخطی باربرداری کامل صورت گیرد، نمونه دارای تغییر شکل دائمی می‌شود و کرنش به صفر نمی‌رسد. مهم‌ترین جنبه‌ی رفتاری بتن، ترک خوردگی آن تحت کشش می‌باشد. بر همین اساس از چهار روش زیر می‌توان برای مدل‌سازی بتن استفاده کرد [۳۸].

۱- مدل ترک‌های جداشده: اگر المان به شرایط ترک خوردگی رسید، المان موازی با صفحه‌ی ترک خوردگی به دو قسمت تقسیم شده و در دو طرف درجه‌های آزادی جدیدی تعریف می‌شود. این روش نیاز به انجام شبکه‌بندی مجدد در طی حل را دارد.

۲- مدل ترک‌های (پخش شده): در این روش اثرات ترک خوردگی به وسیله‌ی کاهش سختی ماده در جهت عمود بر ترک در محاسبات لحاظ می‌گردد. بدین ترتیب پیش از آغاز ترک، که با معیار ویژه خود تشخیص داده می‌شود، سختی المان با رابطه‌ی ارتوتروپیک بین تنش و کرنش که پس از ترک در المان حاکم می‌شود، محاسبه می‌گردد و جایگزین سختی اولیه می‌شود. مزیت عمده این روش سادگی و کم‌هزینه بودن تحلیل می‌باشد.

۳- مدل ترک خوردگی بتن^۳: این روش در شرایطی که خردشدگی و گسیختگی فشاری بتن، برخلاف توسعه‌ی ترک کششی در آن، چندان اهمیتی نداشته باشد، استفاده می‌شود. در این مدل، رفتار بتن در فشار به صورت خطی فرض می‌شود و با یک معیار ساده‌ی گسیختگی ترد اجازه حذف المان‌ها از شبکه داده می‌شود.

۴- مدل آسیب پلاستیک بتن^۴: این مدل از مفهوم آسیب‌دیدگی همسانگرد در محدوده‌ی خطی و با ترکیب کشش ایزوتوپ و فشار پلاستیک جهت نمایش رفتار غیرخطی بتن بکار می‌رود. در این روش به دلیل عدم

^۱Stress Hardening

^۲Strain Softening

^۳The Discrete Crack Model

^۴The Smeared Crack Model

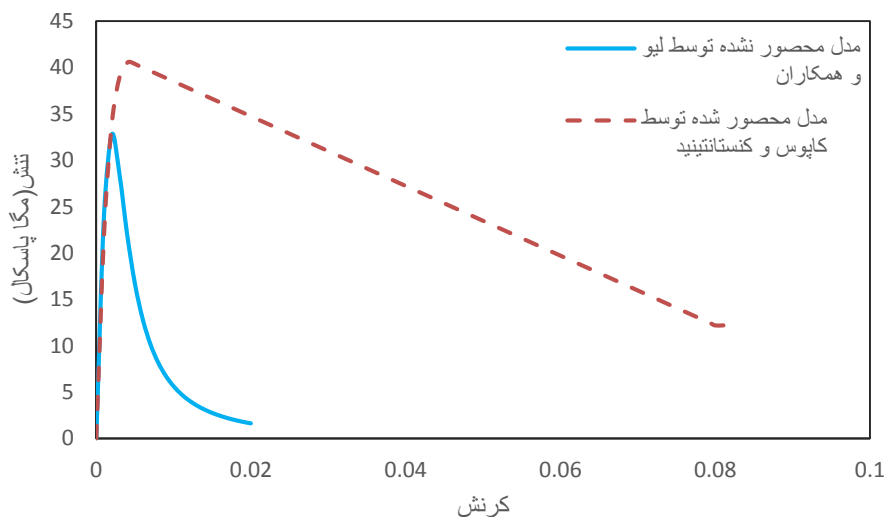
^۵Concrete Cracking Model

^۶Concrete Damaged Plasticity

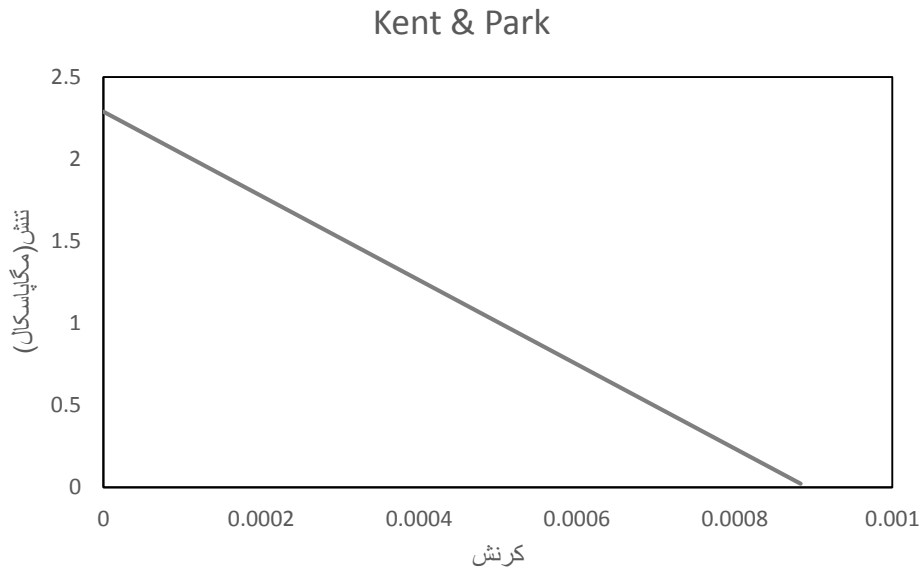
وجود ضوابط گسیختگی امکان حذف المان‌ها یا ایجاد ترک در طول تحلیل وجود ندارد، ولی این مدل توانایی پیش‌گویی محل و جهت تشکیل ترک‌ها را دارد.

۳-۸-۱-۱ مدل آسیب پلاستیک بتن

در نرم‌افزار ABAQUS، جهت معرفی مصالح، طیف وسیعی از خصوصیات رفتاری غیرالاستیک وجود دارد که در این پژوهش مدل پلاستیسته آسیب‌دیده بتن، بر پایه مدل لیو و همکارانش [۴۵]، مناسب‌ترین مدل جهت توصیف رفتار بتن نمونه‌های آزمایشگاهی می‌باشد که رفتار غیرخطی بتن را با استفاده از مفاهیم الاستیک آسیب دیده ایزوتروپیک و پلاستیسته کششی فشاری توصیف می‌کند. در این مدل دو مکانیزم گسیختگی ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری برای بتن فرض می‌شود. رفتار بتن تحت کشش نیز تا تشکیل ریز ترک‌های اولیه در تنش حداکثر (تنش گسیختگی) به صورت خطی و پس از آن، تنش بر حسب کرنش ترک خوردگی و اعمال ضرایب آسیب کششی به منظور کاهش مدول الاستیسته در اثر ترک خوردگی تعریف می‌شود. نمودار تنش - کرنش بتن در فشار و کشش در نشان داده شده است. نمودار تنش - کرنش برای بتن محصور نشده در فشار بر پایه روابط لیو و همکاران [۴۵] ترسیم شده و برای بتن محصور شده در فشار بر پایه روابط کاپوس و کنستانتینید [۴۶] تعریف می‌شود. هم‌چنین برای بتن در کشش، از رابطه خطی کنت و پارک [۴۷] مقادیر تنش - کرنش مشخص می‌شود. مقادیر تنش بر حسب کرنش ترک خوردگی (پلاستیک) به نرم افزار وارد شده است. نمودار تنش - کرنش بتن در فشار برای ناحیه محصور شده و محصور نشده در شکل ۳-۱۰ نشان داده شده است و نمودار تنش - کرنش بتن در کشش در شکل ۳-۱۱ ارائه شده است.



شکل ۳-۱۰: نمودار تنش - کرنش بتن در فشار



شکل ۳-۱۱: نمودار تنش-کرنش بتن در کشش

روابط تنش-کرنش بتن در ناحیه برگشت پذیر (الاستیک خطی) به صورت زیر می‌باشد:

مدول یانگ بتن با استفاده از معادله (۳-۳) تعیین شده است:

$$E_c = 3320 \sqrt{f_c} + 6900 \quad (3-3)$$

این معادله از ضوابط موجود در آیین‌نامه ACI 363R-10 [۴۸] پیروی می‌کند.

f_c مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، E_c مدول یانگ بتن می‌باشد. ضریب پواسون بتن، ۰٫۲ فرض شده است.

همانطور که قبلاً گفته شد، در ناحیه غیرالاستیک از مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن استفاده شده است. این مدل

پنج مولفه رفتاری شامل: رفتار فشاری، آسیب فشاری، رفتار کششی، آسیب کششی و پلاستیسیته را در برمی‌گیرد.

در این پژوهش، رفتار پلاستیسیته بتن به صورت زیر در نرم‌افزار تعریف شده است [۴۹]:

$$\psi = 40 \quad (4-3)$$

$$\frac{f_{bo}}{f_c} = 1.0 (f_c)^{-0.075} \quad (5-3)$$

$$K_C = \frac{0.0}{0.02 + (f_c)^{0.075}} \quad (6-3)$$

پارامتر λ ، زاویه انبساط بتن و K_C ضریب شکل برای سطح تسلیم، f_{bo} تنش تسلیم فشاری دو محوره اولیه می‌باشد.

این پارامترها در مدل پلاستیسیته، توسط رفتارهای فشاری و محصورشدگی کنترل می‌شوند.

۳-۸-۱-۱-۱ رفتار فشاری بتن

به همین ترتیب روابط تنش- کرنش فشاری تک محوره بتن، طبق معادلات (۷-۳)، (۸-۳)، (۹-۳) و (۱۰-۳) به نرم‌افزار وارد شدند. این معادلات از روابط ليو و همکارانش [۴۵] جهت مدلسازی رفتار تنش-کرنش بتن استفاده کردند. در شکل ۳-۱۰، منحنی تنش-کرنش بتن محصور نشده حاصل شده از روابط ليو و همکارانش [۴۵] نشان داده شده‌است.

$$\sigma_c = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{1 + \left((R + R_E - \gamma) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) \right) - \left((\gamma \cdot R - 1) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^\gamma \right) + \left(R \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^\gamma \right)} \quad (7-3)$$

$$R = \left(\frac{R_E (R_\sigma - 1)}{(R_E - 1)^\gamma} \right) - 0.2 \quad (8-3)$$

$$R_E = \left(\frac{E_c}{E_s} \right) \quad (9-3)$$

$$E_s = \left(\frac{f_c}{\varepsilon_{co}} \right) \quad (10-3)$$

σ_c تنش فشاری بتن، ε_c کرنش فشاری، ε_{co} کرنش فشاری در بار اوج می‌باشد. ε_{co} طبق رابطه مندر [۹] برابر 0.002 فرض شده‌است. R_σ و R_E برابر ۴ فرض می‌شود.

لازم به ذکر است که مقادیر کرنش، با استفاده از معادله (۳-۱۱) به کرنش غیرالاستیک (ε^{in}) تبدیل می‌شود؛ زیرا در اولین سطر قسمت فشاری مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن، باید تنش الاستیک ماکزیمم بتن اختصاص داده شود.

$$\varepsilon^{in} = \varepsilon - \varepsilon^{el} \quad (11-3)$$

Liu et al. ^۱Mander ^۲

در معادله (۱۱-۳)، کرنش الاستیک نامیده می‌شود.

۳-۱-۱-۸-۲ مدل محصور شده برای بتن

در این پژوهش، ستون‌های با بارگذاری متمرکز جهت متمایز کردن نواحی محصور شده و محصور نشده بتن، پارتیشن‌بندی شدند. برای بتن در ناحیه محصورشدگی از روابط کاپوس و کنستانتینید [۴۶] استفاده شده است. معادلات (۱۲-۳)، (۱۳-۳)، (۱۴-۳) و (۱۵-۳) با محاسبه مقاومت تشدید یافته بتن، در ناحیه محصورشدگی ایجاد شده توسط خاموت‌ها، به توصیف منحنی تنش-کرنش پس از ناحیه اوج می‌پردازد.

$$f_{cc} = 0.85 * f_c + 10.3 * (\alpha * \rho_h * f_{yh})^{0.4} \quad (12-3)$$

$$\alpha = \left\{ 1 - \frac{\sum_{i=1}^n C_i}{b_c * d_c} \right\} \left(1 - \frac{S}{b_c} \right) \left(1 - \frac{S}{d_c} \right) \quad (13-3)$$

f_{cc} مقاومت بتن محصور شده، f_c مقاومت بتن محصور نشده سیلندر [۵۰]، ρ_h درصد حجمی خاموت‌ها می‌باشد که از رابطه (۱۴-۳) حاصل می‌شود.

$$\rho_h = \frac{(b_c + d_c) A_{SP}}{b_c * d_c * S} \quad (14-3)$$

در رابطه بالا S ، فاصله بین میلگردهای عرضی (خاموت‌ها) و b_c ، d_c به ترتیب پهنا و عمق ناحیه بتن محصور شده، A_{SP} مساحت مقطع عرضی میلگردهای برشی، C_i فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای طولی که توسط خاموت‌ها به صورت جانبی محصور شده‌اند، f_{yh} مقاومت کششی بست‌های GFRP مطابق با آیین‌نامه ACI 440R-15 [۲] که از رابطه (۱۵-۳) حاصل می‌شود.

(۱۵-۳)

$$f_{yh} = f_{fu} \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3 \right) \leq f_{fu}$$

شکل ۱۰-۳، منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده حاصل شده از روابط کاپوس و کنستانتینید [۴۶] نشان داده شده است.

۳-۱-۱-۸-۳ رفتار کششی بتن

منحنی تنش-کرنش بتن در کشتش از رابطه خطی زیر حاصل شده است.

$$f_t = \begin{cases} f_{ct} - 0.099 * E * \varepsilon_t & \varepsilon_t < 10 * \varepsilon \\ 0 & \varepsilon_t > 10 * \varepsilon \end{cases} \quad (16-3)$$

ε_t کرنش کششی می‌باشد. تنش تسلیم کششی طبق معادله (۱۷-۳) بیان شده است.

$$f_{ct} = 0.4 \sqrt{f_c} \quad (17-3)$$

همانطور که در قسمت قبل گفته شد f_c مقاومت بتن محصور نشده سیلندر است.

۴-۱-۱-۸-۳ تئوری مکانیک آسیب

تئوری مکانیک آسیب محیط‌های پیوسته، ایجاد ترک‌ها در پریود اولیه بدون بار، گسترش ترک‌ها در طول بارگذاری و بنابراین شروع افت مقاومت مصالح را در برمی‌گیرد [۴۹]. نرم افزار آباکوس دو پارامتر را به عنوان شاخص‌های خرابی از کاربر می‌خواهد: اول، پارامتر آسیب تحت بارگذاری فشاری بتن (شاخص خرابی فشاری) d_c ، دوم، پارامتر آسیب تحت بارگذاری کششی بتن (شاخص خرابی کششی) d_t که به صورت زیر تعریف می‌شوند [۴۵]. هم‌چنین روابط بین تنش فشاری، کرنش، کرنش پلاستیک و شاخص‌های آسیب کششی و فشاری در شکل ۱۲-۳ نشان داده شده است.

$$d_c = \frac{(1-\eta_c)\varepsilon_c^{in} E_c}{\sigma_c + (1-\eta_c)\varepsilon_c^{in} E_c} \quad (18-3)$$

$$\eta_c = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{in}} \quad (19-3)$$

η_c طبق نتایج به دست آمده از آزمایشگاه، برابر ۰,۷ فرض شده است.

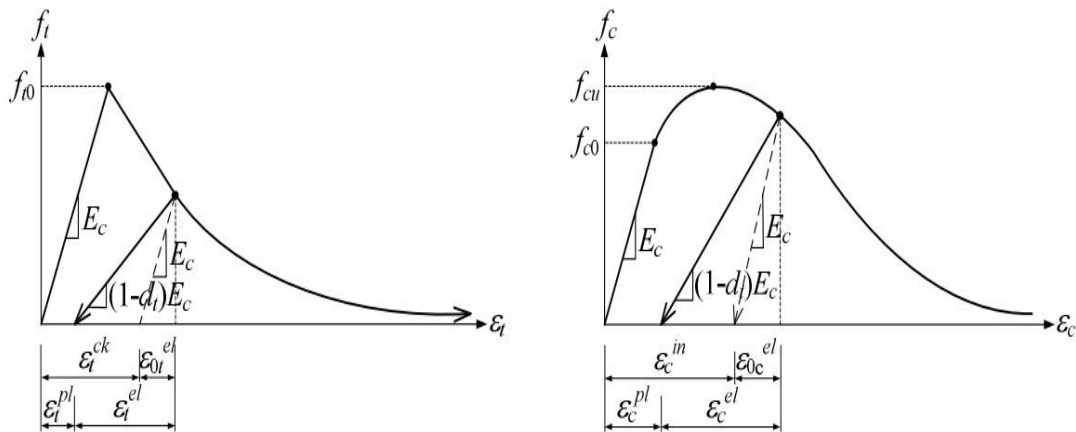
روابط کرنش الاستیک و پلاستیک طبق روابط لیو [۴۵] به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\varepsilon^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E} \quad (۲۰-۳)$$

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon^{in} - \frac{d_c \sigma_c}{(1-d_c)E} \quad (۲۱-۳)$$

$$d_t = \frac{\eta_t \varepsilon^{in} E}{\sigma_c + \eta_t \varepsilon^{in} E} \quad (۲۲-۳)$$

η_t نیز طبق نتایج به دست آمده از آزمایشگاه، برابر ۰,۶ فرض شده است.



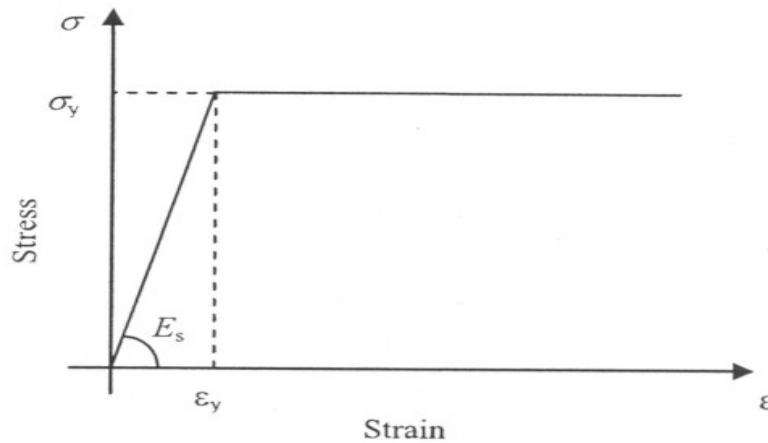
شکل ۳-۱۲: مدل پلاستیسیته آسیب فشاری و کششی بتن محصور نشده [۴۵]

۳-۱-۱-۸-۵ و اسکوزیته:

در مدل آسیب پلاستیک امکان واگرایی جواب‌ها در مراحل اولیه‌ی تحلیل به دلیل کاهش سختی زیاد، ناشی از ایجاد ترک کششی و خردشدگی فشاری بتن، وجود دارد. یک روش رایج برای حل این مشکل، استفاده از یک ضریب ویسکو پلاستیک در معادلات حاکم بر رفتار ماده می‌باشد، که باعث در نظر گرفتن سختی مماسی پایدار (مثبت)، برای مدت‌زمانی بسیار کوتاه در شاخه‌ی نرم شدگی ماده می‌شود. استفاده از پارامتر ویسکوزیته، به تنش‌ها اجازه می‌دهد که از سطح تسلیم خارج شده و دوباره به روی این سطح بازگردند. استفاده از مقادیر کوچک برای پارامتر ویسکوزیته (کوچک در مقایسه با بازه‌های زمانی در نظر گرفته شده برای حل) معمولاً سرعت همگرایی را افزایش می‌دهد، ولی تغییر چندانی در نتایج ندارد [۵۱].

۲-۸-۳ مدل فولاد

در این پژوهش، جهت مدل‌سازی میلگردهای فولادی، از مدل دو خطی الاستوپلاستیک کامل ایزوتروپیک استفاده شده است. رفتار این میلگردها در ناحیه الاستیک با مدول یانگ و ضریب پواسون و در ناحیه پلاستیک بر اساس معیار مایسز تعریف شده است. نمودار تنش- کرنش فولاد در شکل ۳-۱۳ نشان داده شده است.



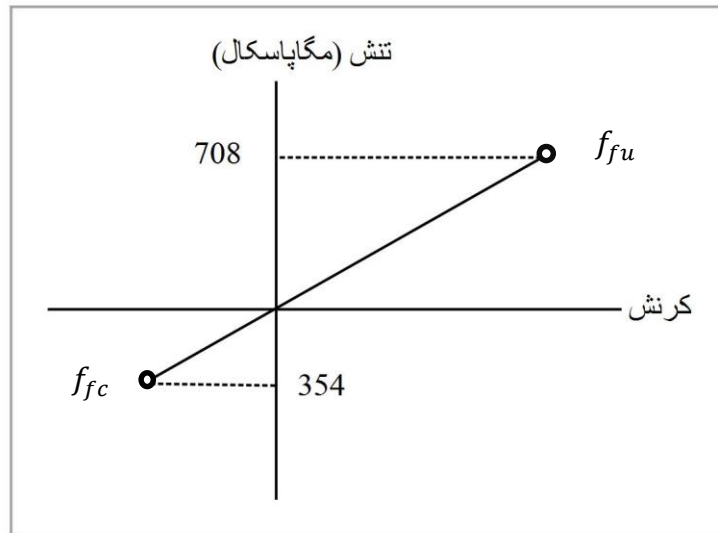
شکل ۳-۱۳: نمودار تنش-کرنش دو خطی فولاد

سپس خصوصیات الاستیک و پلاستیک فولاد جهت تخصیص دادن به اجزای فولادی شامل آرماتورها و ورق‌ها به نرم‌افزار ABAQUS داده می‌شود. به همین ترتیب از ماژول Material در محیط نرم‌افزار آباکوس، خواص الاستیک و پلاستیک و چگالی فولاد به صورت جداگانه به نرم‌افزار معرفی می‌شوند. در این پژوهش، خواص الاستیک فولاد، شامل مدول الاستیسیته و ضریب پواسون فولاد به ترتیب برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و ۰٫۳ می‌باشد. وزن مخصوص فولاد ۰٫۰۰۰۰۰۷۸۵ نیوتن بر میلی‌متر مکعب است. هم‌چنین در قسمت پلاستیک با مراجعه به جدول ۳-۳ یک مدل دو خطی با احتساب کرنش غیرالاستیک در نرم‌افزار تعریف می‌شود.

۳-۸-۳ مدل GFRP

رابطه تنش-کرنش میلگردهای GFRP به صورت الاستیک خطی ایزوتروپیک فرض می‌شود. هیچ ضابطه آسیبی برای این میلگردها به کار نمی‌رود. خواص این میلگردها به مد بارگذاری (فشاری یا کششی) وابسته می‌باشد. در این پژوهش مدول یانگ در فشار و کشش یکسان فرض شده است و طبق جدول ۳-۲، برای میلگردهای طولی ۴۶۳۰۰ مگاپاسکال و برای میلگردهای عرضی برابر با ۴۶۱۰۰ مگاپاسکال می‌باشد منتهی مقاومت فشاری

GFRP، نصف مقاومت کششی آن می‌باشد. همانند قسمت قبل، کرنش به صورت غیرالاستیک به نرم‌افزار وارد می‌شود. هم‌چنین ضریب پواسون ۰,۲۵ می‌باشد. قابل ذکر است که در این پژوهش در نرم‌افزار ABAQUS، رفتار میلگردهای GFRP به صورت مدل سه‌خطی تعریف شده‌است. شکل ۳-۱۴ نمودار تنش-کرنش میلگردهای GFRP در این پژوهش را نشان می‌دهد.



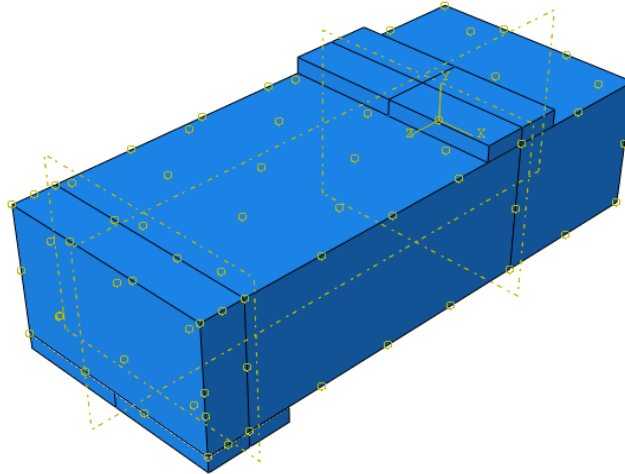
شکل ۳-۱۴: رابطه تنش-کرنش آرماتورهای GFRP در این پژوهش

پس از تعریف خواص مکانیکی مصالح و تخصیص آن‌ها به مقاطع هندسی مدل شده در نرم‌افزار، در مرحله بعد میبایست اجزا مطابق با نمونه‌های ساخته شده در آزمایشگاه، در محیط نرم‌افزار مونتاژ شوند. سپس اندرکنش بین قطعات در تماس با یکدیگر در نرم‌افزار تعریف شده و به سطوح موردنظر اختصاص یابند.

۳-۹ مدل‌سازی سطوح تماس

در این بخش، میبایست قطعاتی که با یکدیگر در تماس هستند و سطح مشترکی دارند، با یکدیگر درگیر شوند. به منظور شبیه‌سازی سطح مشترک بین بتن و آرماتورها، قید embedded در نرم‌افزار ABAQUS تعریف می‌شود. این قید در نرم‌افزار ABAQUS، نودهای میلگردگذاری را به درجات آزادی ناحیه میزبان (بتن) متناظر، محدود می‌کند. بنابراین سطح مشترک میلگردها و خاموت‌ها با بتن شبیه‌سازی نمی‌شود بلکه میلگردها و خاموت‌ها در نرم‌افزار ABAQUS در ناحیه بتن مدفون می‌شوند و منجر می‌شود که آرماتور به فضای بتنی اطراف خود چسبیده و با آن حرکت کند. در مرحله بعد ورق‌های فولادی به بتن tie می‌شوند. در نتیجه تعریف قید tie بین

سطح مشترک ورق فولادی و بتن، درجات آزادی آن‌ها به هم متصل شده و با هم حرکت می‌کنند و در نهایت از لغزش ورق فولادی روی سطح بتن جلوگیری می‌کند. این ورق‌های فولادی که به سطوح خارجی بالا و پایین بتن tie می‌شوند منجر به توزیع برابر بارگذاری اعمال شده روی سطح مدل، می‌شوند. شکل ۳-۱۵، یک مقطع تیر بتنی که با تعریف قید tie و embedded با آماتورها و ورق‌های فولادی درگیر شده‌اند، نشان می‌دهد.

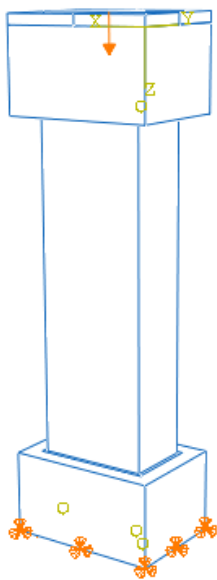


شکل ۳-۱۵: نمایی از مقطع تیر بتنی پس از تعریف اندرکنش بتن، میلگرد و ورق فولادی

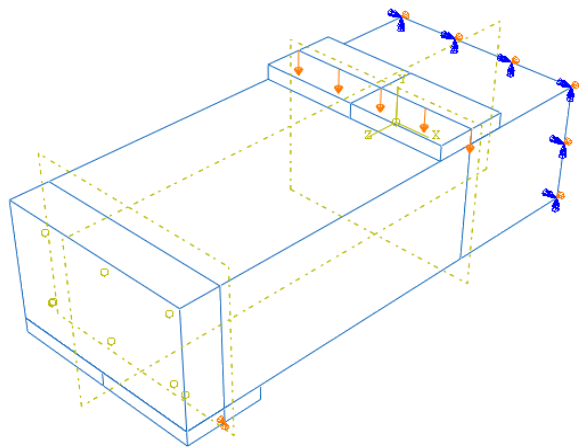
۳-۱۰ روش آنالیز اجزاء محدود

در این پژوهش، از تحلیل استاتیکی ریکس که به تحلیل بارافزون می‌باشد، استفاده می‌کنیم. تحلیل ریکس با افزایش تدریجی بار، به محاسبه بار و تغییر مکان ناشی از آن و سایر خروجی‌های مورد نظر می‌پردازد. سپس با اعمال جابه‌جایی مشخص به مدل، ظرفیت مدل را محاسبه می‌کنیم. در ستون‌های با بارگذاری متمرکز، جابه‌جایی ۱۵ میلی‌متر روی نقطه مرکزی ورق صلبی که به بالای ستون بسته شده، وارد می‌شود و پایه ستون در هر سه جهت x ، y و z بسته می‌شود. نصب ورق بالای ستون، منجر به توزیع یکنواخت تنش می‌شود؛ که در نتیجه از کماتش نودها در اثر تغییر شکل، جلوگیری می‌کند. هم‌چنین در ستون‌های با بارگذاری خروج از مرکزیت، جابه‌جایی ۱۵ میلی‌متر در خروج از مرکزیت مورد نظر، به مرکز ورق فولادی بسته شده در بالای ستون وارد می‌شود. در ستون‌های با بارگذاری خروج از مرکزیت، یک ورق صلب به پایه ستون بسته شده و همانند ورق بالای ستون، در محل اعمال بار خروج از مرکزیت، پارتیشن بندی می‌شود و در محل پارتیشن، در هر سه جهت x ، y و z بسته می‌شود و یا به عبارتی گیردار شده و همانند یک پین عمل می‌کند که اجازه دوران به دو طرف خط مرکزی ورق می‌دهد.

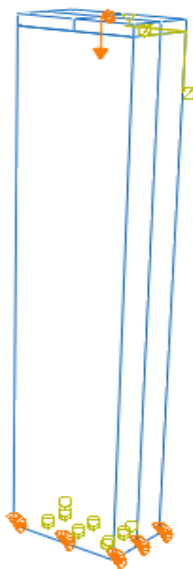
در تیرهای تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای، جابه‌جایی ۵۰ میلی‌متر، روی خطوط مرکزی دو ورق فولادی که به فاصله ۳۶۷ میلی‌متر قرار دارند، اعمال می‌شود. یک طرف تکیه‌گاه تیر، تنها در راستای X و Y گیردار شده‌است و طرف دیگر طبق اصل تقارن، در راستای Z (راستای طولی تیر) و همچنین، دوران در راستای X و Y بسته شده‌است. در شکل ۱۶-۳ شکل ۱۶-۳ به خوبی نحوه اعمال بار و شرایط مرزی در ستون‌های با بارگذاری متمرکز، نشان داده شده‌است.



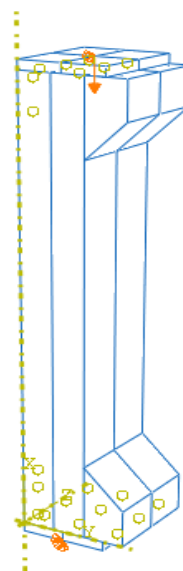
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۱۶-۳: شرایط مرزی مدل‌های اجزاء محدود: (الف) تیر بتنی مسلح، (ب) ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری متمرکز، (ج) ستون بتنی مسلح فولادی یا GFRP با بارگذاری خروج از مرکزیت، (د) ستون بتنی مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز

ستون‌ها با سایز تقریبی ۴۰ میلی‌متر در جهت طولی، عرضی و ضخامت مش‌بندی شده‌اند؛ زیرا در سایز تقریبی ۴۰ میلی‌متر، میزان اختلاف با نمودارهای به‌دست آمده از آزمایشگاه به حداقل ممکن می‌رسید.

۱۱-۳ نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی و صحت‌سنجی در نرم‌افزار ABAQUS

دو نمونه تیر بتنی و پنج نمونه ستون بتنی تحت شرایط بارگذاری مختلف، جهت صحت‌سنجی انتخاب شده‌اند. نمونه‌های ساخته شده در آزمایشگاه و مشخصاتشان جهت صحت‌سنجی در جدول ۳-۵ آمده‌است. در جدول ۳-۵، نمونه‌ها به اختصار نام‌گذاری شده‌اند؛ بدین صورت که حرف اول بیانگر نوع مصالحی که بتن را محصور کرده‌اند که S بیانگر فولاد و G بیانگر GFRP می‌باشد و عدد پس از حرف اول، بیانگر فاصله خاموت‌ها و سپس عدد آخر، بیانگر مقدار خروج از مرکزیت است. مدل‌های متناظر با این نمونه‌ها در نرم‌افزار، شبیه‌سازی شده و نتایج آن‌ها با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار می‌گیرند.

لازم به ذکر است که در همه نمونه‌ها معیار پایان تحلیل در نرم‌افزار ABAQUS با توجه به نوع خرابی ایجاد شده، ارزیابی می‌شود؛ که این خرابی شامل جاری شدن میلگرد فولادی، خردشدگی بتن فشاری و گسیختگی میلگرد GFRP است.

جدول ۳-۵: مشخصات مکانیکی نمونه‌ها

نمونه	نوع میلگرد	آرماتورهای طولی			آرماتورهای عرضی		خروج از مرکزیت بار (میلی‌متر)
		قطر در فشار (میلی‌متر)	قطر در کشش (میلی‌متر)	درصد حجمی میلگرد فشاری	قطر (میلی‌متر)	فاصله (میلی‌متر)	
S150-C	فولادی	۱۲	-	۱,۶۳۱	۶	۱۵۰	-
S150-25	فولادی	۱۲	۱۲	۰,۸۱۵۶	۶	۱۵۰	۲۵
S150-F	فولادی	۱۲	۱۲	۰,۸۱۵۶	۶	۱۵۰	-
G150-C	GFRP	۱۲,۷	-	۱,۸۲۷	۶,۳۵	۱۵۰	-
G150-25	GFRP	۱۲,۷	۱۲,۷	۰,۹۱۳۵	۶,۳۵	۱۵۰	۲۵
G150-45	GFRP	۱۲,۷	۱۲,۷	۰,۹۱۳۵	۶,۳۵	۱۵۰	۴۵
G150-F1	GFRP	۱۲,۷	۱۲,۷	۰,۹۱۳۵	۶,۳۵	۱۵۰	-

نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده‌است که شکست ستون‌های با بارگذاری متمرکز با میلگرد-گذاری عرضی به فاصله ۱۵۰ میلی‌متر، توسط کماتش میلگردهای طولی کنترل می‌شود. پس از کماتش میلگردهای طولی، خردشدگی هسته بتن اتفاق می‌افتد. مود شکست به نوع مصالح میلگردها (فولاد یا GFRP) و نحوه بارگذاری بستگی دارد. همانطور که در شکل ۳-۱۷ نشان داده شده‌است، در ستون بتنی مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز (S150-C)، کماتش محلی میلگردهای فولادی و در ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری متمرکز (G150-F)، تغییرشکل زیاد و گسیختگی خاموت‌های GFRP اتفاق افتاده است [۳۶].



(۲)



(۱)

شکل ۳-۱۷: ستون با بارگذاری متمرکز: (۱) ستون بتنی مسلح فولادی (S150-C). (۲) ستون بتنی مسلح GFRP (G150-C) [۳۶]

شکست نمونه‌های با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر، به علت خردشدگی بتن در وجه فشاری اتفاق افتاد. هر دو نمونه‌های ستون مسلح فولادی و GFRP در خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر، تغییرشکل خمشی در بخش پایینی ناحیه آزمایش نشان دادند. ترک خوردگی کششی روی وجه کششی هر ستون مشاهده شد. به عبارتی دیگر، در ستون بتنی مسلح فولادی با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر (S150-25)، شکست به علت خردشدگی بتن در بالا و لغزش ورق بارگذاری اتفاق افتاد در حالی که در ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر (G150-25) در جای خود باقی ماند و صرفاً کماتش کرد. در شکل ۳-۱۸ ستون‌های مسلح فولادی و GFRP با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر، پس از انجام آزمایش بر روی آن‌ها، نشان داده شده‌اند.

در ستون با خروج از مرکزیت بالا (۴۵ میلی‌متر)، شکست به علت خوردشدگی بتن نزدیک به پایه و جه فشاری اتفاق افتاد که منجر به از دست دادن تعادل نمونه و لغزش ورق فولادی بارگذاری به سمت خارج از ستون گردید. در شکل ۳-۱۹ ترک‌های کششی روی ستون بتنی مسلح GFRP تحت بارگذاری با خروج از مرکزیت ۴۵ میلی‌متر، نشان داده شده‌است.



(۲)



(۱)

شکل ۳-۱۸: ستون با خروج از مرکزیت کوچک: (۱) ستون بتنی مسلح فولادی (S150-25). (۲) ستون بتنی مسلح GFRP (G150-25) [۳۶]



شکل ۳-۱۹: ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت بزرگ (G150-45) [۳۶]

مدهای شکست در اعضای خمشی شامل خمش، خردشدگی بتن و برش می‌باشند. تیر بتنی مسلح GFRP (G150-F) به علت برش و خردشدگی بتن شکست خورد؛ در حالی که تیر بتنی مسلح فولادی (S150-F) تنها به علت برش شکست خورد. در شکل ۳-۲۰ تیرهای بتنی مسلح GFRP و فولادی تحت بارگذاری خمشی چهارنقطه‌ای، پس از آزمایش نشان داده شده‌اند. همچنین در شکل ۳-۲۰، خردشدگی جزئی بتن در اطراف غلتک‌های اعمال بار مشاهده شده است.



(۲)



(۱)

شکل ۳-۲۰: تیرهای بتنی مسلح تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای: (۱) تیر مسلح فولادی (۲) تیر مسلح GFRP [۳۶]

در جدول ۳-۶ نتایج آزمایشگاهی برای همه نمونه‌ها تحت شرایط بارگذاری مختلف نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود؛ ظرفیت نهایی ستون‌های بتنی مسلح GFRP در بیشتر موارد، کمتر از ستون‌های بتنی مسلح فولادی بوده است. میانگین ظرفیت باربری محوری ستون‌های مسلح GFRP، ۹۳٫۵ درصد ستون‌های بتنی مسلح فولادی متناظرشان است. ظرفیت فشاری نهایی مقطع بتنی ساده بر اساس مقاومت میانگین سیلندر بتنی (۳۲٫۷۵ مگاپاسکال) و مقطع عرضی ۱۶۰*۲۶ میلی‌متر مربع، برابر با ۱۳۶۲٫۴ کیلونیوتن می‌باشد که مطابق با جدول ۳-۶، ستون‌های بتنی مسلح با آرماتورهای GFRP، به طور میانگین، ۳٫۲ درصد افزایش در ظرفیت باربری ایجاد کردند و ستون‌های بتنی مسلح با آرماتورهای فولادی به طور میانگین، ۱۵٫۸ درصد افزایش در ظرفیت باربری داشتند [۳۶].

شکل پذیری، میزان انرژی جذب شده، پس از بار اوج می‌باشد و با استفاده از روابط هادی و همکارانش^۱ [۵۲]

، [۵۳] به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$I_1 = \frac{ADE}{ABC} \quad (23-3)$$

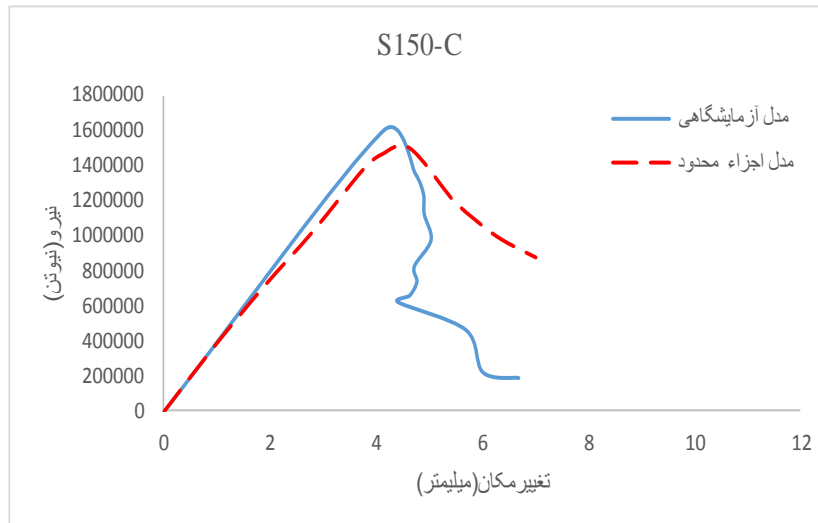
$$I_2 = \frac{ADF}{ABC} \quad (24-3)$$

در معادله (۲۳-۳)، ADE برابر با سطح زیر منحنی تغییر شکل محوری-نیرو تا نقطه‌ای پس از اوج می‌باشد؛ جایی که تغییر شکل محوری برابر با Δy ۵٫۵ است. Δy تغییر شکل الاستیک محوری متناظر با بار تسلیم (P_y) است. ABC، برابر با سطح زیر منحنی تغییر شکل محوری-نیرو تا نقطه‌ای با تغییر شکل متناظر با P_u ۰٫۷۵ بار نهایی می‌باشد. شاخص شکل پذیری I_1 ، تنها برای ستون G150-25 استفاده می‌شود؛ زیرا تغییر شکل محوری در سایر نمونه‌ها به Δy ۵٫۵ نمی‌رسد. بنابراین شاخص شکل پذیری I_2 ، اصلاح شده شاخص شکل پذیری I_1 می‌باشد. در معادله (۲۴-۳)، ADF برابر با سطح زیر منحنی تغییر شکل محوری-نیرو تا نقطه‌ای متناظر با P_u ۰٫۸۵. همانطور که در جدول ۶-۳ نشان داده شده است؛ ستون‌های مسلح GFRP مقادیر شاخص شکل پذیری بالاتری از ستون‌های بتنی مسلح فولادی متناظرشان دارند؛ زیرا انعطاف پذیری بیشتر آرماتورهای GFRP و توانایی شکل پذیری بیشتر آن‌ها در ناحیه پس از اوج، منجر به جذب انرژی بیشتر شده است. این خاصیت شکل پذیری زیاد، خصوصاً در نواحی لرزه‌ای بسیار کاربردی و مفید است [۳۶].

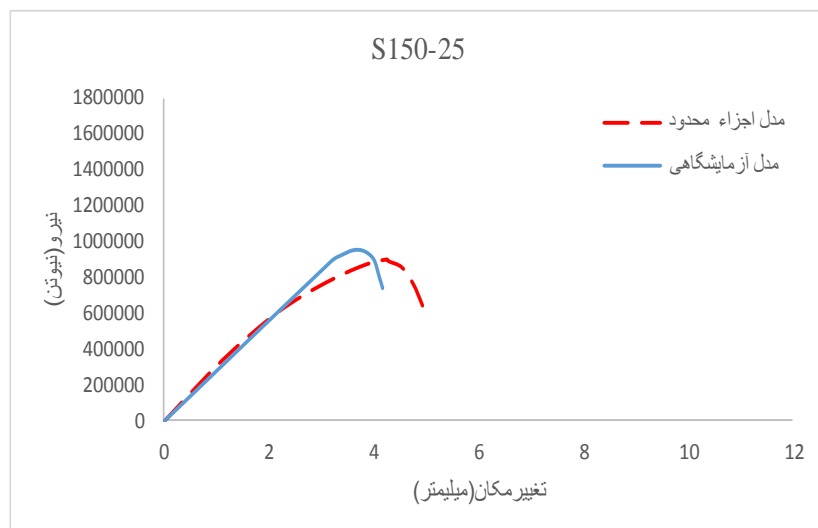
جدول ۶-۳: خلاصه‌ای از نتایج آزمایشگاهی برای نمونه‌های ستون و تیر از مطالعه الجلکانی [۳۶]

نمونه	بار اوج (کیلو نیوتن)	خیز قائم در بار اوج (میلی متر)	خیز قائم نهایی (میلی متر)	کرنش ماکزیمم (SGL)	کرنش ماکزیمم (SGR)	شاخص شکل پذیری (I1)	شاخص شکل پذیری (I2)
S150-C	۱۶۲۱٫۹۴	۶٫۳۹	۷٫۶۹	۶۵۵٫۸۱	---	---	۱٫۲
S150-25	۹۵۸٫۹۷	۴٫۸۱	۵٫۱	۲۲۲٫۸۲	-۴۹۵٫۱	---	۱٫۴۵
S150-F	۱۳۸٫۵۵	۱۰٫۸۹	۱۷٫۲۴	---	-۵۰۰۲٫۹۹	---	---
G150-C	۱۳۶۶٫۷۶	۶٫۸۷	۱۰٫۶۷	۱۸۹۶٫۲	---	---	۱٫۳
G150-25	۸۸۰٫۲۸	۴٫۸۶	۱۰٫۷۷	۱۴۷۳٫۵۳	-۸۶۰۶٫۶	۳٫۴	۱٫۷
G150-45	۵۸۴٫۲۱	۵٫۶۷	۵٫۷۱	۲۶۹٫۲۸	-۴۲۲٫۷۵	---	---
G150-F1	۱۴۴٫۰۷	۲۶٫۴۶	۳۴	۷۴۶٫۶۵	-۱۷۶۹٫۹۲	۴٫۵	---

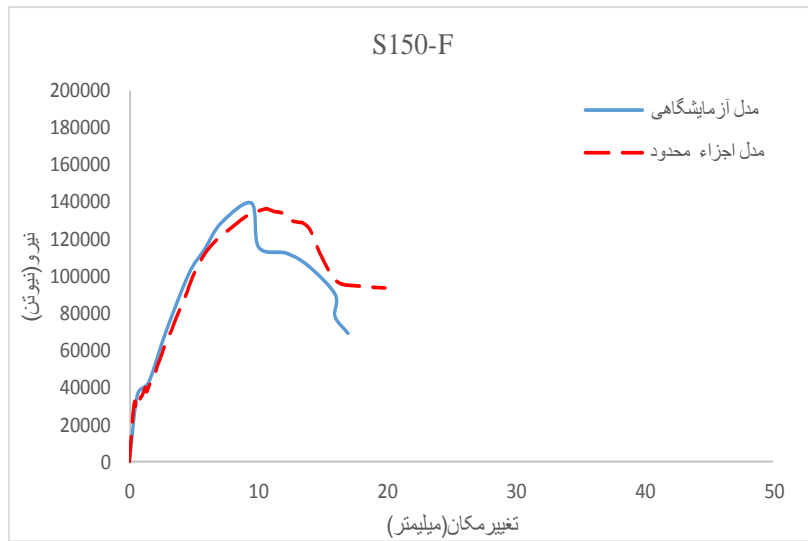
حال به منظور صحت‌سنجی تحلیل اجزاء محدود، به مقایسه نتایج نمودارهای تغییر مکان-نیرو در نمونه‌های آزمایشگاهی الچلکانی [۳۶] و نمودارهای حاصل از تحلیل اجزاء محدود در نرم افزار می‌پردازیم.



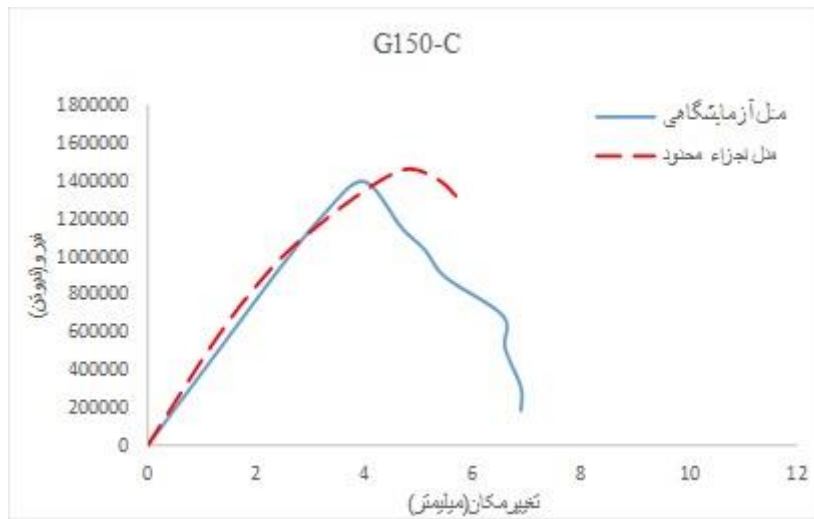
شکل ۳-۲۱: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز



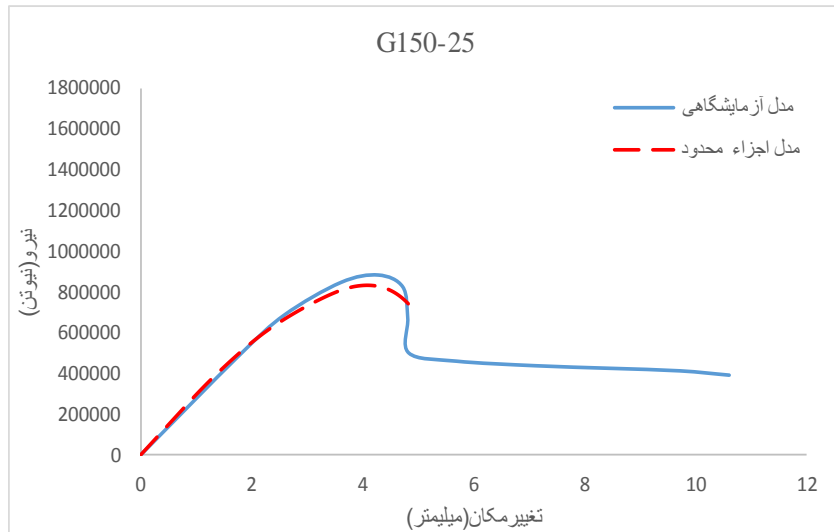
شکل ۳-۲۲: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح فولادی با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر



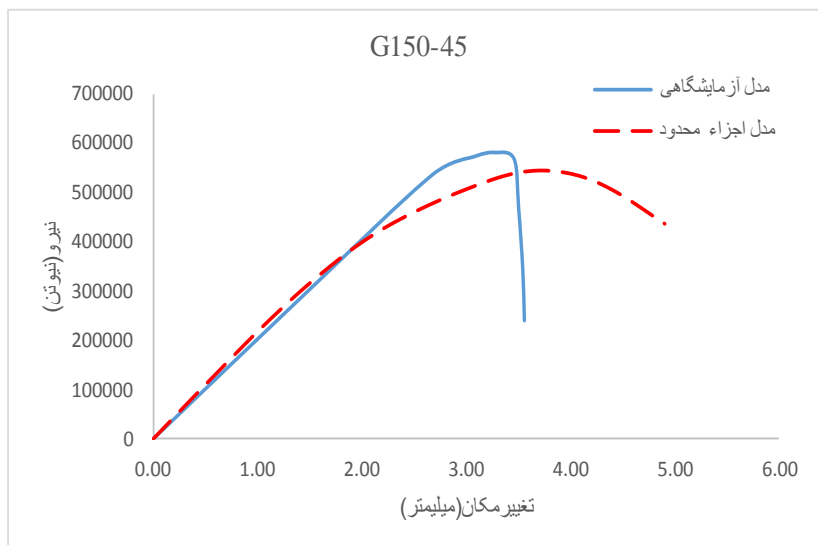
شکل ۳-۲۳: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای تیر بتنی مسلح فولادی تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای



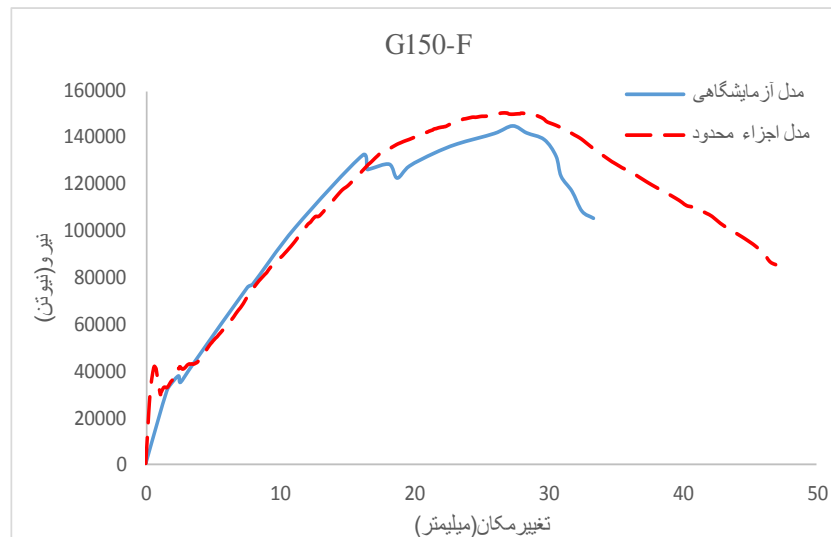
شکل ۳-۲۴: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری متمرکز



شکل ۳-۲۵: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی متر



شکل ۳-۲۶: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۴۵ میلی متر



شکل ۳-۲۷: مقایسه منحنی تغییر مکان-نیرو برای تیر بتنی مسلح GFRP تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای

شکل‌های بالا رفتار نمونه‌ها و تطابق مناسب نمودارهای نیرو-تغییر مکان نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های اجزاء محدود را در این پژوهش نشان می‌دهد.

همانطور که منحنی‌های نیرو-تغییر مکان ستون بتنی مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز و خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر نشان می‌دهند، نتایج اجزاء محدود خصوصاً در محدوده الاستیک به خوبی با نمودارهای به دست آمده از آزمایش هم‌پوشانی دارند. در ستون مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز، مدل‌ها در بار اوج به میزان تقریبی ۶ درصد و در تغییر مکان اوج به میزان ۲ درصد اختلاف دارند. که این مقدار در ستون با بارگذاری خروج از مرکزیت، در بار اوج به میزان ۸ درصد و در تغییر مکان اوج به میزان ۱۳ درصد می‌باشد. هم‌چنین ستون‌ها در مدل اجزاء محدود ظرفیت باربری کمتری را نشان می‌دهند که بیانگر دست پایین گرفتن این مدل در تحلیل اجزاء محدود بوده‌است. در غالب مدل‌های آزمایشگاهی، شاهد گسیختگی ناگهانی می‌باشیم در حالیکه این گسیختگی در مدل اجزاء محدود با شیب ملایم‌تری رخ می‌دهد. در تیر مسلح فولادی شاهد افزایش شکل‌پذیری در تحلیل اجزاء محدود در مقایسه با مدل آزمایشگاهی می‌باشیم و نمونه با شیب ملایم‌تری از مدل آزمایشگاهی گسیخته می‌شود.

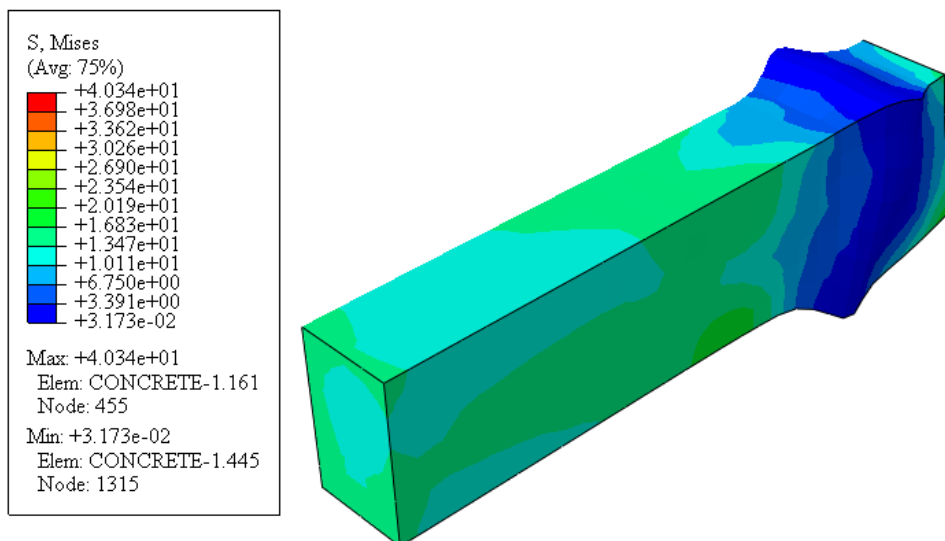
در نمونه ستون بتنی مسلح GFRP اجزاء محدود با بارگذاری متمرکز، بار اوج و جابه‌جایی اوج به ترتیب به میزان ۶ درصد و ۲۵ درصد در مقایسه با مدل آزمایشگاهی افزایش یافته که نشان‌دهنده دست بالا گرفتن تحلیل به روش اجزاء محدود در ستون‌های GFRP می‌باشد. هم‌چنین ناحیه الاستیک با دقت خوبی مدل شده‌است. این

تحلیل محتاطانه در تیر بتنی مسلح به میلگردها و خاموت‌های GFRP نیز مشاهده می‌شود. در تیرهای مسلح GFRP، شاهد افزایش شکل پذیری و افزایش مقاومت خمشی تیر در مقایسه با نمونه‌های آزمایشگاهی می‌باشیم. نتایج تحلیل اجزاء محدود صحت سنجی شده، در قالب جدول ۷-۳ ارائه شده است:

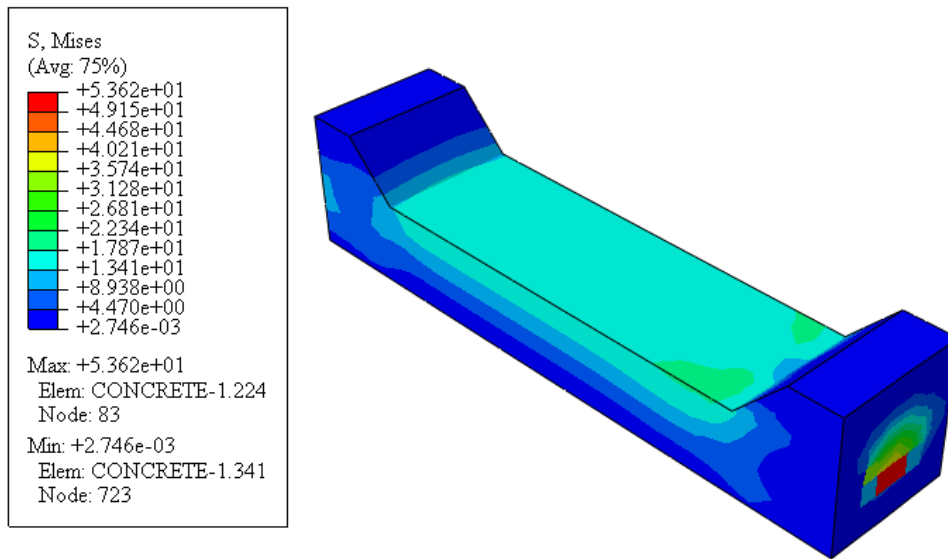
جدول ۷-۳: خلاصه‌ای از نتایج تحلیل اجزاء محدود برای نمونه‌های ستون و تیر

نمونه	بار اوج (کیلو نیوتن)	خیز قائم در بار (میلی متر)	خیز قائم نهایی (میلی متر)	شاخص شکل - پذیری (I1)	شاخص شکل - پذیری (I2)
S150-C	۱۴۹۹	۴,۶۲	۷,۰۱	---	۱,۳
S150-25	۹۰۰,۵۵	۴,۲۷	۵	---	۱,۴۸
S150-F	۱۳۵,۸۲۶	۱۰,۵۳	۱۹,۸۳	---	---
G150-C	۱۴۶۸,۵	۴۸۹	۵۸	---	۱,۵
G150-25	۸۵۶,۳۸	۴,۱۸	۵,۰۲	۳,۱	۱,۵۵
G150-45	۵۴۲,۴۶	۳,۷۲	۴,۹۲	---	---
G150-F1	۱۵۰,۸۸	۲۶,۸	۴۷	۵,۵	---

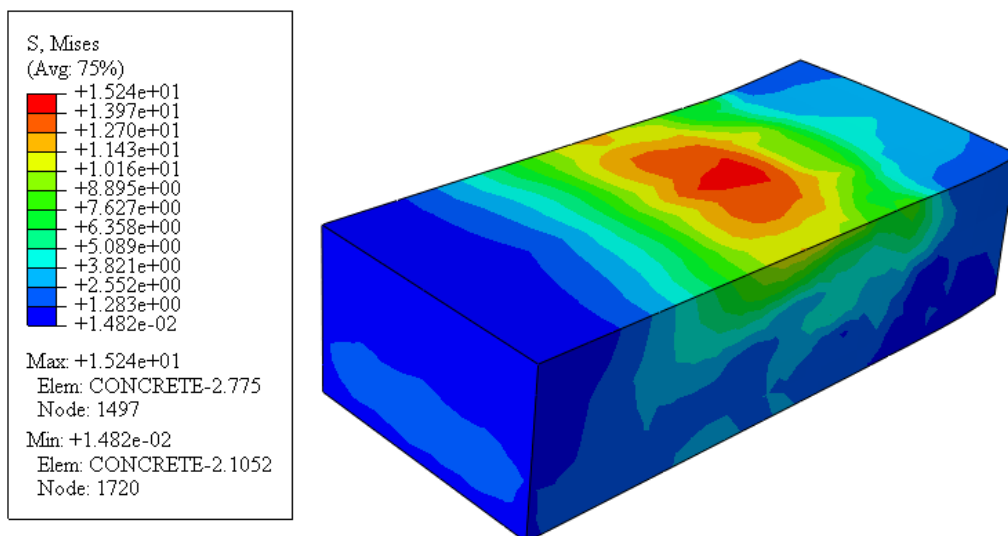
مد شکست ستون‌های بتنی در تحلیل اجزاء محدود، گسیختگی ناگهانی کل نمونه توسط خردشدگی بتن در وجه فشاری می‌باشد. شکل ۳-۲۸ تا شکل ۳-۳۴ کانتور تنش مایسز نمونه‌های شبیه‌سازی شده را نشان می‌دهد.



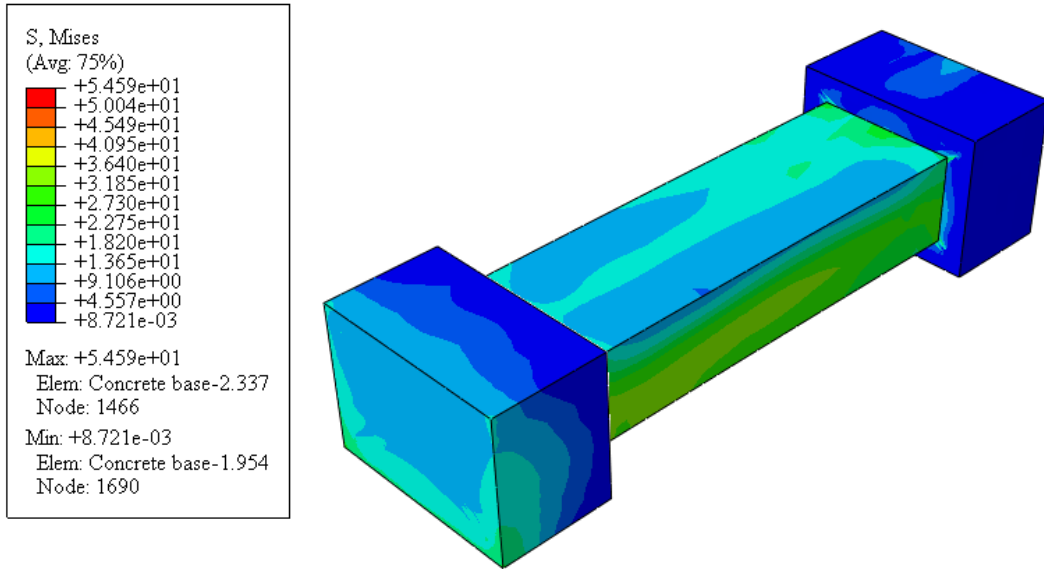
شکل ۳-۲۸: کانتور تنش مایسز S150-C



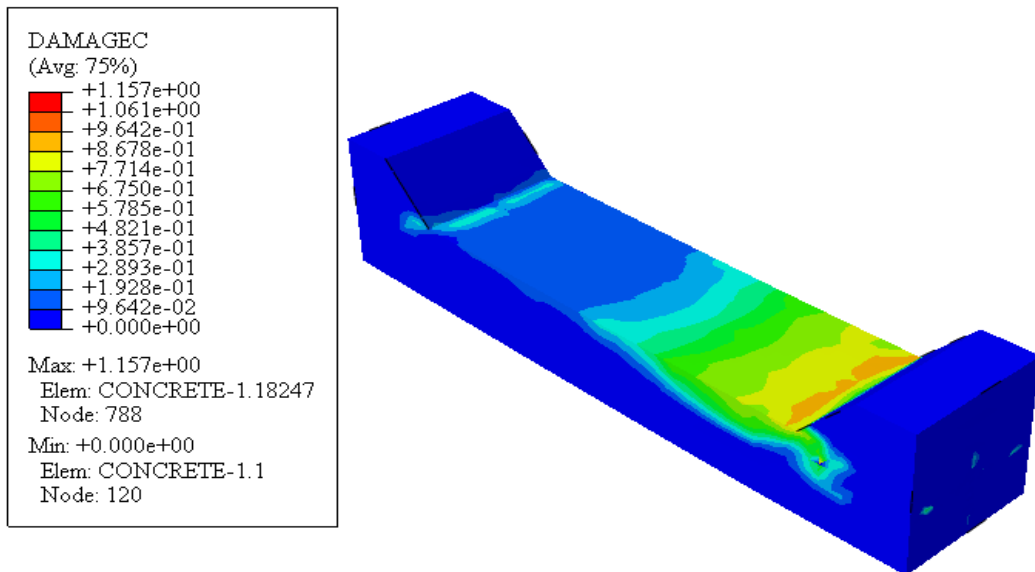
شکل ۳-۲۹: کانتور تنش مایسز S150-25



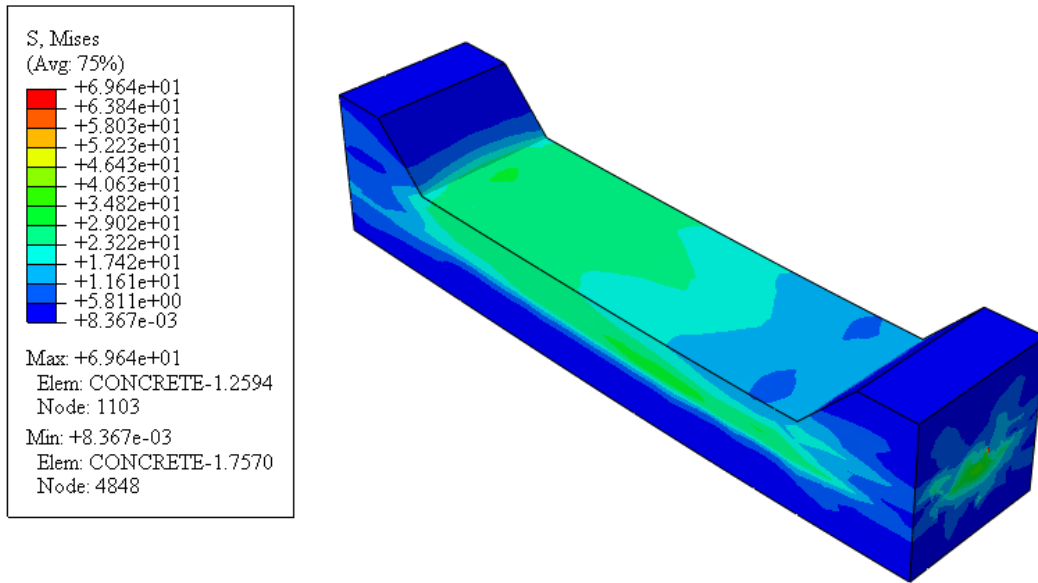
شکل ۳-۳۰: کانتور تنش مایسز S150-F



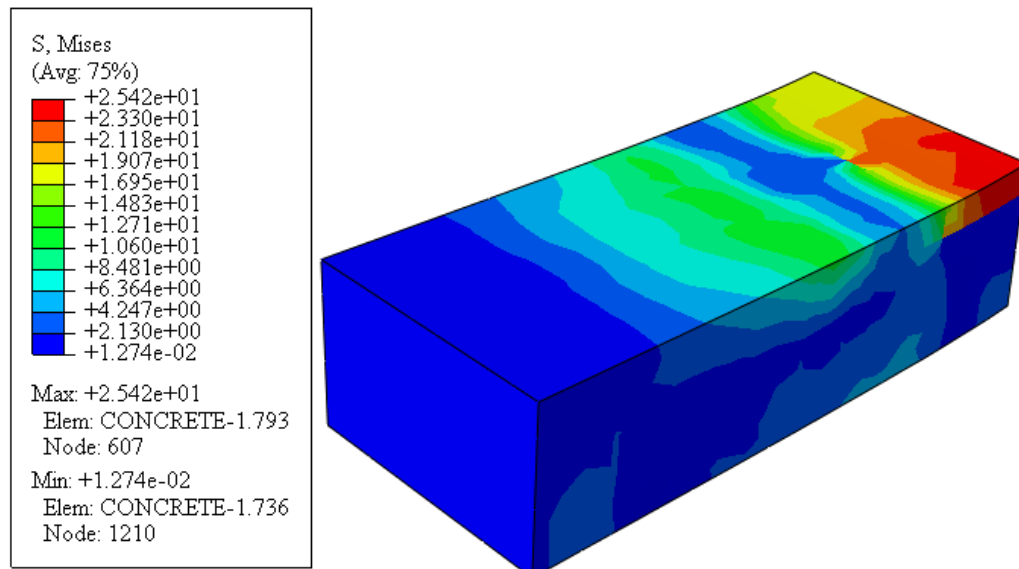
شکل ۳-۳۱: کانتور تنش مایسز G150-C



شکل ۳-۳۲: کانتور تنش مایسز G150-25



شکل ۳-۳۳: کانتور تنش مایسز G150-45



شکل ۳-۳۴: کانتور تنش مایسز G150-F

فصل ۴ تجزیه و تحلیل یافته‌ها

۴-۱ مقدمه

در فصل قبل، نتایج حاصل از روش اجزاء محدود با نتایج نمونه عینی آزمایشگاه مقایسه شدند و بدین ترتیب صحت نتایج حاصل از مدل‌های شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار تایید شد. از آنجایی که علی‌رغم مطالعات اخیر فراوان در رابطه با استفاده موثر از میلگردگذاری FRP در فشار، آیین‌نامه‌های طراحی بین‌المللی اخیر از جمله ACI 440-1R-15 [۲]، fib [۵۴] و ... بر این باورند که میلگردهای GFRP در فشار از عملکرد مطلوبی برخوردار نیستند و بهتر است در محاسبات با بتن جایگزین شوند، بنابراین مطالعات بیشتری در این زمینه نیاز است. در این فصل، به شرح مطالعات موردی (پارامتریک) که روی مدل‌های تایید شده در نرم‌افزار ABAQUS صورت گرفته، پرداخته می‌شود. این مطالعات با هدف بررسی سهم میلگردهای طولی GFRP در ظرفیت ستون‌های بتنی مسلح GFRP و همچنین بررسی اثر میلگردهای فشاری GFRP روی مقاومت خمشی و شکل‌پذیری تیرهای بتنی مسلح GFRP شکل می‌گیرد. در نهایت نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP ترسیم شده است.

۴-۲ معرفی مدل‌های عددی جهت مطالعات موردی (پارامتریک)

در این پژوهش، ۱۱ نمونه تیر بتنی مسلح GFRP تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای و ۶ نمونه ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری خروج از مرکزیت در نرم‌افزار ABAQUS ساخته شده و مورد مطالعه موردی قرار می‌گیرند. هدف از مدلسازی تیرها، بررسی اثر میلگردهای فشاری بر مقاومت خمشی و شکل‌پذیری تیرهای بتنی مسلح GFRP و هدف از مدلسازی ستون‌ها، بررسی سهم میلگردهای طولی GFRP در ظرفیت ستون‌های بتنی مسلح GFRP می‌باشد. در ادامه به شرح کامل نحوه تغییر پارامترها در این بررسی می‌پردازیم.

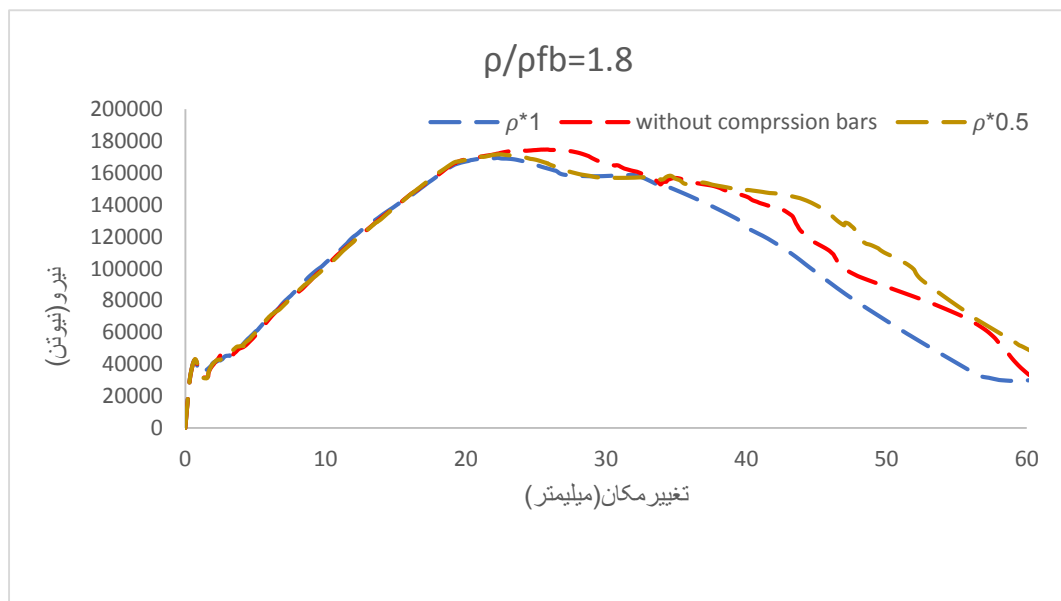
۴-۲-۱ بررسی اثر میلگردگذاری فشاری بر تیرهای بتنی مسلح GFRP

در این پژوهش ۱۱ نمونه تیر بتنی به منظور بررسی اثر میلگردهای فشاری روی مقاومت خمشی و شکل‌پذیری تیرهای بتنی مسلح با آرماتورهای GFRP با در نظر گرفتن اینکه مقطع در ناحیه کنترل کششی قرار گرفته یا کنترل فشاری، در نرم‌افزار ABAQUS مدلسازی شده‌اند. در این نمونه‌ها دو پارامتر، متغیر در نظر گرفته شده‌اند که پارامتر اول، درصد حجمی میلگردهای کششی است و پارامتر دوم، درصد حجمی میلگردهای فشاری است. مطابق با آیین‌نامه ACI440.1R-15 [۲] ظرفیت خمشی تیرهای مسلح به میلگردهای GFRP به دو مد شکست خردشدگی فشاری و گسیختگی FRP وابسته می‌باشد. حالت حدی کنترل با مقایسه نسبت میلگردگذاری

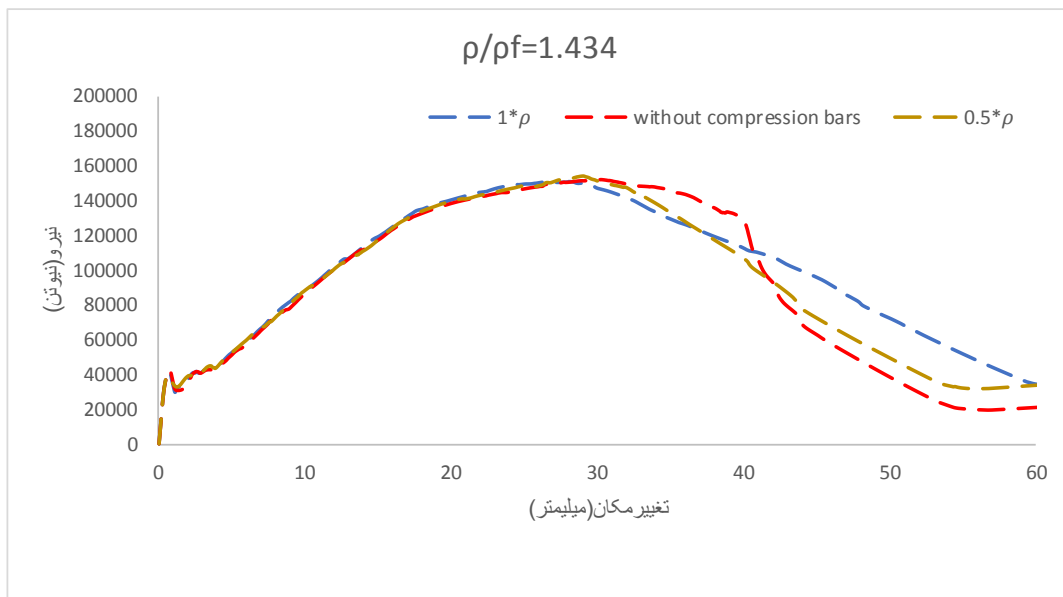
FRP به حالت بالانس ($\frac{\rho}{\rho_{fb}}$) تعیین می‌شود. با به دست آوردن درصد میلگرد FRP بالانس (ρ_{fb}) طبق معادله (۱-۴)، میلگردگذاری به گونه‌ای انتخاب می‌شود که مقطع خمشی در سه ناحیه مختلف: ناحیه کنترل کششی ($\rho < \rho_{fb}$) که در واقع همان ناحیه کنترل شده توسط حد مجاز گسیختگی FRP است، ناحیه گذار ($\rho_{fb} < \rho < 1.4 \rho_{fb}$) و ناحیه کنترل فشاری ($\rho > 1.4 \rho_{fb}$) که در واقع همان ناحیه کنترل شده توسط حد مجاز خردشدگی بتن است، قرار گیرد و سپس با تغییر درصد میلگردهای فشاری به ترتیب از صفر، نصف درصد میلگرد کششی تا مقدار برابر با میلگرد کششی، نمودارهای تغییر مکان-نیرو حاصل شوند.

$$\rho_{fb} = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{f_{fu} + E_f \varepsilon_{cu}} \quad (1-4)$$

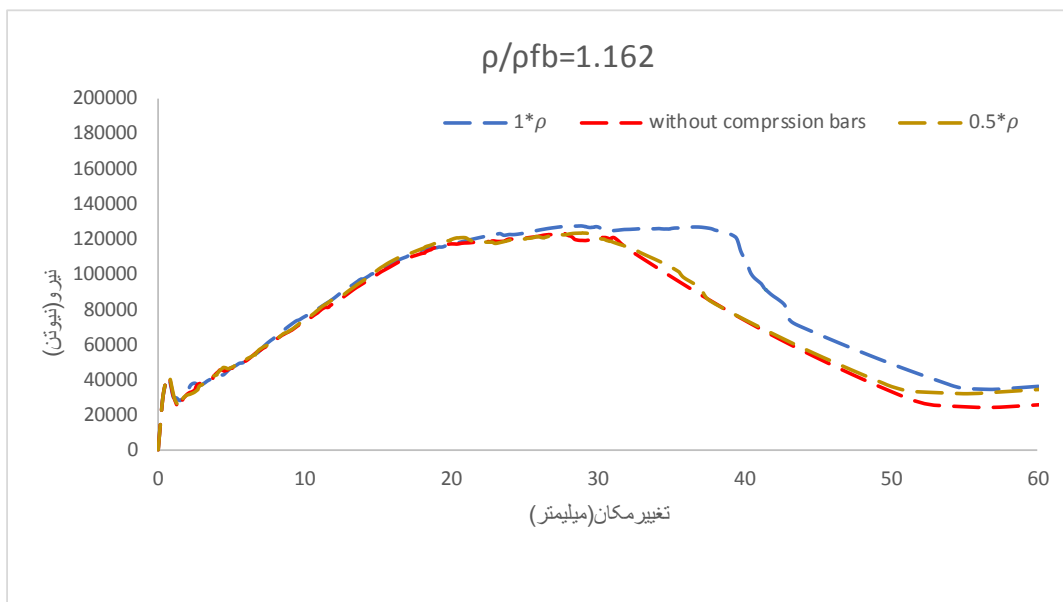
در معادله (۱-۴)، f_{fu} مقاومت کششی FRP، E_f مدول الاستیسیته میلگردهای FRP، ε_{cu} کرنش نهایی بتن، ρ_{fb} درصد حجمی متعادل میلگردگذاری FRP می‌باشد. هم‌چنین β_1 ، ۰.۸۵ فرض شده است. شکل ۱-۴ تا شکل ۴-۴ نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت‌های مختلف $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$ و میلگرد فشاری متغیر نشان داده شده است. در این نمودارها پارامتر ρ بیانگر درصد حجمی آرماتور کششی و ρ_{fb} بیانگر درصد حجمی متعادل آرماتور FRP است. در ادامه به تشریح و بررسی این نمودارها پرداخته می‌شود.



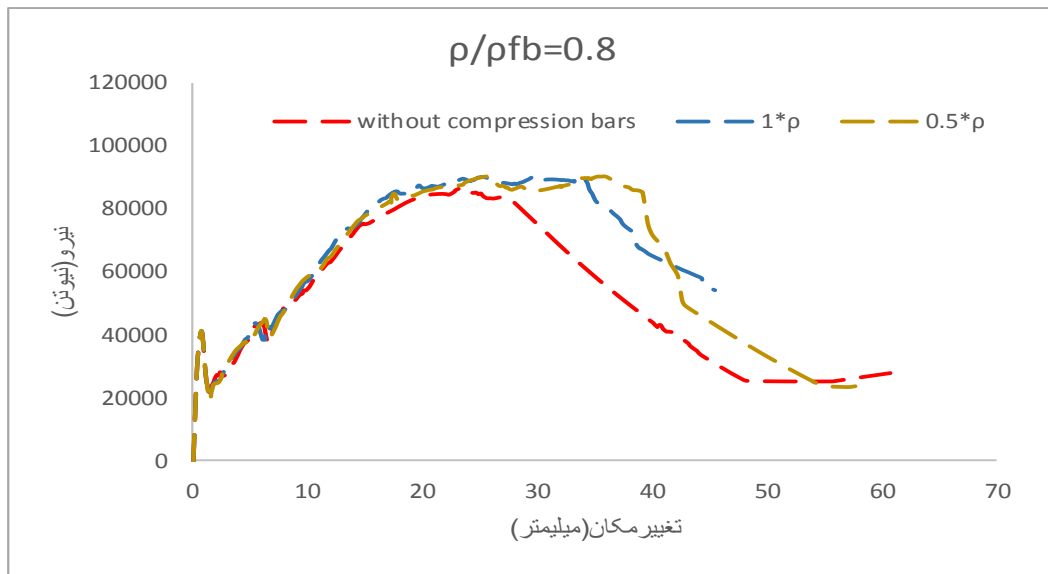
شکل ۱-۴: نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.8$ و میلگرد فشاری متغیر



شکل ۲-۴: نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}}=1,434$ و میلگرد فشاری متغیر



شکل ۳-۴: نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}}=1,162$ و میلگرد فشاری متغیر

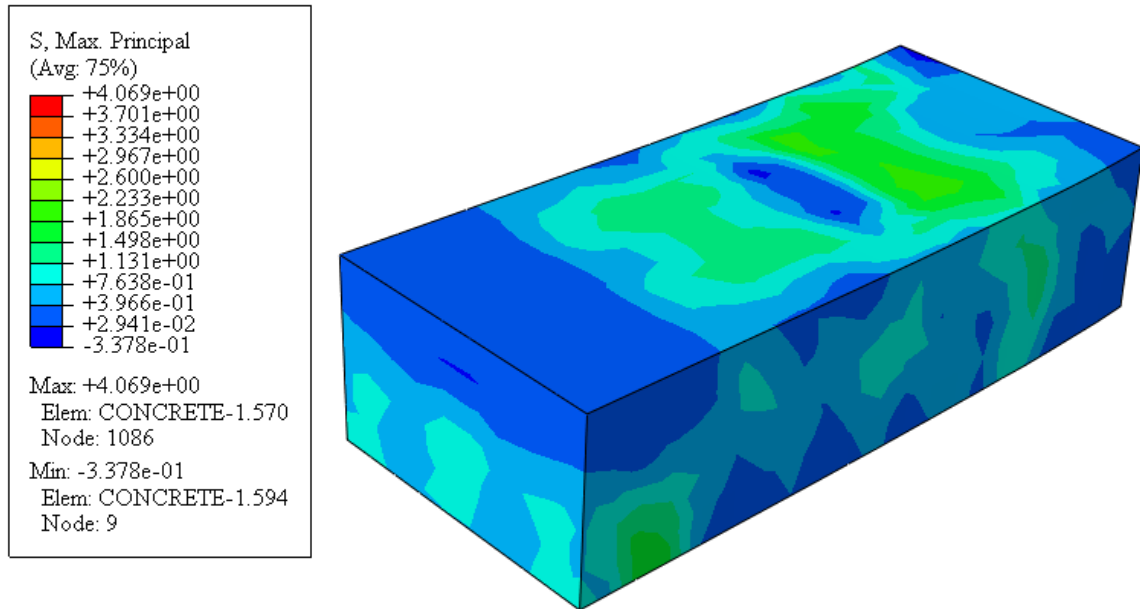


شکل ۴-۴: نمودار تغییر مکان-نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 0.8$ و میلگرد فشاری متغیر

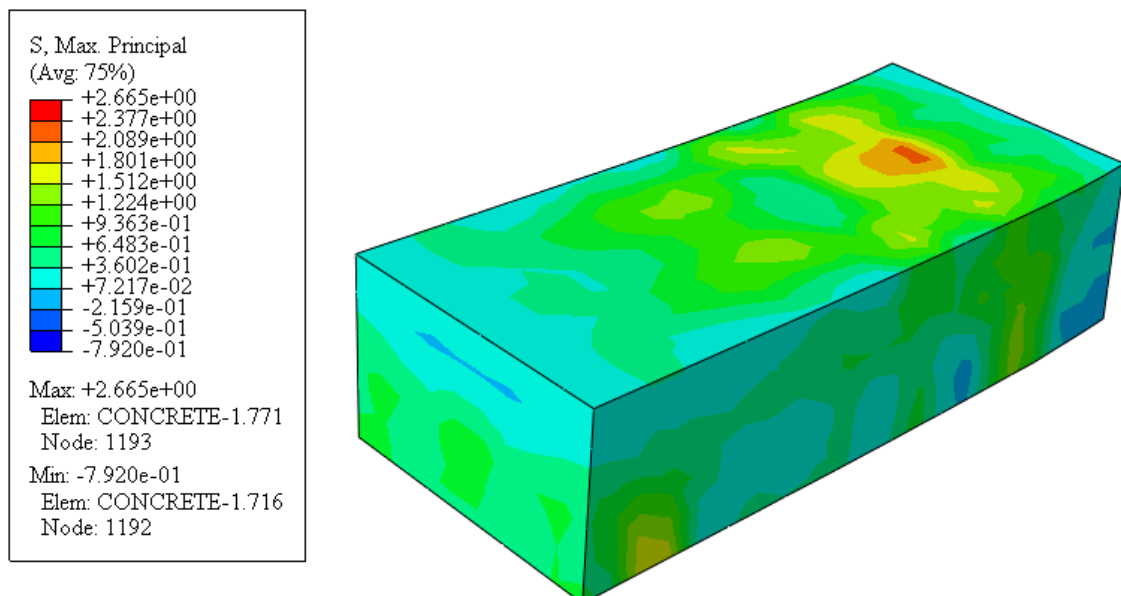
با توجه به شکل ۴-۱ تا شکل ۴-۴، در همه تیرهای بتنی مسلح GFRP با نسبت‌های مختلف میلگردگذاری FRP به حالت بالانس $(\frac{\rho}{\rho_{fb}})$ ، با تغییر درصد آرماتورهای فشاری، مقاومت خمشی نمونه تقریباً ثابت مانده است و تغییرات، تنها در ناحیه غیرخطی پس از نقطه اوج رخ می‌دهد؛ به عبارتی دیگر افزایش درصد حجمی میلگردهای فشاری، منجر به افزایش شکل‌پذیری نمونه می‌شود، هرچند ستون‌های با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.8$ از این قاعده پیروی نمی‌کنند. در همه ستون‌ها، ناحیه پیش از اوج، هم‌پوشانی کامل دارند. هم‌چنین با کاهش نسبت میلگردگذاری FRP به مقدار بالانس $(\frac{\rho}{\rho_{fb}})$ ، از میزان ۱.۸ به ۰.۸، در مواردی که درصد حجمی میلگردهای فشاری و کششی برابر است $(\dot{\rho} = \rho)$ ، مقاومت خمشی به میزان ۴۶،۱۵ درصد کاهش می‌یابد و در مواردی که درصد حجمی میلگردهای فشاری، نصف درصد حجمی میلگردهای کششی است $(\dot{\rho} = 0.5 \rho)$ ، مقاومت خمشی به میزان ۴۷،۳۸ درصد کاهش می‌یابد و در زمانی که میلگردهای فشاری حذف شوند $(\dot{\rho} = 0)$ ، ۵۰،۲۴ درصد افت مقاومت خمشی داریم. بنابراین با کاهش درصد حجمی میلگردهای فشاری، شاهد افت مقاومت بیشتری در اثر کاهش نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$ می‌باشیم.

در جدول ۴-۱، در ستون آخر، میزان کرنشی که میلگردهای طولی GFRP تحمل کرده‌اند به کرنش نهایی آمده است. بیشترین کرنش ۰،۹۹ کرنش نهایی است که برای ستون بتنی با $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.8$ و $\dot{\rho} = 0.5 \rho$ می‌باشد.

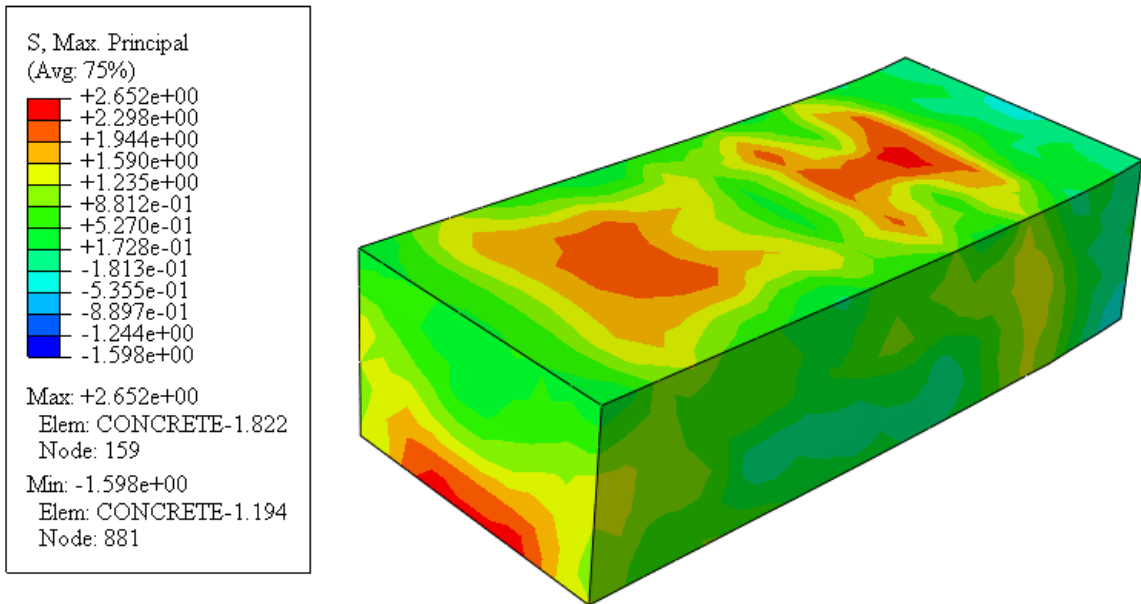
شکل ۴-۵ تا شکل ۴-۱۶ کانتور تنش مایسز این مدل‌ها را نشان می‌دهند. هم‌چنین نتایج تحلیل و بررسی اثر میلگردهای فشاری بر تیرهای بتنی مسلح GFRP در نرم‌افزار ABAQUS در قالب جدول ۴-۱ ارائه شده‌است و در آخر نمودارهای کرنش بر حسب جابه‌جایی نمونه‌ها در شکل ۴-۱۷ تا شکل ۴-۲۰ نشان داده شده‌است.



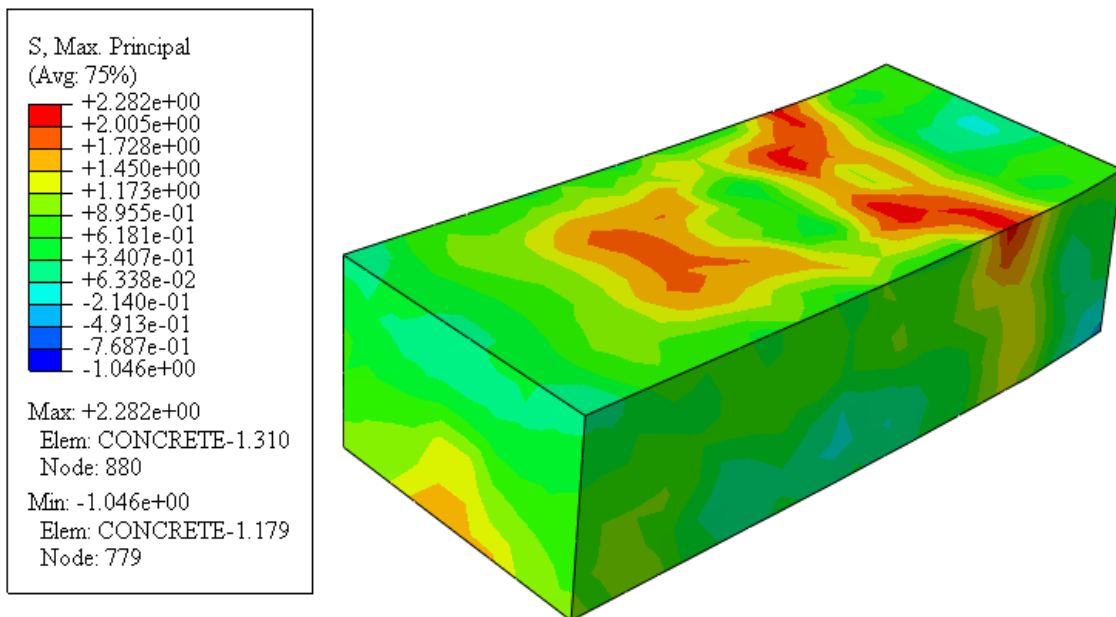
شکل ۴-۵: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = ۱.۴۳۴$ و $\dot{\rho} = \rho$



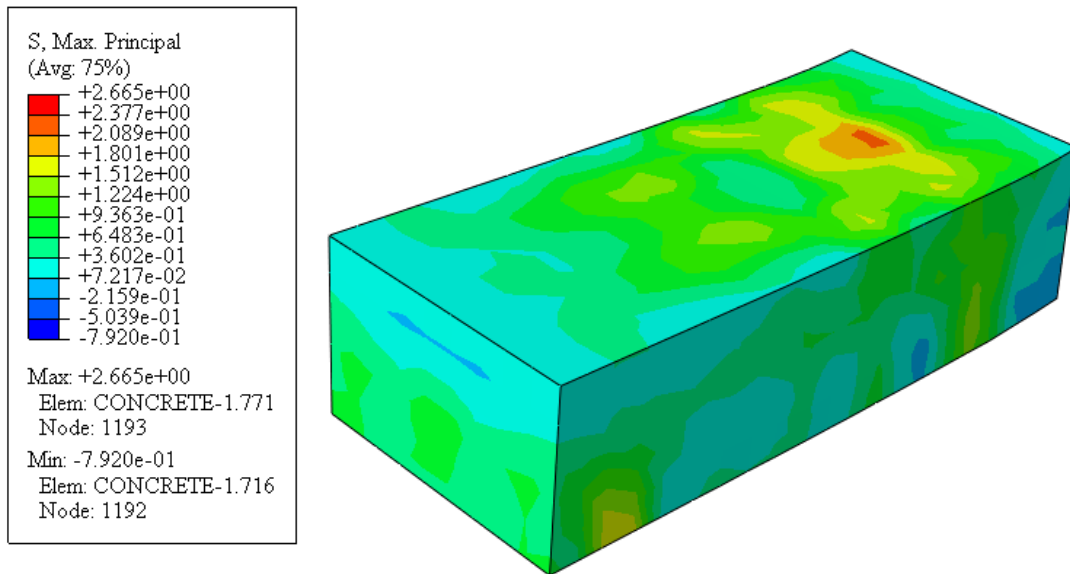
شکل ۴-۶: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = ۱.۴۳۴$ و $\dot{\rho} = ۰.۵ \rho$



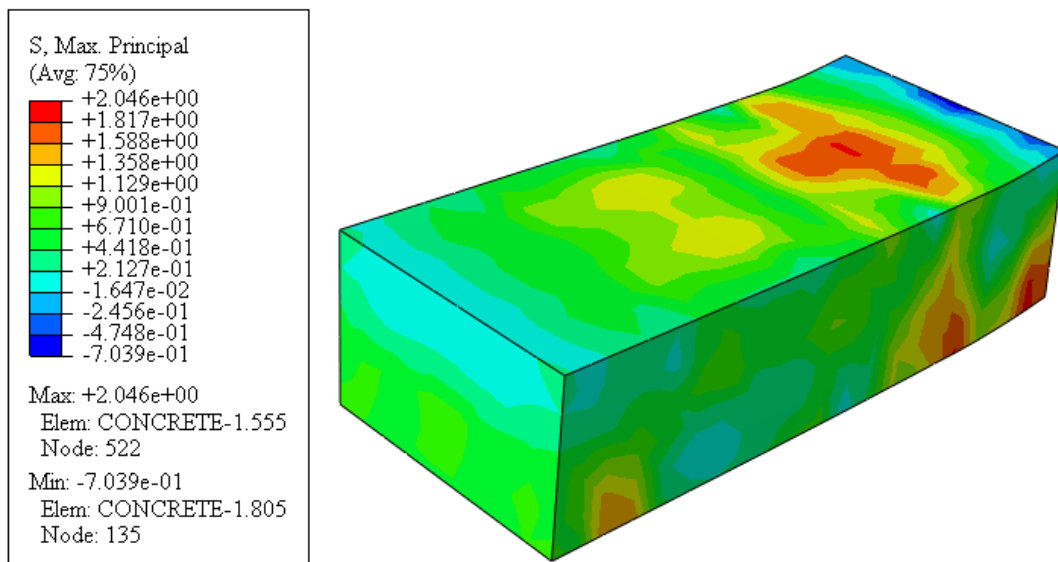
شکل ۴-۷: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.434$ و $\dot{\rho} = 0$



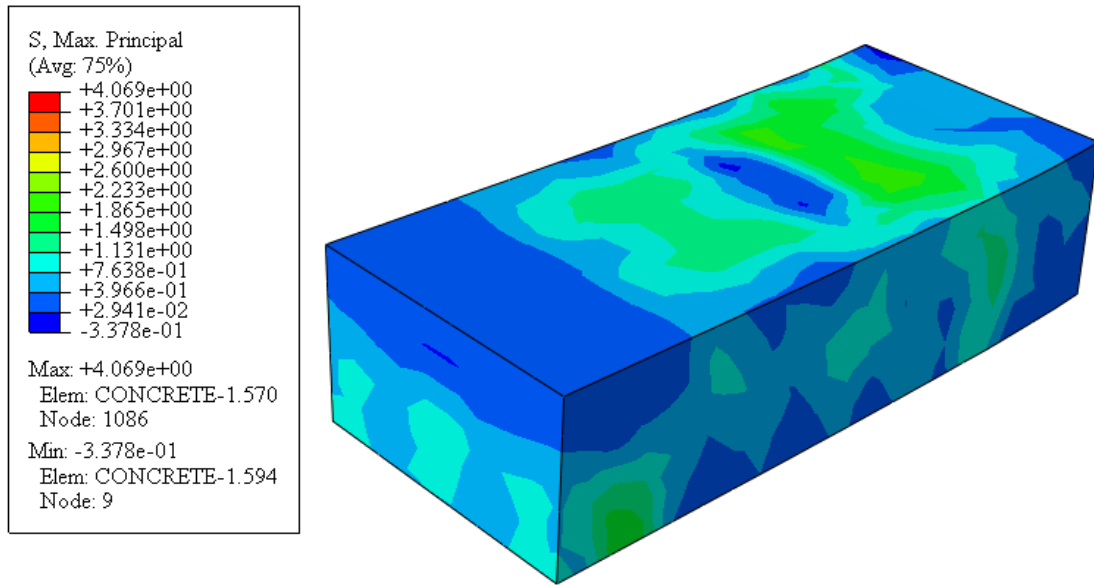
شکل ۴-۸: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.162$ و $\dot{\rho} = \rho$



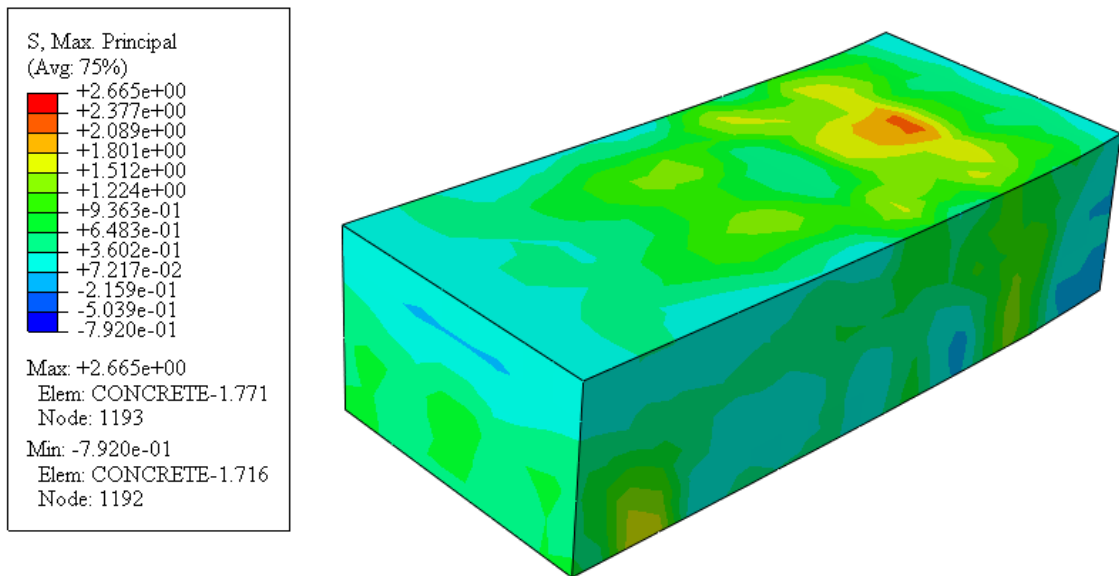
شکل ۹-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.162$ و $\dot{\rho} = 0.5\rho$



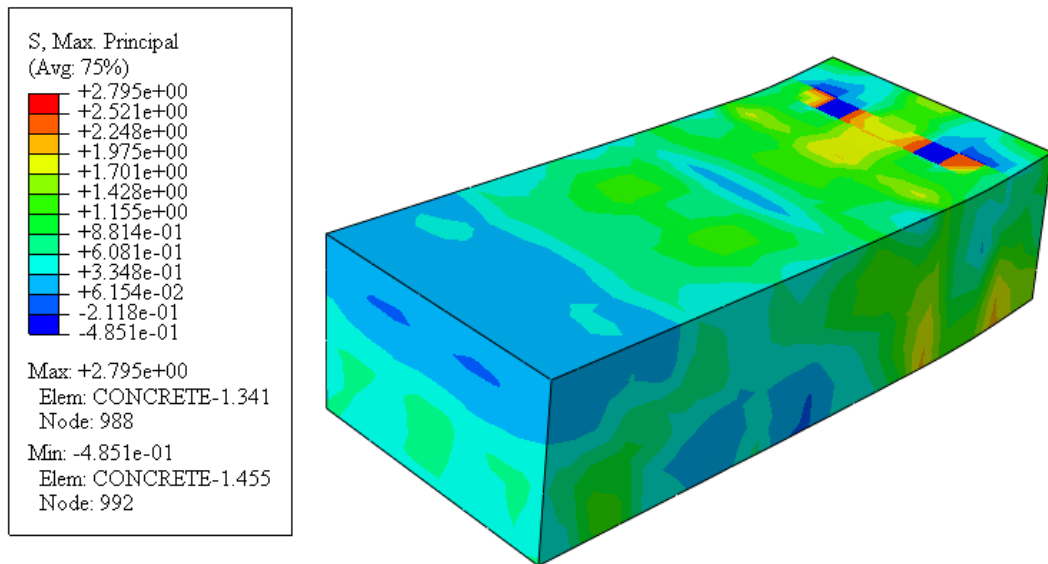
شکل ۱۰-۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.162$ و $\dot{\rho} = 0$



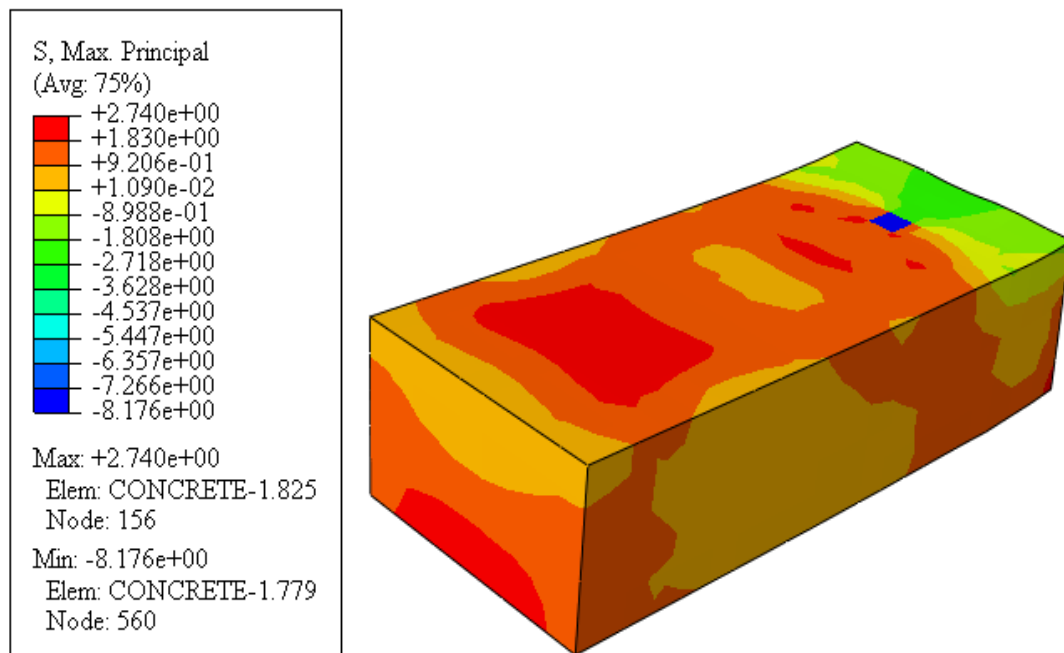
شکل ۴-۱۱: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 0.8$ و $\rho = 0.8$



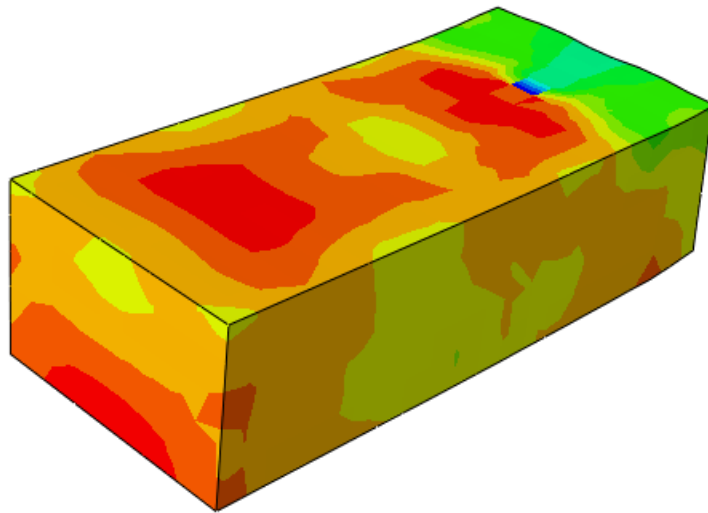
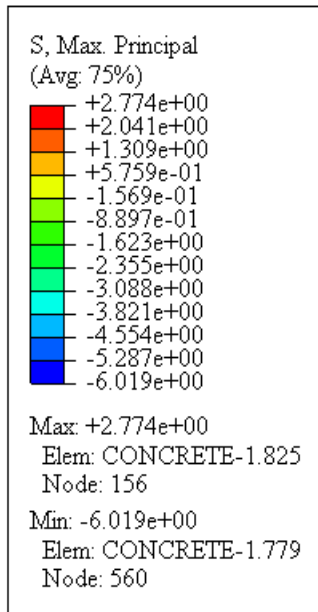
شکل ۴-۱۲: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 0.8$ و $\rho = 0.5$



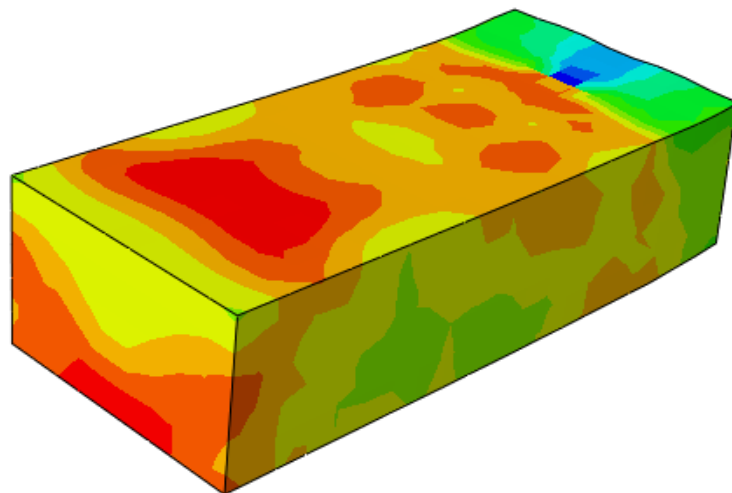
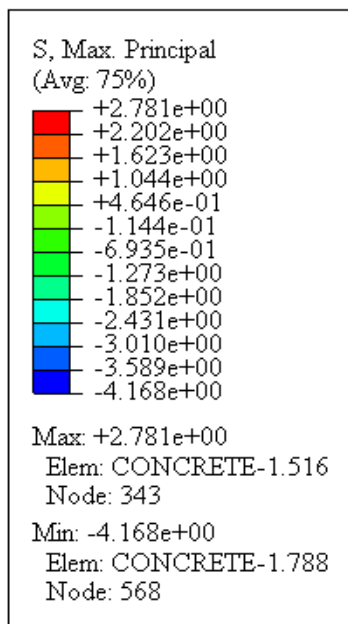
شکل ۴-۱۳: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 0.8$ و $\dot{\rho} = 0$



شکل ۴-۱۴: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.8$ و $\dot{\rho} = \rho$



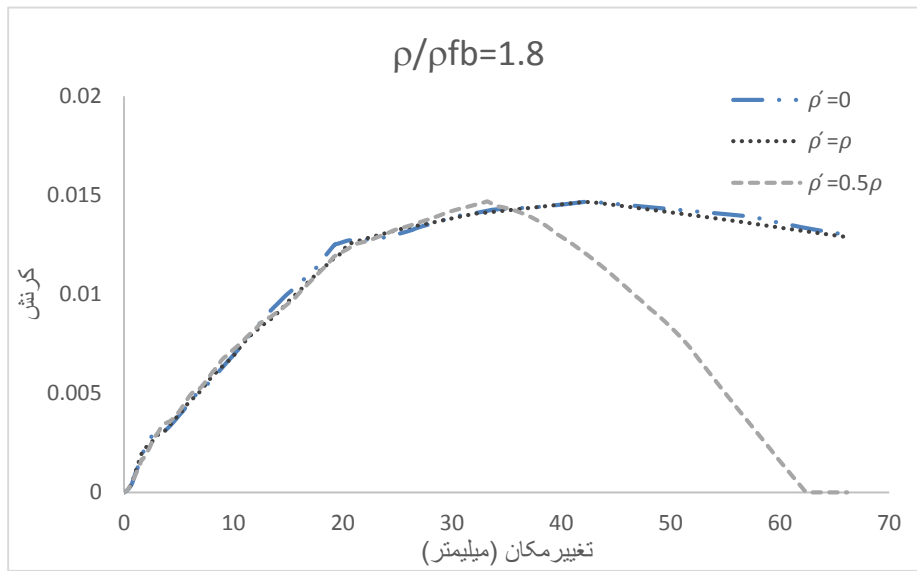
شکل ۴-۱۵: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = ۰.۵$ و $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = ۱.۸$



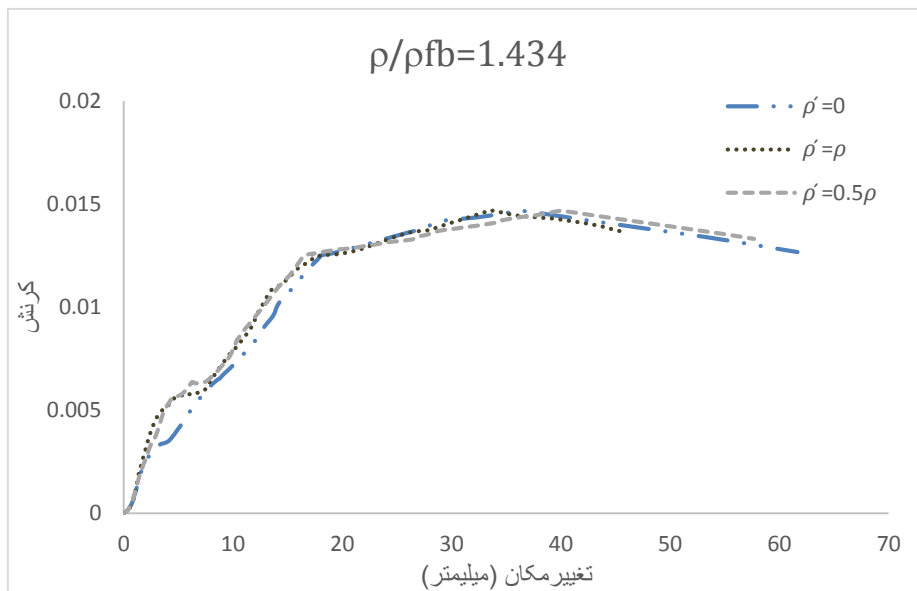
شکل ۴-۱۶: کانتور تنش مایسز تیر بتنی G150-F با میلگرد کششی با نسبت $\rho = 0$ و $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = ۱.۸$

جدول ۱-۴: خلاصه‌ای از نتایج بررسی اثر میلگرد فشاری بر نمونه‌های تیر بتنی مسلح GFRP

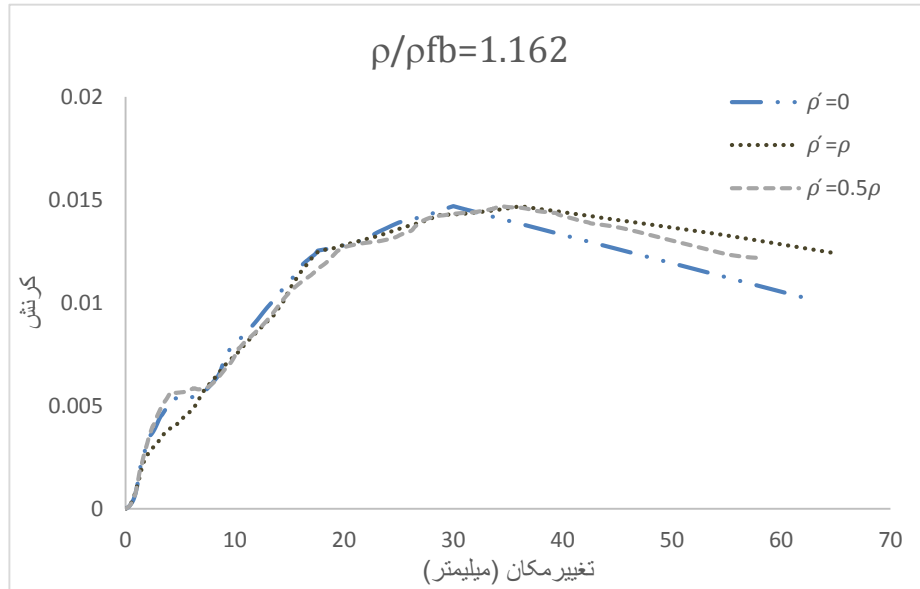
نمونه	قطر میلگرد طولی در فشار (میلی- متر)	قطر میلگرد طولی در کشش (میلی متر)	$\left(\frac{\rho}{\rho_{fb}}\right)$	$(\dot{\rho})$	بار اوج (کیلونیوتن)	خیز قائم در بار اوج (میلی متر)	خیز قائم نهایی (میلی متر)	$\frac{\epsilon}{\epsilon_u}$
G150-F1	۱۲.۷	۱۲.۷	۱.۴۳۴	۰.۹۱۳	۱۵۰.۸۸	۲۶.۸	۶۶.۰۶	۰.۹۶
G150-F2	۸.۹۸	۱۲.۷	۱.۴۳۴	۰.۴۵۶	۱۵۴.۷۷	۲۹.۰۵	۶۴.۹۳	۰.۹۴
G150-F3	۰	۱۲.۷	۱.۴۳۴	۰	۱۵۲	۲۰.۲۳	۶۱.۶۴	۰.۸۷
G150-F4	۱۱.۴۳	۱۱.۴۳	۱.۱۶۲	۰.۷۳۹	۱۲۷.۵۴	۲۸.۱۱	۶۴.۶	۰.۹۲
G150-F5	۸	۱۱.۴۳	۱.۱۶۲	۰.۳۶۹	۱۲۳.۵	۲۸.۹۷	۶۳	۰.۹۴
G150-F6	۰	۱۱.۴۳	۱.۱۶۲	۰	۱۲۳.۴	۲۷.۵۴	۶۲.۹	۰.۸۴
G150-F7	۹.۴۸	۹.۴۸	۰.۸	۰.۵	۹۱.۲۳	۳۳.۸۸	۴۵.۵۶	۰.۹۶
G150-F8	۶.۷	۹.۴۸	۰.۸	۰.۲۵	۹۰.۳	۲۶	۵۷.۶۸۶	۰.۹۴
G150-F9	۰	۹.۴۸	۰.۸	۰	۸۶.۹	۲۳.۷۴	۶۰.۷۸	۰.۸۶
G150-F10	۱۴.۲۲۵	۱۴.۲۲۵	۱.۸	۱.۱۴	۱۶۹.۴۲۱	۲۲.۲۲	۶۵.۹۴	۰.۸۷
G150-F11	۱۰	۱۴.۲۲۵	۱.۸	۰.۵۷۳	۱۷۱.۶۲۸	۲۲.۳۹	۶۶.۱۵	۰.۹۹
G150-F12	۰	۱۴.۲۲۵	۱.۸	۰	۱۷۴.۶۵۶	۲۵.۸	۶۵.۶۹	۰.۸۸



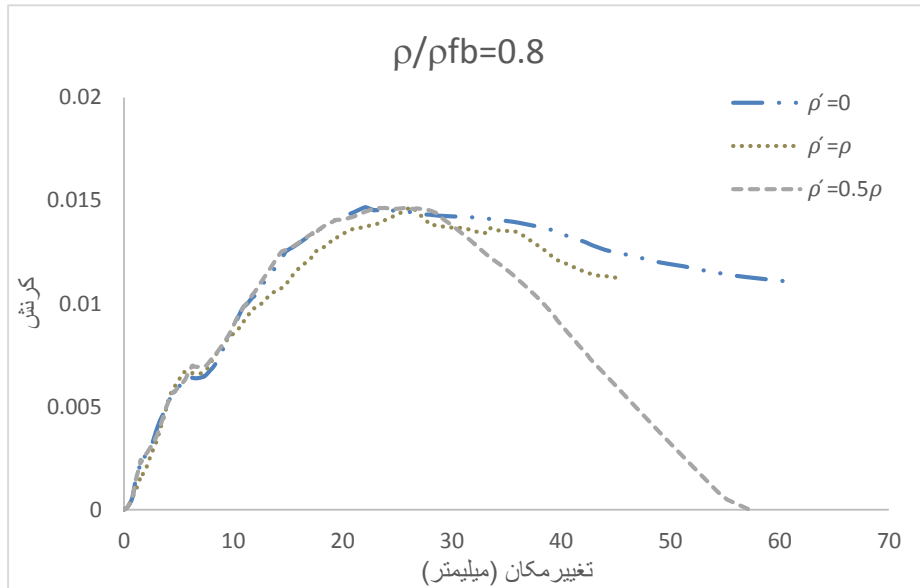
شکل ۴-۱۷: نمودار تغییر مکان- کرنش تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.8$ و میلگرد فشاری متغیر



شکل ۴-۱۸: نمودار تغییر مکان- کرنش تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1.434$ و میلگرد فشاری متغیر



شکل ۴-۱۹: نمودار تغییر مکان- کرنش تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}}=1,162$ و میلگرد فشاری متغیر

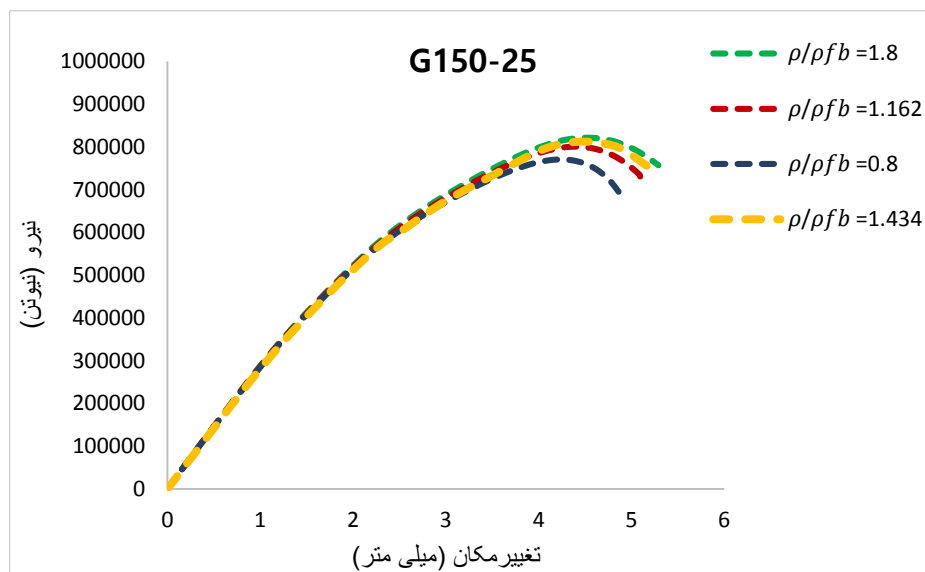


شکل ۴-۲۰: نمودار تغییر مکان- نیرو تیر بتنی مسلح GFRP با نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}}=0,8$ و میلگرد فشاری متغیر

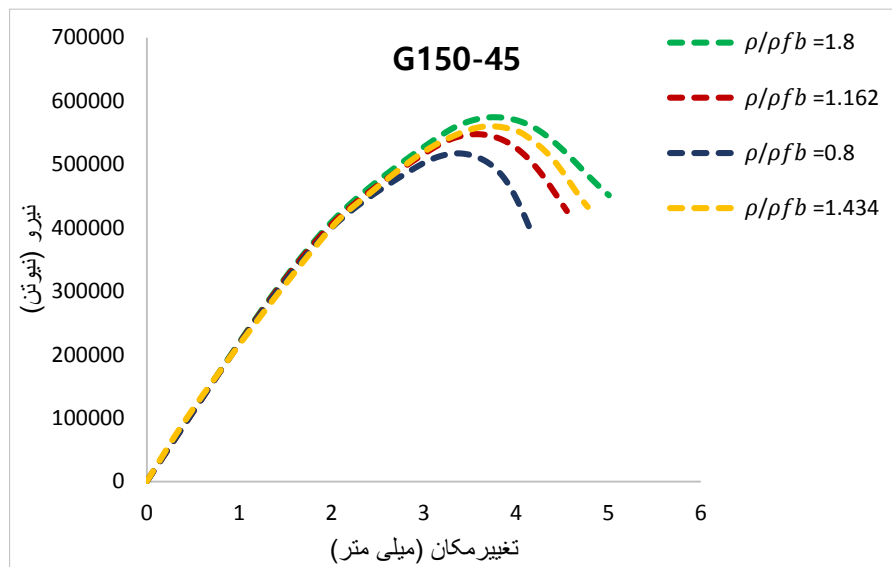
۴-۲-۲ بررسی سهم میلگردهای طولی GFRP در ظرفیت ستون بتنی مسلح

در این بخش، ۶ نمونه ستون بتنی مسلح GFRP به منظور بررسی سهم میلگردهای طولی GFRP در ظرفیت ستون بتنی مسلح در نرم‌افزار ABAQUS ساخته می‌شوند. در این مدل‌ها، نسبت میلگردگذاری FRP به مقدار بالانس ($\frac{\rho}{\rho_{fb}}$)، به عنوان پارامتر متغیر در نظر گرفته می‌شود و در خروجی از مرکزیت‌های مختلف، نمودار تغییر مکان-نیرو اندازه‌گیری می‌شود. بر اساس آیین‌نامه ACI440.1R-15 [۲] طبق معادله (۴-۱) محاسبه می‌شود؛ زیرا ستون با بارگذاری خروجی از مرکزیت، همانند یک عضو خمشی رفتار می‌کند. بنابراین همانند تیرها، با محاسبه درصد میلگرد FRP بالانس (ρ_{fb}) مطابق با معادله (۴-۱)، میلگردگذاری به گونه‌ای انتخاب می‌شود که مقطع در سه ناحیه مختلف: ناحیه کنترل کششی ($\rho < \rho_{fb}$) که در واقع همان ناحیه کنترل شده توسط حد مجاز گسیختگی FRP است، ناحیه گذار ($\rho_{fb} < \rho < 1.4 \rho_{fb}$) و ناحیه کنترل فشاری ($\rho > 1.4 \rho_{fb}$) که در واقع همان ناحیه کنترل شده توسط حد مجاز خردشدگی بتن است، قرار گیرد. بدین ترتیب، پارامتر $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$ از ۱.۸ تا ۰.۸ تغییر می‌کند.

شکل ۴-۲۱ و شکل ۴-۲۲ نمودار تغییر مکان-نیرو ستون بتنی مسلح GFRP با خروجی از مرکزیت‌های مختلف و نسبت‌های مختلف $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$ را نشان می‌دهد. در این نمودارها پارامتر ρ بیانگر درصد حجمی آرماتور کششی و ρ_{fb} بیانگر درصد حجمی متعادل آرماتور FRP است. در ادامه به تشریح و بررسی این نمودارها پرداخته می‌شود.



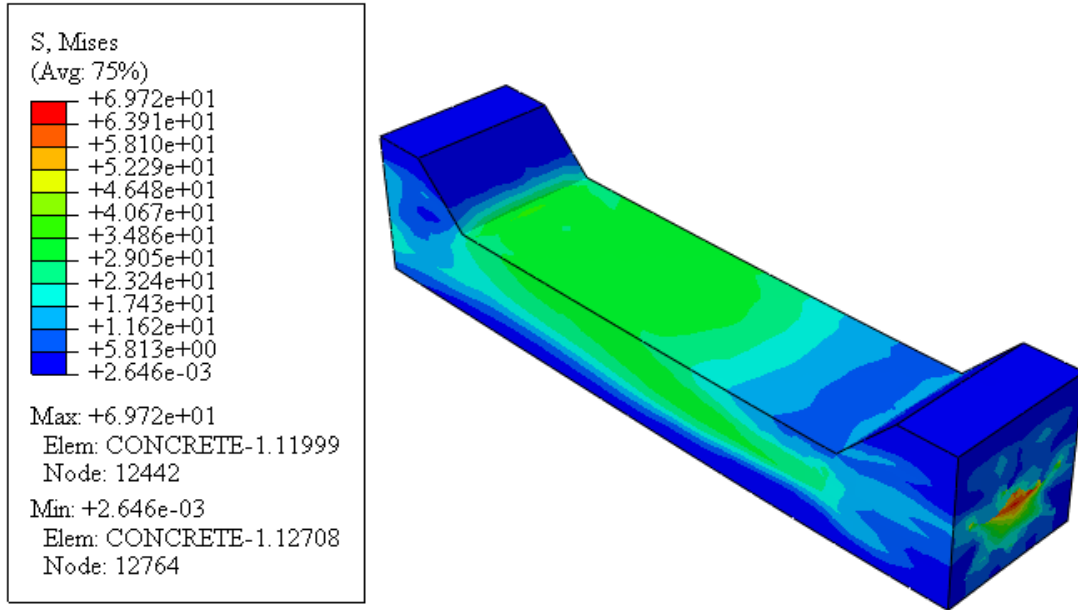
شکل ۴-۲۱: نمودار تغییر مکان-نیرو ستون G150-25 با نسبت‌های متفاوت $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$



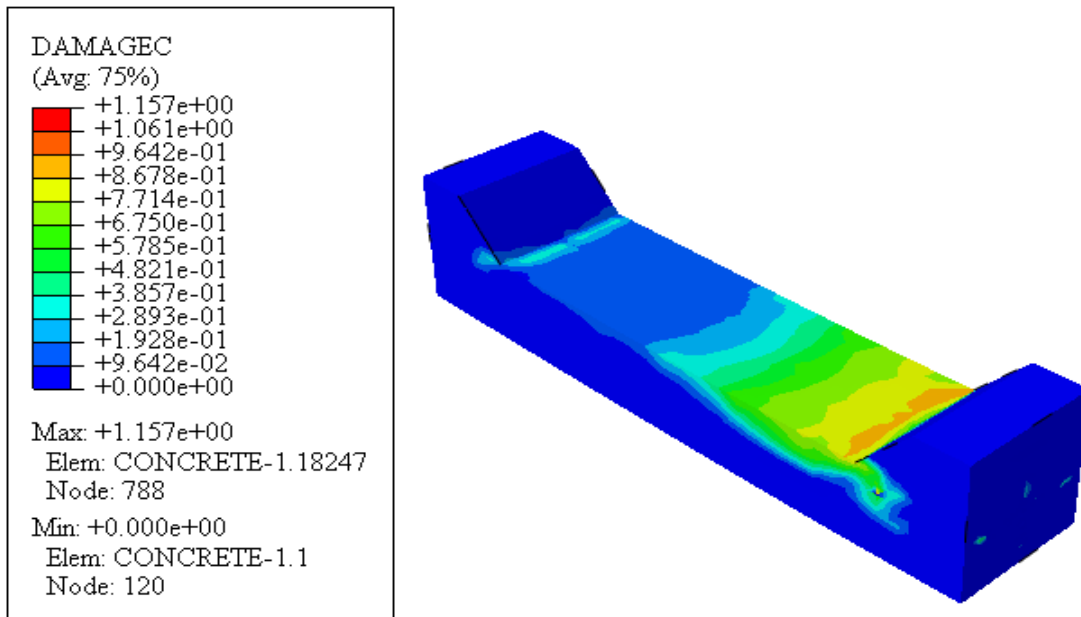
شکل ۴-۲۲: نمودار تغییر مکان-نیرو ستون G150-45 با نسبت‌های متفاوت $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$

با توجه به شکل ۴-۲۱ و شکل ۴-۲۲، در همه ستون‌های بتنی مسلح GFRP با بارگذاری خارج از مرکزیت، قسمت الاستیک خطی اول نمودار، هم‌پوشانی داشته و تغییرات از کمی پیش از نقطه اوج شروع می‌شود. همانطور که شکل ۴-۲۱ و شکل ۴-۲۲ نشان می‌دهند، با کاهش نسبت میلگردگذاری FRP به حالت بالانس ($\frac{\rho}{\rho_{fb}}$) از ۱٫۸ تا ۰٫۸، مقاومت ستون به مقدار کمی کاهش می‌یابد که این مقدار برای ستون‌های بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۴۵ میلی‌متر مشهودتر است. در ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر، میزان کاهش مقاومت ستون ۶٫۲ درصد و در ستون بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۴۵ میلی‌متر، میزان کاهش مقاومت ستون ۱۰ درصد است. هم‌چنین با کاهش نسبت میلگردگذاری FRP به حالت بالانس ($\frac{\rho}{\rho_{fb}}$)، شکل-پذیری کاهش می‌یابد که این کاهش در ستون‌های بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۴۵ میلی‌متر بیشتر است.

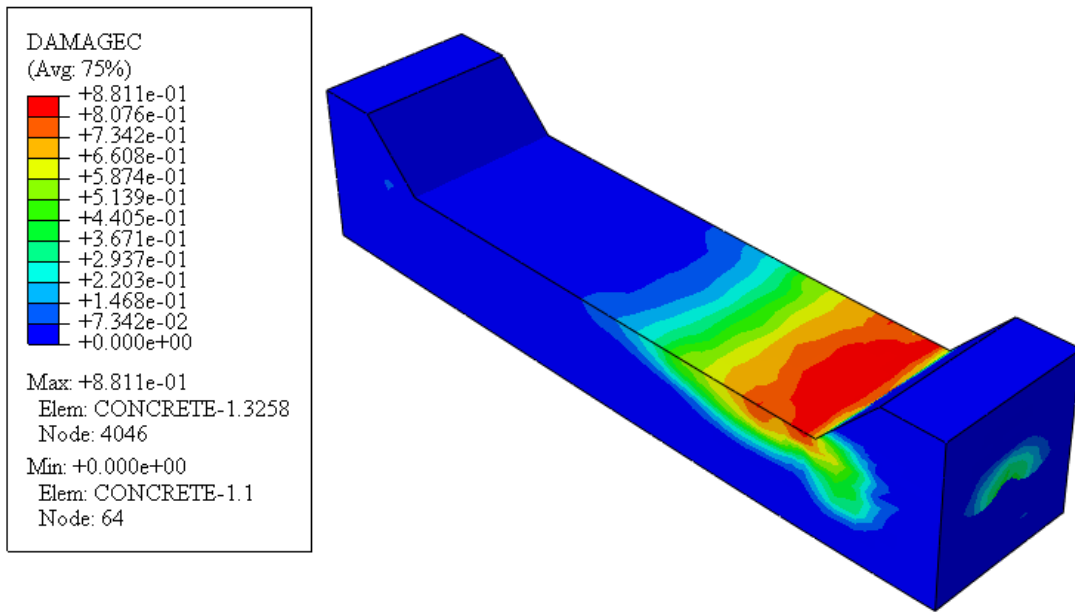
در جدول ۴-۲، در ستون آخر، میزان کرنشی که میلگردهای طولی GFRP تحمل کرده‌اند به کرنش نهایی آمده است. بیشترین کرنش ۰٫۹۴، کرنش نهایی است که این کرنش برای ستون بتنی با $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = ۰٫۸$ می‌باشد. شکل ۴-۲۳ تا شکل ۴-۳۰ کانتور تنش مایسز این مدل‌ها را نشان می‌دهند. هم‌چنین نتایج تحلیل ستون‌های بتنی مسلح GFRP با نسبت‌های مختلف $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$ در قالب جدول ارائه شده است.



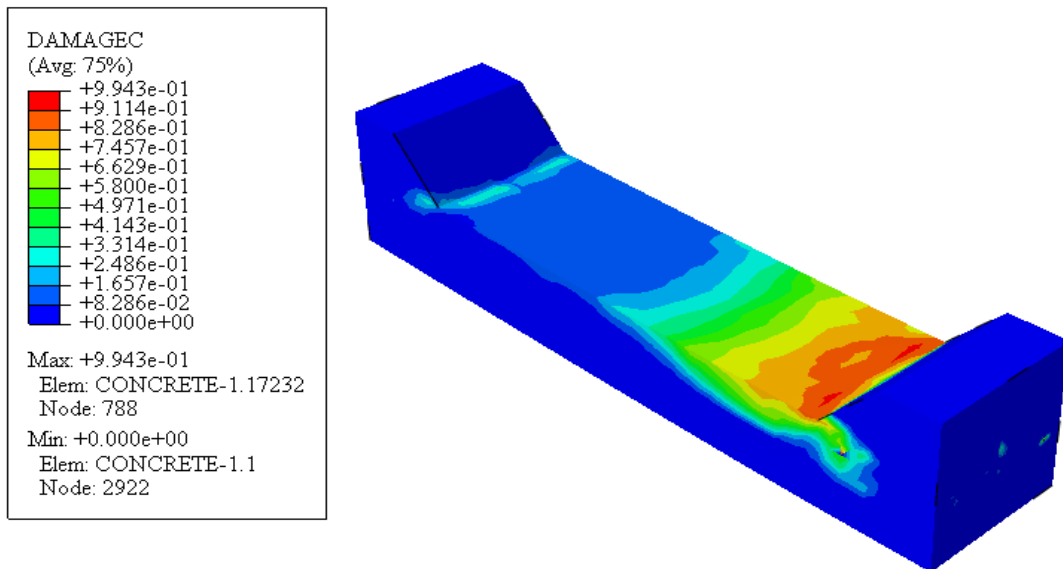
شکل ۴-۲۳: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-25 با $\rho = 1.8$



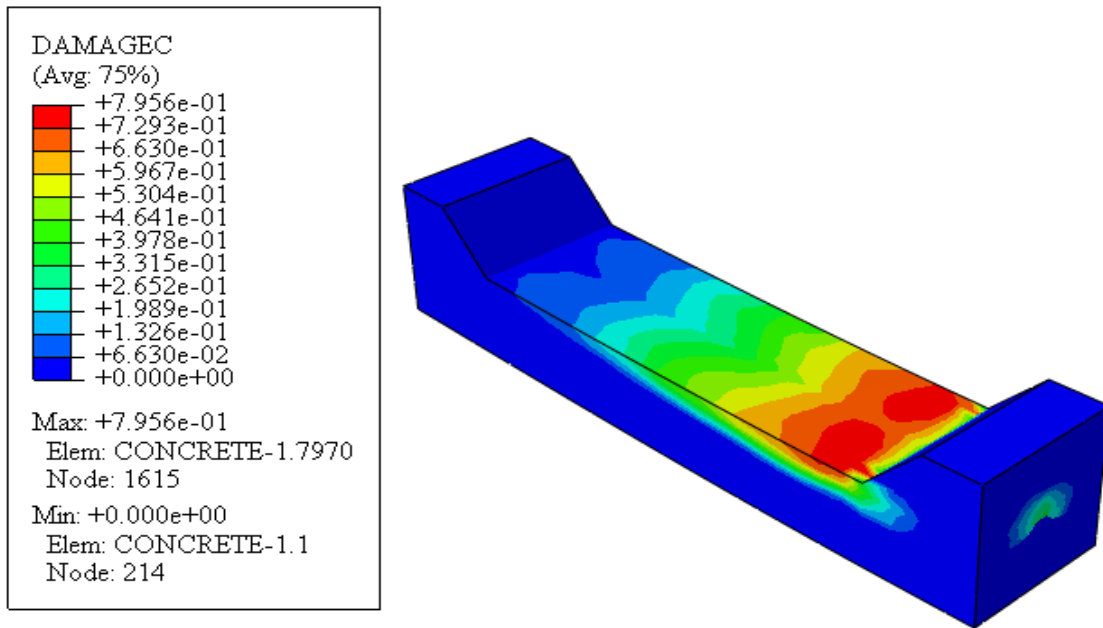
شکل ۴-۲۴: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-25 با $\rho = 1.434$



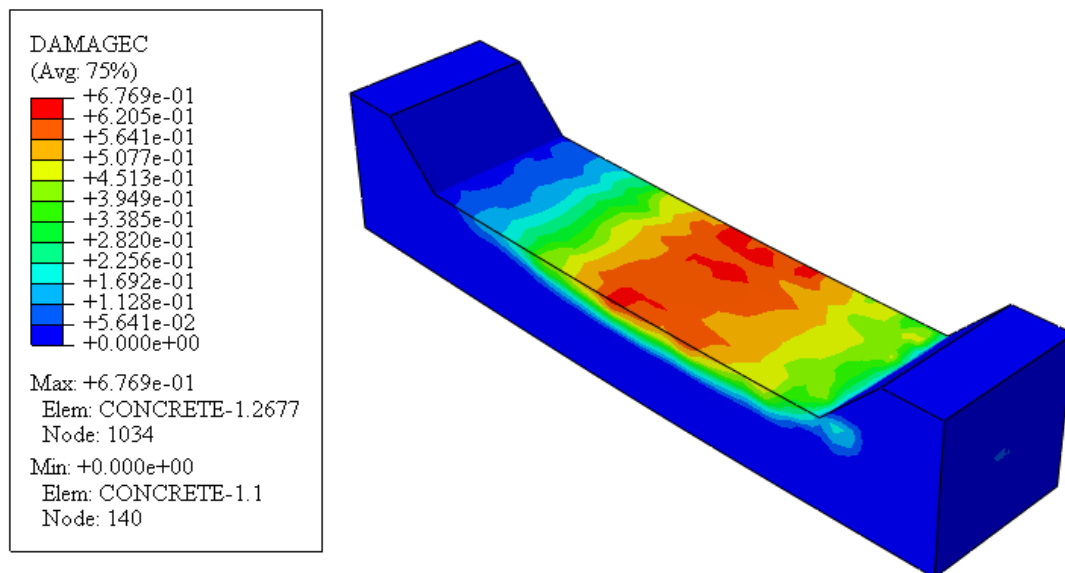
شکل ۴-۲۵: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-25 با $\rho = 1,162$



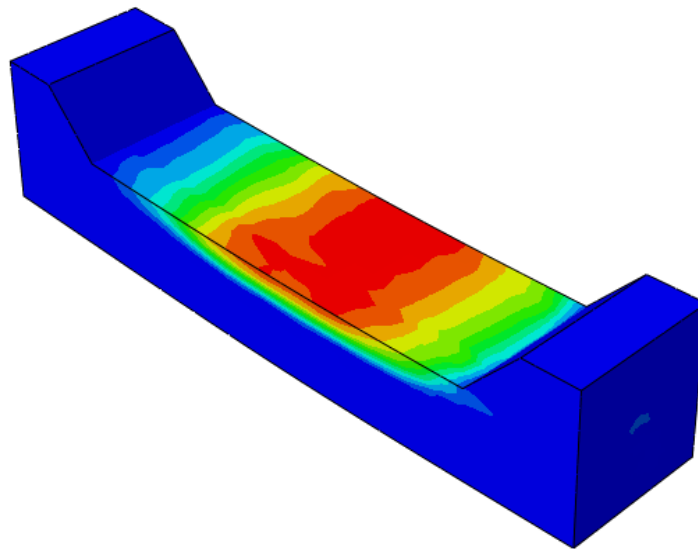
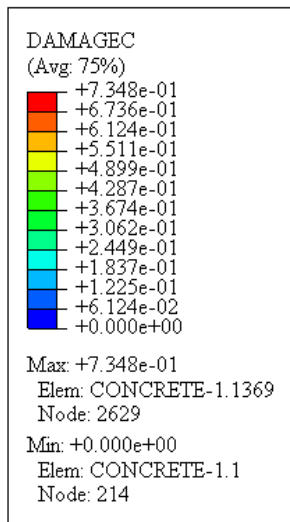
شکل ۴-۲۶: کانتور دمیج ستون بتنی G150-25 با $\rho = 0,8$



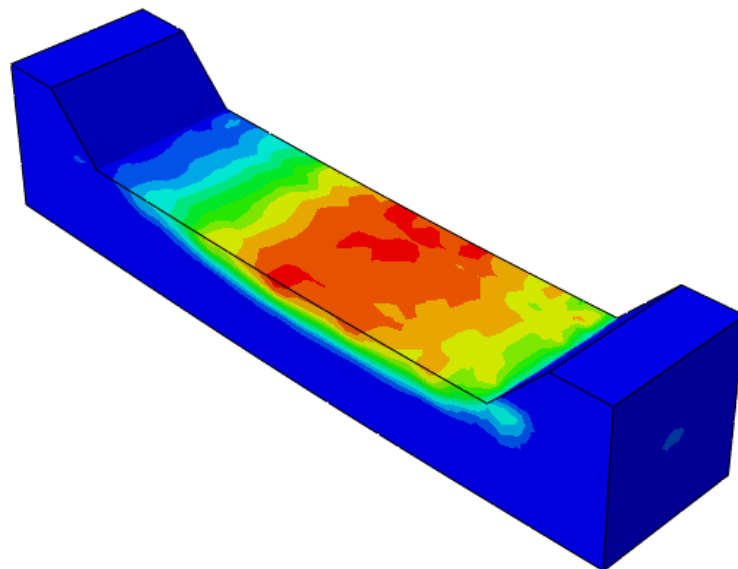
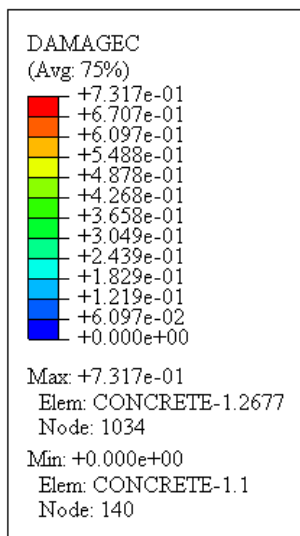
شکل ۴-۲۷: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-45 با $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1,434$



شکل ۴-۲۸: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-45 با $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1,162$



شکل ۴-۲۹: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-45 با $\rho = 0.8$



شکل ۴-۳۰: کانتور تنش مایسز ستون بتنی G150-45 با $\rho = 1.8$

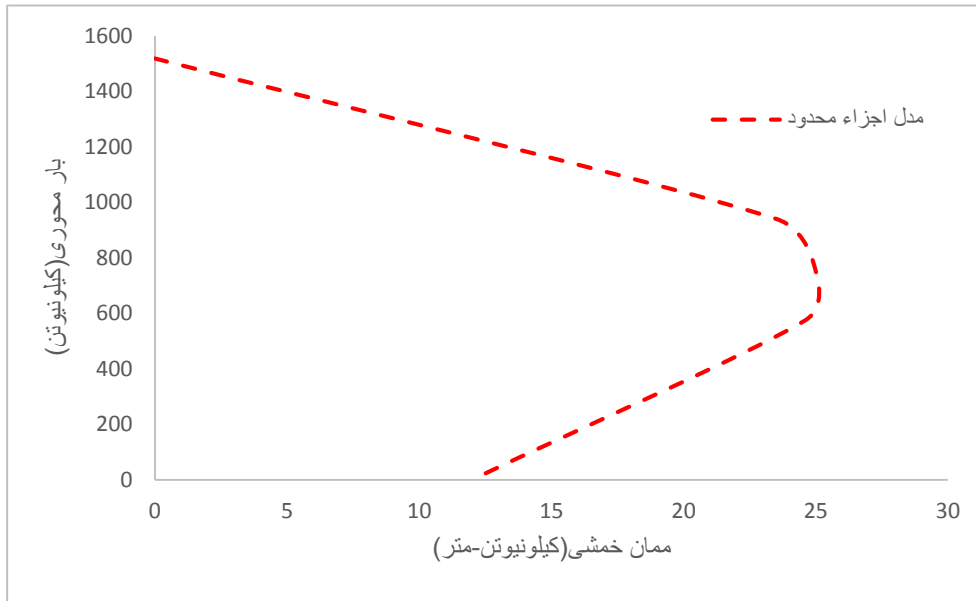
جدول ۴-۲: خلاصه‌ای از نتایج بررسی نسبت‌های مختلف $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$ در ستون‌های بتنی مسلح GFRP

نمونه	قطر میلگرد طولی در فشار (میلی متر)	قطر میلگرد طولی در کشش (میلی متر)	$\left(\frac{\rho}{\rho_{fb}}\right)$	$(\dot{\rho})$	بار اوج (کیلو نیوتن)	خیز قائم در بار اوج (میلی - متر)	خیز قائم نهایی (میلی - متر)	خروج از مرکزیت (میلی - متر)	$\frac{\epsilon}{\epsilon_u}$
G150-25-A	۱۲.۷	۱۲.۷	۱.۴۳۴	۰.۹۱۳	۸۵۶.۳۸	۴.۱۸	۵	۲۵	۰.۱۲
G150-25-B	۱۱.۴۳	۱۱.۴۳	۱.۱۶۲	۰.۷۳۹	۸۰۰.۳۵۷	۴.۳۸۸	۵.۱۲۵	۲۵	۰.۹۲
G150-25-C	۹.۴۸	۹.۴۸	۰.۸	۰.۵	۷۷۰.۶۱۹	۴.۲۳	۴.۸۶	۲۵	۰.۹۴
G150-25-D	۱۴.۲۲۵	۱۴.۲۲۵	۱.۸	۰.۵۷۳	۸۲۱.۵۲۹	۴.۵۲۶	۵.۲۹۲	۲۵	۰.۹۱
G150-45-A	۱۲.۷	۱۲.۷	۱.۴۳۴	۰.۹۱۳	۵۵۹.۶۶	۳.۶۵۶	۴.۷۷	۴۵	۰.۴۹
G150-45-B	۱۱.۴۳	۱۱.۴۳	۱.۱۶۲	۰.۷۳۹	۵۴۷.۹۸۲	۳.۵۷۹	۴.۵۴۹	۴۵	۰.۵۲
G150-45-C	۹.۴۸	۹.۴۸	۰.۸	۰.۵	۵۱۷.۳۲۱	۳.۵۷۱	۴.۳۷۲	۴۵	۰.۲۴
G150-45-D	۱۴.۲۲۵	۱۴.۲۲۵	۱.۸	۰.۵۷۳	۵۷۴.۶۱۸	۳.۷۵۷	۵	۴۵	۰.۶۳

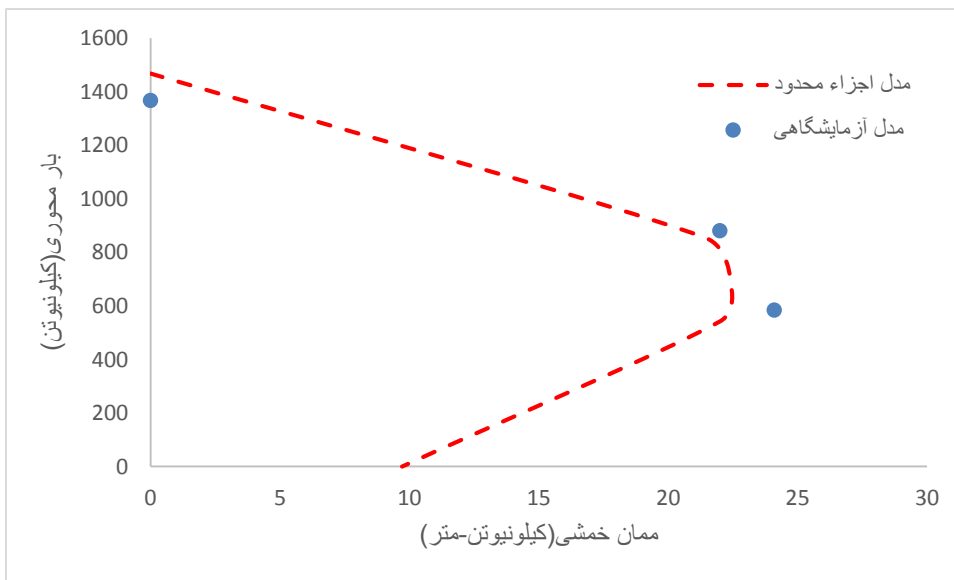
۴-۳ نمودار اندرکنش ستون

نمودار اندرکنش ستون، نموداری است که ظرفیت باربری محوری اعضای سازه‌ای را در مقابل ممان خمشی، تحت خروج از مرکزیت‌های متفاوت را نشان می‌دهد. این نمودار، پس از صحت‌سنجی با نتایج آزمایشگاهی به دست می‌آیند و به منظور تحلیل مقاومت ستون مورد استفاده قرار می‌گیرد و با تغییر بار و ممان ستون، تغییر می‌کند. ترکیب بار در مواردی که در داخل منحنی قرار گیرد، طراحی قابل قبولی را ارائه می‌دهد و در مواردی که ترکیب بار در خارج از منحنی قرار گیرد، با شکست در طراحی روبه‌رو می‌شویم. از آنجایی که در مطالعات پیشین، راهنمای طراحی ستون تحت خمش و بار محوری در آیین‌نامه را کمتر مورد بررسی قرار داده‌اند؛ بنابراین نمودار اندرکنش، نمودار مناسب جهت رسیدن به اهداف طراحی می‌باشد.

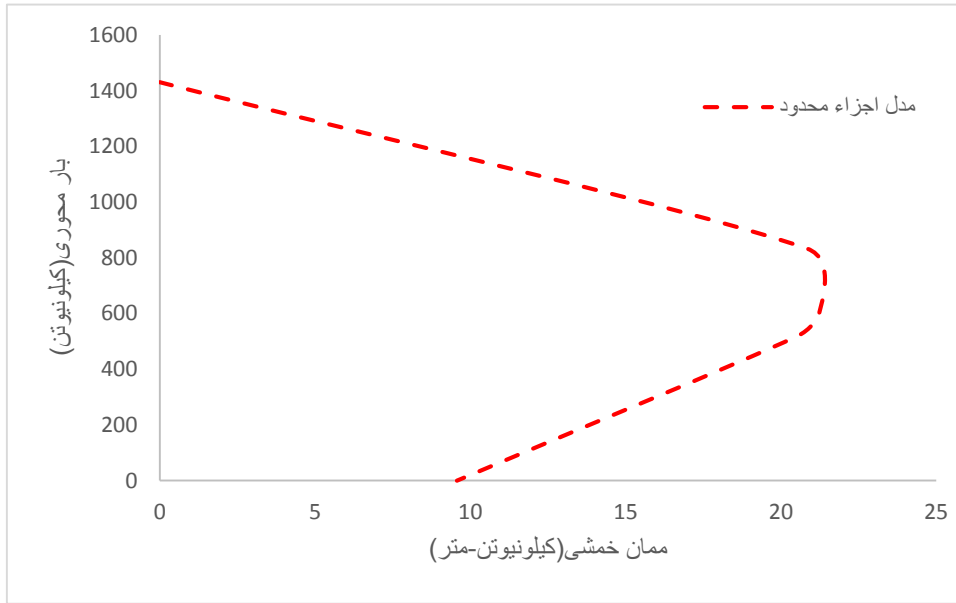
نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با نسبت‌های $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = ۱.۸, ۱.۴۳۴, ۱.۱۶۲, ۰.۸$ در شکل ۳-۲۷، شکل ۴-۳۲، شکل ۴-۳۳ و شکل ۴-۳۴ نشان داده شده‌است.



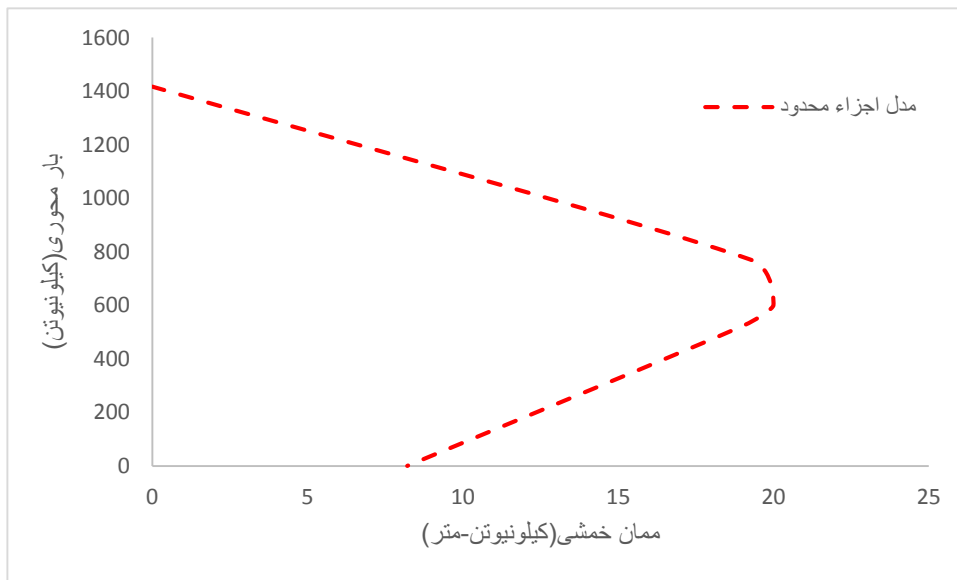
شکل ۴-۳۱: نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1,8$



شکل ۴-۳۲: نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1,434$



شکل ۴-۳۳: نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 1,162$



شکل ۴-۳۴: نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با $\frac{\rho}{\rho_{fb}} = 0,8$

همانطور که در شکل ۴-۳۲ مشاهده می‌شود، ستون‌های بارگذاری شده به طور متمرکز و ستون‌های با خروج از مرکزیت کوچک (۲۵ میلی‌متر) اختلاف ناچیزی با مقادیر به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی دارند و اختلاف بیشتر در ستون‌های بارگذاری شده با خروج از مرکزیت بالاتر (برای مثال ۴۵ میلی‌متر و بالاتر) مشاهده می‌شود؛ زیرا خاموت‌ها در کرنش‌های بالا از هم باز می‌شوند، بنابراین در ستون‌های با خروج از مرکزیت بالا، شکست‌های نابهنگام مشاهده می‌شود. بنابراین نمودار اندرکنش ستون بتنی مسلح GFRP با منحنی به دست آمده از آزمایشگاه، توافق خوبی دارند؛ زیرا در مدلسازی عددی، شکست شکل پذیر حاصل شده در نمونه‌های آزمایشگاهی، به خوبی نشان داده شده است. هم‌چنین همانطور که در شکل ۴-۳۲، شکل ۴-۳۳، شکل ۴-۳۴ و شکل ۴-۳۴ مشاهده می‌شود، با کاهش نسبت $\frac{\rho}{\rho_{fb}}$ از ۱٫۸ تا ۰٫۸ نمودار اندرکنش ستون به سمت چپ حرکت می‌کند و با کاهش مقاومت ستون روبه‌رو می‌شویم.

فصل ۵ نتیجه گیری و پیشنهادها

۱-۵ نتیجه گیری

در این پژوهش در ابتدا صحت سنجی نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزاء محدود در نرم افزار بررسی شد و سپس به بررسی اثر میلگردهای فشاری روی ظرفیت باربری و شکل پذیری تیرهای بتنی مسلح GFRP تحت بارگذاری خمشی چهارنقطه‌ای و هم‌چنین بررسی سهم میلگردهای طولی GFRP در ظرفیت ستون‌های بتنی مسلح تحت بارگذاری خروج از مرکزیت پرداختیم و در نهایت نمودارهای اندرکنش ستون ترسیم شد. نتایج حاصل از این پژوهش به قرار زیر می‌باشد:

(۱) پس از خردشدگی پوشش بتن، خاموت‌ها گسیخته می‌شوند و این آغازی برای شکست کلی نمونه می‌باشد.

(۲) در ستون‌ها با خروج از مرکزیت بالا در مفاصل پلاستیک، شکست لغزشی مشاهده شد و در تیرها، خمش میلگردهای طولی GFRP و شکست قطری مشاهده شد.

(۳) نتایج اجزاء محدود خصوصاً در محدوده الاستیک تطابق خوبی با نمودارهای به دست آمده از آزمایش دارند.

(۴) در ستون مسلح فولادی با بارگذاری متمرکز، مدل‌های شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار به میزان تقریبی ۶ درصد در بار اوج و در تغییر مکان اوج به میزان ۲ درصد با نتایج حاصل شده از آزمایشگاه تفاوت دارند.

(۵) ستون مسلح فولادی با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر به میزان ۸ درصد در بار اوج و در تغییر مکان اوج به میزان ۱۳ درصد با نمونه‌های آزمایشگاهی تفاوت دارند.

(۶) در غالب مدل‌های آزمایشگاهی، شاهد گسیختگی ناگهانی می‌باشیم در حالیکه این گسیختگی در مدل اجزاء محدود با شیب ملایم‌تری رخ می‌دهد.

(۷) در نمونه ستون بتنی مسلح GFRP با بارگذاری متمرکز شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS، بار اوج و جابه‌جایی اوج به ترتیب به میزان ۶ درصد و ۲۵ درصد در مقایسه با مدل آزمایشگاهی افزایش یافته که نشان‌دهنده دست‌بالا گرفتن تحلیل به روش اجزاء محدود در این ستون‌ها می‌باشد.

(۸) در تیرهای بتنی مسلح GFRP تحت بارگذاری خمشی چهارنقطه‌ای، شاهد افزایش جذب انرژی و افزایش مقاومت خمشی تیر در مقایسه با نمونه‌های آزمایشگاهی می‌باشیم.

(۹) با کاهش نسبت میلگردگذاری FRP به حالت بالانس ($\frac{\rho}{\rho_{fb}}$) از ۱٫۸ به ۰٫۸، ظرفیت خمشی مقطع به طور میلنگین به میزان ۴۷٫۹ درصد کاهش می‌یابد و افت شدید در شکل‌پذیری مقطع اتفاق می‌افتد.

۱۰) با تغییر درصد میلگردهای فشاری، ناحیه الاستیک کاملاً همپوشانی داشته و تغییرات در ناحیه پس از اوج شروع می‌شود. کاهش درصد میلگردهای فشاری (ρ_f) از میزان برابر با درصد میلگردهای کششی (ρ) تا مقدار صفر، تغییری در ظرفیت خمشی تیر ایجاد نمی‌کند؛ در حالی که منجر به کاهش شکل پذیری مقطع می‌شود.

۱۱) جایگذاری میلگردهای فولادی با GFRP منجر به افزایش کلی در ظرفیت خمشی تیر و جذب انرژی بیشتر می‌شود.

۱۲) در ستون‌های بتنی مسلح GFRP با بارگذاری خروج از مرکزیت، با کاهش نسبت میلگردگذاری FRP به حالت بالانس ($\frac{\rho}{\rho_{fb}}$) از ۱٫۸ تا ۰٫۸، مقاومت ستون به میزان ۱۰ درصد برای ستون‌های با خروج از مرکزیت ۲۵ میلی‌متر و ۳٫۷ درصد برای ستون‌های با خروج از مرکزیت ۴۵ میلی‌متر کاهش می‌یابد.

۱۳) در ستون‌های بتنی مسلح با بارگذاری خروج از مرکزیت، با کاهش نسبت میلگردگذاری FRP به حالت بالانس ($\frac{\rho}{\rho_{fb}}$)، شکل پذیری کاهش می‌یابد که این کاهش در ستون‌های بتنی مسلح GFRP با خروج از مرکزیت ۴۵ میلی‌متر مشهودتر است.

۵-۲ پیشنهادها

- (۱) از آنجایی که ممان خمشی با ایجاد توزیع تنش غیر یکنواخت، منجر به کاهش قابل توجه ظرفیت نهایی اعضای فشاری می شود؛ بنابراین محصوریت جانبی ستون های بتنی مسلح GFRP که تحت خمش قرار دارند، ضروری است. به دلیل اهمیت محصوریت جانبی ستون های بتنی مسلح GFRP با بارگذاری خروج از مرکزیت، بهتر است در مطالعات آینده از میلگردگذاری عرضی با فواصل کمتر به منظور افزایش مقاومت ستون استفاده کنیم.
- (۲) به دلیل مشکلات مرتبط با فرایند ساخت خاموت های GFRP از قبیل خمیده کردن و دستکاری در محل ساخت، جایگزینی این خاموت ها با مصالح کامپوزیت دیگر می تواند در جهت تسریع و سهولت اجرا موثر باشد.
- (۳) ستون های بتنی مسلح GFRP و ستون بتنی مسلح فولادی با پوشش یکسان بتن می توانند مورد بررسی قرار گیرند.
- (۴) در پژوهش های آینده می توان به منظور تغییر سهم میلگردهای طولی GFRP از ستون هایی با نحوه آرایش مختلف میلگردگذاری استفاده کرد و با نتایج ستون هایی که مقایسه کرد.

مراجع

- [1] A. Nanni, A. De Luca, and H. Zadeh, *Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design*. 2014.
- [2] ACI 440.1R-15, *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Bars (ACI440.1R-15)*, vol. 22, no. 4. 2015.
- [3] “بررسی عملکرد لرزه ای قاب های خمشی با تیرهای بتن مسلح به آرماتورهای FRP,” دانشگاه صنعتی شریف, ۱۳۹۶.
- [4] R. F.-S. Journal and undefined 1999, “Another look at cracking and crack control in reinforced concrete,” *concrete.org*.
- [5] T. Nicolae, O. Gabriel, I. Dorina, ... E. I.-... P. din lasi, and undefined 2008, “Fibre reinforced polymer composites as internal and external reinforcements for building elements,” *academia.edu*.
- [6] A. Mufti, N. Banthia, ... B. B.-C., and undefined 2007, “Durability of GFRP composite rods,” *vrodaustralia.com.au*.
- [7] A. Mufti, M. Onofrei, ... B. B.-P. of the, and undefined 2005, “Report on the studies of GFRP durability in concrete from field demonstration structures,” *researchgate.net*.
- [8] G. Nkurunziza, A. Debaiky, P. Cousin, and B. Benmokrane, “Durability of GFRP bars: a critical review of the literature,” *Prog. Struct. Eng. Mater.*, vol. 7, no. 4, pp. 194–209, Oct. 2005.
- [9] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Sep. 1988.
- [10] I. Vilanova, L. Torres, M. Baena, ... G. K.-E., and undefined 2014, “Experimental study of tension stiffening in GFRP RC tensile members under sustained load,” *Elsevier*.
- [11] A. Nanni, M. Henneke, T. O.-C. and B. Materials, and undefined 1994, “Behaviour of concrete beams with hybrid reinforcement,” *Elsevier*.
- [12] R. H.-M. & D. (1980-2015) and undefined 2015, “Finite element modeling of reinforced concrete beams with a hybrid combination of steel and aramid reinforcement,” *Elsevier*.
- [13] H. Deitz, DH and Harik, IE and Gesund, “Physical properties of glass fiber reinforced polymer rebars in compression,” *J. Compos. Constr.*, vol. 7, no. 2003, pp. 363--366, 2003.
- [14] C. Bedard, “Composite reinforcing bars: assessing their use in construction,” *Concr. Int.*, vol. 14, pp. 55--59, 1992.
- [15] O. Chaallal and B. Benmokrane, “Physical and mechanical performance of an innovative glass-fiber-reinforced plastic rod for concrete and grouted anchorages,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 20, no. 2, pp. 254–268, 1993.
- [16] M. Z. Afifi, H. M. Mohamed, and B. Benmokrane, “Strength and Axial Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and Spirals,” *J. Compos. Constr.*, vol. 18, no. 2, p. 04013035, Apr. 2014.
- [17] M. Z. Afifi, H. M. Mohamed, and B. Benmokrane, “Axial Capacity of Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals,” *J. Compos. Constr.*, vol. 18, no. 1, p. 04013017, 2014.
- [18] F. Nunes, M. Correia, J. R. Correia, N. Silvestre, and A. Moreira, “Experimental and numerical study on the structural behavior of eccentrically loaded GFRP columns,” *Thin-Walled Struct.*, vol. 72, pp. 175–187, 2013.
- [19] U. K. Sharma, P. Bhargava, and S. K. Kaushik, “Behavior of Confined High Strength

- Concrete Columns under Axial Compression,” *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 3, no. 2, pp. 267–281, 2005.
- [20] X. Zou, J. Teng, L. De Lorenzis, S. X.-C. P. B. Engineering, and undefined 2007, “Optimal performance-based design of FRP jackets for seismic retrofit of reinforced concrete frames,” *Elsevier*.
- [21] J. Liu and S. A. Sheikh, “Fiber-reinforced polymer-confined circular columns under simulated seismic loads,” *ACI Struct. J.*, vol. 110, no. 6, pp. 941–951, 2013.
- [22] L. Sun, M. Wei, and N. Zhang, “Experimental study on the behavior of GFRP reinforced concrete columns under eccentric axial load,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 152, pp. 214–225, 2017.
- [23] A. De Luca, F. Matta, A. N.-A. S. Journal, and undefined 2010, “Behavior of full-scale glass fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns under axial load,” *vrodbrunei.com*.
- [24] W. Qu, X. Zhang, and H. Huang, “Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Hybrid (GFRP and Steel) Bars,” *J. Compos. Constr.*, vol. 13, no. 5, pp. 350–359, Oct. 2009.
- [25] A. Zafar and B. Andrawes, “Seismic Performance of RC Moment Resisting Frame with Steel, GFRP, and SMAFRP Reinforcement,” in *Structures Congress 2012*, 2012, pp. 2003–2014.
- [26] Z. Sun, Y. Yang, W. Yan, G. Wu, X. H.-A. in C. Engineering, and undefined 2017, “Moment-Curvature Behaviors of Concrete Beams Singly Reinforced by Steel-FRP Composite Bars,” *hindawi.com*.
- [27] R. Garcia, I. Hajirasouliha, K. P.-E. Structures, and undefined 2010, “Seismic behaviour of deficient RC frames strengthened with CFRP composites,” *Elsevier*.
- [28] M. Di Ludovico, A. Prota, G. Manfredi, and E. Cosenza, “Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 37, no. 1, pp. 141–162, Jan. 2008.
- [29] A. Niroomandi, A. Maheri, M. Maheri, S. M.-E. Structures, and undefined 2010, “Seismic performance of ordinary RC frames retrofitted at joints by FRP sheets,” *Elsevier*.
- [30] M. Alsayed, SH and Al-Salloum, YA and Almusallam, TH and Amjad, “Concrete columns reinforced by glass fiber reinforced polymer rods,” *Spec. Publ.*, vol. 188, pp. 103–112, 1999.
- [31] J. Brown and A. T. Consulting, “The Study of FRP Strengthening of Concrete Structures to Increase the Serviceable Design Life in Corrosive Environments,” no. February, 2006.
- [32] Pantelides, “Axial Load Behavior of Concrete Columns Confined with GFRP Spirals,” *J. Compos. Constr.*, vol. 06, no. June, p. 04015072, 2015.
- [33] A. Farghaly, H. Tobbi, A. S. Farghaly, and B. Benmokrane, “Concrete Columns Reinforced Longitudinally and Transversally with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars Concrete Columns Reinforced Longitudinally and Transversally with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars,” no. February 2014, pp. 551–558, 2012.
- [34] H. Tobbi, A. S. Farghaly, and B. Benmokrane, “Strength model for concrete columns reinforced with fiber-reinforced polymer bars and ties,” *ACI Struct. J.*, vol. 111, no. 4, pp. 789–798, 2014.
- [35] H. Tobbi, A. S. Farghaly, and B. Benmokrane, “Behavior of concentrically loaded fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns with varying reinforcement types and ratios,” *ACI Struct. J.*, vol. 111, no. 2, pp. 375–385, 2014.
- [36] M. Elchalakani and G. Ma, “Tests of glass fibre reinforced polymer rectangular

- concrete columns subjected to concentric and eccentric axial loading,” *Eng. Struct.*, vol. 151, pp. 93–104, 2017.
- [37] “http://help.solidworks.com, SOLIDWORKS Web Help, Dassault Systèmes. - Google Search.” [Online]. Available: https://www.google.com/search?q=http%3A%2F%2Fhelp.solidworks.com%2C+SOLIDWORKS+Web+Help%2C+Dassault+Systèmes.&rlz=1C1GGRV_enIR814IR814&oq=http%3A%2F%2Fhelp.solidworks.com%2C+SOLIDWORKS+Web+Help%2C+Dassault+Systèmes.&aqs=chrome..69i57.2790j0j0&so. [Accessed: 29-Aug-2019].
- [38] “ABAQUS/Theory User manual. Dassault Systèmes, 2008 - Google Search.” [Online]. Available: https://www.google.com/search?q=ABAQUS%2FTheory+User+manual.+Dassault+Systèmes%2C+2008&rlz=1C1GGRV_enIR814IR814&oq=ABAQUS%2FTheory+User+manual.+Dassault+Systèmes%2C+2008&aqs=chrome..69i57j69i58.1286j0j9&sourceid=chrome&ie=UTF-8. [Accessed: 29-Aug-2019].
- [39] P. REZAEI, M. Tatar, and B. MOGHADASI, “SOME GEOMETRICAL BASES FOR INCREMENTAL-ITERATIVE METHODS (RESEARCH NOTE),” 2009.
- [40] ک. ش. ع. س. پ. ع. ب. زاده، “بررسی نرم شدگی و سخت شدگی کرنش بتن محصور شده با ورق های FRP مقاومت و شکل پذیری اعضاء فشاری.”
- [41] Y. Wei, Y. W.-C. and B. Materials, and undefined 2012, “Unified stress–strain model of concrete for FRP-confined columns,” *Elsevier*.
- [42] M. Youssef, M. Feng, A. M.-C. P. B. Engineering, and undefined 2007, “Stress–strain model for concrete confined by FRP composites,” *Elsevier*.
- [43] “آیین نامه بتن ایران- آبا، ” ۱۳۷۹.
- [44] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم. ۱۳۹۲.
- [45] L. W, X. M, and C. Z., “Parameters calibration and verification of concrete damage plasticity model of Abaqus.,” *J. Compos. Constr.*, vol. 19, no. 1, p. 04014026, Feb. 2014.
- [46] A. J. Kappos and D. Konstantinidis, “Statistical analysis of confined high strength concrete,” *Mater. Struct.*, vol. 32, no. 10, pp. 734–748, 2018.
- [47] D. Kent, R. P.-J. of the S. Division, and undefined 1971, “Flexural members with confined concrete,” *trid.trb.org*.
- [48] A. 363R-10, “Report on High-Strength Concrete,” *Am. Concr. Inst.*, 2010.
- [49] M. Elchalakani, A. Karrech, M. Dong, M. S. Mohamed Ali, and B. Yang, “Experiments and Finite Element Analysis of GFRP Reinforced Geopolymer Concrete Rectangular Columns Subjected to Concentric and Eccentric Axial Loading,” *Structures*, vol. 14, no. 2017, pp. 273–289, 2018.
- [50] AS 1012-9, *Methods for testing concrete-determination of concrete compressive strength*. 1991.
- [51] م. افتخار، “بررسی تأثیر آرماتور خمشی و تسلیح خارجی بر رفتار تیرهای تقویت شده توسط ورقهای کامپوزیت،” دانشگاه صنعتی اصفهان.
- [52] M. Hadi, J. Y.-J. of C. for Construction, and undefined 2016, “Experimental investigation of GFRP-reinforced and GFRP-encased square concrete specimens under axial and eccentric load, and four-point bending test,” *ascelibrary.org*.
- [53] J. Youssef and M. Hadi, “Experimental investigation of GFRP reinforced square concrete columns under axial and eccentric loading,” 2016.
- [54] fib TG 9.3, *fib Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures*, no. 1997. 2002.

Abstract

Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) bars with significant corrosion resistance lead to an improvement in the performance of concrete structures and a significant reduction in costs. High ratio of tensile strength to weight, non-conductive, and non-magnetic properties are other features of GFRP bars. Recent international design standards, such as ACI 440.1R-15 do not recommend including FRP reinforcement in compression, so they replace them by concrete in calculations. The purpose of this study was to investigate the effect of concentric and excentric axial loading on the axial capacity and ductility of GFRP reinforced concrete columns compared to steel reinforced concrete columns, comparison of flexural capacity of GFRP reinforced concrete beams with steel reinforced concrete beams, and also the effect of compressive bars on the bending capacity and ductility of GFRP reinforced concrete beams.

In this study, concrete beams and columns were modeled using finite element software ,ABAQUS. Experimental data from previous studies were used as a criterion for numerical investigations and the model results were validated using the available experimental data. The results demonstrated that the average load carrying capacity of GFRP reinforced concrete columns is about 93.5 percent of steel reinforced concrete columns. GFRP reinforced concrete columns under concentric loading have greater load carrying capacity than GFRP reinforced concrete columns under eccentric loading which is more significant for steel reinforced concrete columns. The average flexural strength of steel reinforced concrete beam was about 90% of GFRP reinforced concrete beam. Also, the ductility of GFRP concrete beam specimens was greater than that for the steel beam specimen. Using GFRP compression reinforcement resulted in higher energy absorption and ultimately higher ductility of the GFRP concrete beams. Also, the results showed that GFRP compression reinforcement does not significantly increase the flexural strength of beams.

Keywords: GFRP bar, ABAQUS, Column, Beams, Load carring capacity, ductility, Flexural strength