

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

کارشناسی ارشد مهندسی سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

**بررسی رفتار تیرهای مقاوم شده با مصالح پایه سیمانی مهندسی شده (ECC)  
مسلح به الیاف**

نگارنده:

عباس شفیعی ثابت

استاد راهنما:

دکتر فرشید جندقی علائی

شهریور ۱۳۹۸

شماره: ۹۸/۲۸۴  
تاریخ: ۸/۷/۹۸

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای عباس شفیعی ثابت با شماره دانشجویی ۹۶۰۹۰۵۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه تحت عنوان بررسی رفتار تیرهای مقاوم شده با مصالح پایه سیمانی مهندسی شده (ECC) مسلح به الیاف که در تاریخ ۱۳۹۸/۰۶/۱۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجه: عالی، خوب، متوسط)  مردود   
 نوع تحقیق:  نظری  عملی

| عضو هیأت داوران           | نام و نام خانوادگی     | مرتبه علمی | امضاء |
|---------------------------|------------------------|------------|-------|
| ۱- استاد راهنمای اول      | دکتر فرشید جندقی علایی | دانشیار    |       |
| ۲- استاد راهنمای دوم      |                        |            |       |
| ۳- استاد مشاور            |                        |            |       |
| ۴- نماینده تحصیلات تکمیلی | دکتر عبدالاحد چوپانی   | استادیار   |       |
| ۵- استاد امتحن اول        | دکتر فرنوش یاسقیه      | استادیار   |       |
| ۶- استاد امتحن دوم        | دکتر جلیل شفتی         | استادیار   |       |

نام و نام خانوادگی دانشجو: دکتر رضا نادری



توجه: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در صورت تکمیل) می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

## تقدیم به

همه کسانی که لحظه ای بعد انسانی و وجدانی خود را فراموش نمی کنند و بر آستان گران سنگ انسانیت سر فرود می آورند و انسان را با همه تفاوت هایش ارج می نهند.

## تقدیر و تشکر

سپاس آن بی همتایی که مانند همیشه، با الطاف بی پایانش در انجام و به پایان رساندن این پایان نامه مرا یاری نمود، او را سپاس می گویم که مرا لایق آموختن گردانید.

رهنمون های بی دریغ و ارزنده استاد بزرگووارم جناب آقای دکتر فرشید جندقی علائی که هدایت این پایان نامه را بر عهده داشتند، مرا بر آن می دارد که با این جملات کوتاه و ناکافی سپاسگزاری خود را از این بزرگووار بیان نمایم.

## تعهد نامه

اینجانب عباس شفیعی ثابت دانشجوی کارشناسی ارشد رشته عمران مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود، نویسنده پایان نامه با عنوان بررسی رفتار تیرهای مقاوم شده با مصالح پایه سیمانی مهندسی شده (ECC) مسلح به الیاف تحت راهنمایی دکتر فرشید جندقی علایی متعهد می شوم:

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

عباس شفیعی ثابت

### مالکیت نتایج و حق نشر

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

## چکیده

امروزه بهسازی و مقاوم سازی سازه های موجود یکی از روش های موثر در بهبود عملکرد سازه ها می باشد. از این رو مصالحی همچون کامپوزیت های FRP انتخاب مناسبی در این زمینه می باشد. اما FRP ها بعلاوه داشتن مواد پلیمری از جمله اپوکسی ها در مقابل حریق و آتش سوزی خواص مکانیکی خود را از دست داده و اثر تقویتی FRP ها نمی تواند حفظ شود. به منظور حل این مشکل چسب هائی با پایه سیمانی جهت مقاوم سازی سازه های بتنی با FRP توسط بعضی از محققین معرفی گردید، و از طرفی اکثر چسب های پایه سیمانی فاقد شکل پذیری مناسب می باشد. به همین جهت بارهای وارده را نمی تواند از بتن به کامپوزیت های FRP انتقال داد و همچنین ساختار شکست آنها عموماً تردد و فاقد هرگونه هشدار می باشد. بنابراین لازم است که چسب پایه سیمانی با شکل پذیری مطلوب که بتواند بطور موثر بارهای وارده را از بتن سازه به کامپوزیت های FRP انتقال دهد بدون اینکه در دماهای بالا دچار خرابی شود ساخته و توسعه یابد. به همین جهت ECC یک کاندیدای امیدبخش و مناسب برای چنین کاربردهای مقاوم سازی و تقویت می باشد.

این شکل پذیری ECC توسط ترک های ریز ( با پهنای کمتر از ۱۰۰ میکرون) در مرحله سخت شوندگی کرنش بدست می آید. لذا در این تحقیق مدل سازی عددی تیرهای مقاوم شده با مصالح پایه سیمانی مهندسی شده و شبکه BFRP مورد بررسی قرار گرفت. استفاده از ECC در ضخامت های مختلف و همچنین چندین شبکه الیاف با خواص مکانیکی و قطرهای متفاوت جهت مقاوم سازی تیرها مورد ارزیابی واقع شد. برای این منظور و برای شبیه سازی تیر تحت آزمایش خمش چهارنقطه ای، یک مدل عددی با استفاده از نرم افزار آباکوس ایجاد شد و برای صحت سنجی از نتایج آزمایشگاهی موجود استفاده گردید در انتها یک مطالعه پارامتری بر روی عوامل تاثیرگذار بر مقاومت تیر انجام شد. نتایج نشان داد که افزایش ضخامت لایه ECC باعث افزایش ظرفیت خمشی مقطع تیر خواهد شد و همچنین افزایش قطر شبکه الیاف جهت بالابردن ظرفیت خمشی تا زمانی موثر است که مقطع دچار جدایش شبکه الیاف و یا گسیختگی بتن فشاری نگردد.

**کلمات کلیدی:** مقاوم سازی تیر، مصالح پایه سیمانی مهندسی شده، پلیمرهای مسلح به الیاف، اجزا محدود غیرخطی، آباکوس

# فهرست مطالب

|    |  |       |
|----|--|-------|
| ک  | فهرست اشکال                                      | ..... |
| س  | فهرست جداول                                      | ..... |
| ۱  | فصل ۱  | ..... |
| ۱  | مقدمه و تعریف                                    | ..... |
| ۲  | ۱.۱ مقدمه  | ..... |
| ۲  | ۲.۱ پلیمرهای مسلح به الیاف                       | ..... |
| ۴  | ۳.۱ مصالح پایه سیمانی مهندسی شده                 | ..... |
| ۵  | ۴.۱ دمای انتقال شیشه ای                          | ..... |
| ۶  | ۵.۱ اهداف پایان نامه                             | ..... |
| ۷  | ۶.۱ ساختار کلی پایان نامه                        | ..... |
| ۹  | فصل ۲  | ..... |
| ۹  | مروری بر ادبیات موضوع                            | ..... |
| ۱۰ | ۱.۲ مقدمه  | ..... |
| ۱۱ | ۲.۲ تاریخچه مصالح پایه سیمانی مهندسی شده         | ..... |
| ۱۴ | ۳.۲ خصوصیات مکانیکی مصالح پایه سیمانی مهندسی شده | ..... |
| ۱۴ | ۱.۳.۲ مشخصات کلی                                 | ..... |
| ۱۶ | ۲.۳.۲ مشخصات کششی                                | ..... |
| ۱۷ | ۳.۳.۲ مشخصات فشاری                               | ..... |
| ۱۸ | ۴.۳.۲ مشخصات خمشی                                | ..... |
| ۲۰ | ۵.۳.۲ خستگی                                      | ..... |
| ۲۱ | ۴.۲ استفاده از ECC در مقاوم سازی سازه ها         | ..... |
| ۲۴ | ۱.۴.۲ کاربرد ECC در اعضای خمشی                   | ..... |
| ۲۸ | ۲.۴.۲ کاربرد ECC در عضو برشی                     | ..... |
| ۲۹ | ۳.۴.۲ کاربرد ECC در عضو ستون                     | ..... |
| ۳۰ | ۴.۴.۲ کاربرد ECC در اتصال تیر و ستون             | ..... |
| ۳۱ | ۵. ۴. ۲ کاربرد ECC در عضو پنل دیوار              | ..... |



|    |       |  |
|----|-------|--|
| ۳۲ | ..... | ۵.۲ تاریخچه مطالعات انجام شده در خصوص اثر حرارت بر روی ECC |
| ۳۵ | ..... | ۶.۲ جدایش لایه های FRP در تیرهای بتن مسلح مقاوم شده        |
| ۳۶ | ..... | ۷.۲ مطالعات انجام شده در خصوص هیبریدهای FRP-ECC            |
| ۴۳ | ..... | فصل ۳  |
| ۴۳ | ..... | مبانی مدل سازی اجزا محدود                                  |
| ۴۴ | ..... | ۱.۳ مقدمه  |
| ۴۴ | ..... | ۲.۳ رفتار مصالح بتنی                                       |
| ۴۵ | ..... | ۱.۲.۳ مدل ترک پخشی   |
| ۴۵ | ..... | ۲.۲.۳ مدل ترک شکننده                                       |
| ۴۵ | ..... | ۳.۲.۳ مدل پلاستیک آسیب دیده                                |
| ۴۶ | ..... | ۱.۳.۲.۳ سطح تسلیم  |
| ۴۸ | ..... | ۲.۳.۲.۳ قانون سخت شدگی                                     |
| ۴۹ | ..... | ۳.۳.۲.۳ زاویه اتساع  |
| ۵۰ | ..... | ۴.۳.۲.۳ پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک                     |
| ۵۰ | ..... | ۵.۳.۲.۳ پارامتر $f_b0/f_c0$                                |
| ۵۰ | ..... | ۶.۳.۲.۳ پارامتر ویسکو الاستیک                              |
| ۵۱ | ..... | ۴.۲.۳ روابط تنش - کرنش فشاری بتن                           |
| ۵۳ | ..... | ۵.۲.۳ منحنی رفتاری بتن در فشار تک محوره                    |
| ۵۳ | ..... | ۱.۵.۲.۳ هذلولی اصلاح شده هاگنستاد                          |
| ۵۴ | ..... | ۲.۵.۲.۳ مدل رفتاری کنت - پارک                              |
| ۵۶ | ..... | ۳.۵.۲.۳ مدل رفتاری تورنفیلد                                |
| ۵۷ | ..... | ۶.۲.۳ روابط تنش - کرنش کششی بتن                            |
| ۵۹ | ..... | ۳.۳ مدل سازی فولاد   |
| ۶۰ | ..... | ۱.۳.۳ مدل اصلاح شده میلگرد فولادی                          |
| ۶۵ | ..... | ۲.۳.۳ تنش چسبندگی بین میلگرد و بتن                         |
| ۶۶ | ..... | ۱.۲.۳.۳ مدل سازی میکرو مکانیک                              |
| ۶۷ | ..... | ۲.۲.۳.۳ مدل سازی ریز مقیاس                                 |
| ۶۷ | ..... | ۳.۲.۳.۳ مدل سازی متوسط مقیاس                               |

|    |  |
|----|--|
| ۶۷ | ۴.۲.۳.۳ مدل سازی درشت مقیاس                              |
| ۶۸ | ۴.۲ انواع تحلیل در نرم افزار آباکوس                      |
| ۶۸ | ۱.۴.۲ تحلیل دینامیکی خطی                                 |
| ۶۸ | ۲.۴.۲ تحلیل غیر خطی                                      |
| ۶۹ | ۳.۴.۲ تحلیل دینامیک صریح غیر خطی                         |
| ۷۰ | ۵.۲ انتخاب حل گر مناسب                                   |
| ۷۲ | ۱.۵.۳ کتابخانه المان ها                                  |
| ۷۳ | ۱.۵.۳.۱ المان با فرمولاسیون هیبرید                       |
| ۷۳ | ۲.۵.۳ المان مکعبی مرتبه ۲                                |
| ۷۳ | ۶.۲ المان های مورد استفاده در نرم افزار آباکوس           |
| ۷۴ | ۱.۶.۳ نامگذاری المان                                     |
| ۷۴ | ۱.۶.۳ خانواده المان ها                                   |
| ۷۴ | ۲.۱.۶.۳ درجات آزادی المان ها در آباکوس                   |
| ۷۵ | ۳.۱.۶.۳ تعداد گره ها و مرتبه میانبایی المان ها در آباکوس |
| ۷۶ | ۴.۱.۶.۳ فرمول بندی المان ها در آباکوس                    |
| ۷۶ | ۵.۱.۶.۳ انتگرال گیری المان ها در آباکوس                  |
| ۷۹ | فصل ۴  |
| ۷۹ | صحت سنجی مدل عددی  |
| ۸۰ | ۱.۴ مقدمه  |
| ۸۱ | ۲.۴ صحت سنجی و مدل سازی تیر                              |
| ۸۱ | ۱.۲.۴ مدل سازی عددی آزمایش خمش چهار نقطه                 |
| ۸۱ | ۲.۲.۴ مشخصات هندسی و مکانیکی نمونه آزمایشگاهی            |
| ۸۴ | ۳.۲.۴ مدل سازی و مش بندی نمونه آزمایشگاهی                |
| ۸۴ | ۴.۲.۴ اندرکنش ، شرایط مرزی و بارگذاری                    |
| ۸۹ | ۵.۲.۴ پارامترهای وارد شده در نرم افزار آباکوس            |
| ۸۹ | ۱.۵.۲.۴ فولاد  |
| ۹۰ | ۲.۵.۲.۴ بتن  |
| ۹۱ | ۱.۲.۵.۲.۴ حساسیت به زاویه اتساع                          |

|     |                                       |           |
|-----|---------------------------------------|-----------|
| ۹۱  | ..... حساسیت به سطح تسلیم             | ۲.۲.۵.۲.۴ |
| ۹۲  | ..... حساسیت به رفتار کششی بتن        | ۳.۲.۵.۲.۴ |
| ۹۳  | ..... اندازه شبکه اجزا محدود          | ۴.۲.۵.۲.۴ |
| ۹۵  | ..... مصالح پایه سیمانی مهندسی شده    | ۳.۵.۲.۴   |
| ۹۵  | ..... شبکه BFRP                       | ۴.۵.۲.۴   |
| ۹۶  | ..... اعتبار سنجی                     | ۶.۲.۴     |
| ۹۶  | ..... اعتبار سنجی تیر کنترل           | ۱۰.۶.۲.۴  |
| ۱۰۱ | ..... اعتبار سنجی تیر مقاوم سازی شده  | ۲.۶.۲.۴   |
| ۱۰۷ | ..... فصل ۵                           |           |
| ۱۰۷ | ..... مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری |           |
| ۱۰۸ | ..... مقدمه                           | ۱.۵       |
| ۱۰۸ | ..... شکل پذیری                       | ۲.۵       |
| ۱۰۹ | ..... تاثیر درصد تسلیح تیر            | ۳.۵       |
| ۱۱۰ | ..... تغییر در قطر شبکه BFRP          | ۴.۵       |
| ۱۱۲ | ..... گروه های مختلف FRP              | ۵.۵       |
| ۱۱۲ | ..... الیاف شیشه                      | ۱.۵.۵     |
| ۱۱۲ | ..... الیاف کربن                      | ۲.۵.۵     |
| ۱۱۳ | ..... الیاف آرامید                    | ۳.۵.۵     |
| ۱۱۳ | ..... الیاف بازالت                    | ۴.۵.۵     |
| ۱۱۴ | ..... مدل سازی الیاف                  | ۵.۵.۵     |
| ۱۱۸ | ..... تاثیر ضخامت لایه ECC            | ۶.۵       |
| ۱۲۰ | ..... جمع بندی                        | ۷.۵       |
| ۱۲۱ | ..... فصل ۶                           |           |
| ۱۲۱ | ..... نتیجه گیری و پیشنهادات          |           |
| ۱۲۲ | ..... مقدمه                           | ۱.۶       |
| ۱۲۳ | ..... نتیجه گیری                      | ۲.۶       |
| ۱۲۴ | ..... پیشنهادات                       | ۳.۶       |
| ۱۲۷ | ..... مراجع                           |           |

## فهرست اشکال

۱. ۲ منحنی تنش - کرنش بتن معمولی ، FRC ، HPRFCC ..... ۱۳
۲. ۲ رابطه بین اجزای ماده ، خواص پل زنی الیاف و شکل پذیری کششی کامپوزیت ..... ۱۵
۳. ۲ روش های مختلف استفاده از ECC ..... ۱۶
۴. ۲ منحنی تنش - کرنش ECC در مراحل توسعه میکروتَرَکها تا گسیختگی نهائی ..... ۱۷
۵. ۲ منحنی تنش - کرنش فشاری ECC و بتن معمولی ..... ۱۸
۶. ۲ میکرو ترکهای ریز متعدد در ناحیه کششی ..... ۱۹
۷. ۲ رابطه تنش خستگی - سیکل های شکست ..... ۲۰
۸. ۲ طرح میراگر ارائه شده توسط ماروتا ..... ۲۱
۹. ۲ پل میهارا ..... ۲۲
۱۰. ۲ تعمیر سطح سد بتنی میتاکا ..... ۲۳
۱۱. ۲ مجموعه آزمون اعضای خمشی فیشر و لی ..... ۲۵
۱۲. ۲ عضو بتن مسلح معمولی (a) کامپوزیت بتن مسلح و ECC بدون استفاده از خاموت در ناحیه برش (b) ..... ۲۵
۱۳. ۲ گراف هیستیریتیک عضو بتن مسلح معمولی (a) گراف هیستیریتیک کامپوزیت بتن مسلح و ECC (b) ..... ۲۶
۱۴. ۲ رفتار خسارت عضو بتن مسلح معمولی (b) با ۱۰ درصد دریافت ..... ۲۶
۱۵. ۲ جزئیات آزمایش والتز و همکاران ..... ۲۷
۱۶. ۲ منحنی بار - خیز کامپوزیتهای ECC/FRD/FRC ..... ۲۷
۱۷. ۲ جزئیات آزمایش فوکویاما و همکاران ..... ۲۸
۱۸. ۲ چرخه هیستریزیس تیر تحت بار چرخه ای آزمایش فوکویاما ..... ۲۹
۱۹. ۲ الگو خسارت تیر تحت بار چرخه ای آزمایش فوکویاما ..... ۲۹
۲۰. ۲ چرخه هیستریزیس ستون تحت بار چرخه ای ..... ۳۰
۲۱. ۲ جزئیات آزمایش پارا و مونته زینوس و وایت ..... ۳۰
۲۲. ۲ چرخه هیستریزیس اتصال تیر به ستون ..... ۳۱
۲۳. ۲ جزئیات آزمایش کسنر و بیلینگتون ..... ۳۱

۲۴. ۲ چرخه هیستریزیس پنل قاب آزمایش کسنر و بیلینگتون ..... ۳۲
۲۵. ۲ عکس میکروسکوپ الکترونی کامپوزیت ECC ..... ۳۳
۲۶. ۲ تغییر رنگ و فازهای الیاف های پلی وینیل الکل در دماهای مختلف ..... ۳۴
۲۷. ۲ جزئیات آزمایش pull-out و ابعاد نمونه ارائه شده توسط چاوو و لی ..... ۳۴
۲۸. ۲ مدل دندان بتنی ..... ۳۶
۲۹. ۲ تنش در یک المان بتنی در مجاورت صفحه انتهائی ..... ۳۶
۳۰. ۲ جزئیات هندسه و تقویت نمونه آزمایش شده توسط مالچ و لئونگ ..... ۳۷
۳۱. ۲ جزئیات هندسه و تقویت نمونه های آزمایش شده توسط عیفی و همکاران ..... ۳۸
۳۲. ۲ جزئیات آزمایش عیفی و همکاران ..... ۳۸
۳۳. ۲ جزئیات آزمایش ژنگ و همکاران ..... ۴۰
۳۴. ۲ توزیع کرنش و تنش در حالت ترک خوردگی ..... ۴۰
۳۵. ۲ مودهای شکست تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP ..... ۴۱
۳۶. ۲ جزئیات آزمایش تیر ارائه شده توسط محمد حسین و همکاران ..... ۴۱
۳۷. ۲ کرنش های اصلی ماکزیمم در تیرهای مدل سازی شده توسط لین و همکاران ..... ۴۲
۱. ۳ سطوح مرزی معیار دراگر - پراگر ..... ۴۶
۲. ۳ صفحه دویاتوریک در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن ..... ۴۹
۳. ۳ تعریف کرنش فشاری غیرالاستیک برای بیان سخت شدگی فشاری ..... ۵۲
۴. ۳ مدل فشاری هاگنستاد اصلاح شده ..... ۵۴
۵. ۳ مدل فشاری کنت - پارک ..... ۵۵
۶. ۳ مدل فشاری تورنفیلد ..... ۵۷
۷. ۳ تعریف کرنش ترک خوردگی برای بیان سخت شدگی کششی ..... ۵۸
۸. ۳ پاسخ بتن در کشش تک محوره توصیه شده در نرم افزار اجزا محدود ..... ۵۹
۹. ۳ تغییر شکل کلی میلگرد فولادی مدفون در المان بتنی ..... ۶۱
۱۰. ۳ المان بتن مسلح تحت خمش ..... ۶۴
۱۱. ۳ نمودار تنش-کرنش مدل اصلاح شده میلگرد فولادی در مقایسه با نمودار اولیه آن ..... ۶۴

۱۲. ۳ تنش های چسبندگی ناشی از اتصال مکانیکی بتن و آج آرماتور ..... ۶۵
۱۳. ۳ ترک های اصلی وشکافتی ..... ۶۶
۱۴. ۳ تنش های موضعی در بتن و آرماتور ..... ۶۶
۱۵. ۳ خانواده المان های موجود در آباکوس ..... ۷۵
۱۶. ۳ المان ۸ و ۲۰ گرهی موجود در آباکوس ..... ۷۶
۱. ۴ جزئیات تیر مورد مطالعه ..... ۸۲
۲. ۴ منحنی تنش - کرنش ECC ..... ۸۳
۳. ۴ منحنی تنش - کرنش بی اف آر بی ..... ۸۳
۴. ۴ مدل های ساخته شده در نرم افزار آباکوس ..... ۸۷
۵. ۴ اعمال شرایط مرزی در صفحه تقارن ۱ جهت تیر یک چهارم ..... ۸۸
۶. ۴ اعمال شرایط مرزی در صفحه تقارن ۲ جهت تیر یک چهارم ..... ۸۸
۷. ۴ نمودار رفتاری تنش - کرنش فولاد مدل شده ..... ۸۹
۸. ۴ نمودار رفتاری تنش - کرنش بتن مدل شده ..... ۹۰
۹. ۴ حساسیت مدل به زاویه اتساع ..... ۹۱
۱۰. ۴ حساسیت مدل نسبت به متغیر سطح تسلیم ..... ۹۲
۱۱. ۴ مقایسه مدل سازی با رفتار کششی و بدون رفتار کششی بتن ..... ۹۳
۱۲. ۴ همگرایی مش بندی در تیر کنترل ..... ۹۴
۱۳. ۴ نمودار رفتاری تنش - کرنش ECC مدل شده ..... ۹۵
۱۴. ۴ نمودار رفتاری تنش - کرنش BFRP مدل شده ..... ۹۶
۱۵. ۴ نمودار نیرو - تغییر مکان وسط دهانه تیر کنترل ..... ۹۷
۱۶. ۴ جزئیات برنامه کامپیوتری نوشته شده جهت محاسبه ظرفیت خمشی مقطع ..... ۹۹
۱۷. ۴ فلوجارت برنامه کامپیوتری نوشته شده جهت محاسبه ظرفیت خمشی تیر ..... ۱۰۰
۱۸. ۴ نمودار نیرو - تغییر مکان وسط دهانه تیر مقاوم سازی شده ..... ۱۰۱
۱۹. ۴ تنش طولی ایجاد شده در آرماتور در لحظه تسلیم (تیر کنترل) ..... ۱۰۳
۲۰. ۴ تنش طولی ایجاد شده در آرماتور در لحظه نهائی بارگذاری (تیر کنترل) ..... ۱۰۳

۲۱. ۴ تنش طولی ایجاد شده در آرماتور در لحظه تسلیم (تیرمقاوم سازی شده) ..... ۱۰۴
۲۲. ۴ تنش طولی ایجاد شده در آرماتور در لحظه نهائی بارگذاری (تیرمقاوم سازی شده) ..... ۱۰۴
۲۳. ۴ آسیب های پلاستیک حداکثر اصلی ایجاد شده در تیر کنترل در انتهای بارگذاری ..... ۱۰۵
۲۴. ۴ آسیب های پلاستیک حداکثر اصلی ایجاد شده در تیر مقاوم سازی شده در انتهای بارگذاری ..... ۱۰۵
۲۵. ۴ آسیب های پلاستیک حداکثر در مصالح پایه سیمانی مهندسی شده در انتهای بارگذاری ..... ۱۰۶
۲۶. ۴ ترک های ایجاد شده در تیر کنترل پس از انجام آزمایش ..... ۱۰۶
۲۷. ۴ ترک های ایجاد شده در تیر مقاوم سازی شده پس از پارگی شبکه BFRP ..... ۱۰۶
۱. ۵ منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان ..... ۱۰۹
۲. ۵ تاثیر درصد تسلیح در ظرفیت خمشی و شکل پذیری تیر ..... ۱۱۰
۳. ۵ تاثیر افزایش قطر شبکه BFRP در ظرفیت خمشی و شکل پذیری تیر مقاوم سازی شده ..... ۱۱۱
۴. ۵ تاثیر تغییر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف با ضخامت ۱ میلی متر بر ظرفیت خمشی ..... ۱۱۵
۵. ۵ تاثیر تغییر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف با ضخامت ۳ میلی متر بر ظرفیت خمشی ..... ۱۱۶
۶. ۵ تاثیر تغییر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف با ضخامت ۵ میلی متر بر ظرفیت خمشی ..... ۱۱۷
۷. ۵ مقایسه ظرفیت خمشی تیر مقاوم سازی شده با ضخامت و مقاومت کششی متفاوت الیاف ..... ۱۱۸
۸. ۵ تاثیر افزایش ضخامت لایه ECC بر ظرفیت خمشی ، تیر مقاوم سازی شده ..... ۱۱۹

## فهرست جداول

|     |       |   |
|-----|-------|---|
| ۸۲  | ..... | ۱. ۴ طرح اختلاط لایه مصالح پایه سیمانی مهندسی شده                     |
| ۸۹  | ..... | ۲. ۴ مشخصات مکانیکی آرماتور طولی وارد شده در نرم افزار                |
| ۸۹  | ..... | ۳. ۴ مشخصات مکانیکی آرماتور عرضی وارد شده در نرم افزار                |
| ۹۰  | ..... | ۴. ۴ مشخصات مکانیکی بتن وارد شده در نرم افزار                         |
| ۹۴  | ..... | ۵. ۴ مشخصات پلاستیسیته بتن وارد شده در نرم افزار                      |
| ۹۵  | ..... | ۶. ۴ مشخصات مکانیکی ECC وارد شده در نرم افزار                         |
| ۹۶  | ..... | ۷. ۴ مشخصات مکانیکی BFRP وارد شده در نرم افزار                        |
| ۹۹  | ..... | ۸. ۴ محاسبه ظرفیت خمشی تیر کنترل                                      |
| ۱۲۰ | ..... | ۱. ۵ چکیده مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری در خصوص تیر مقاوم سازی شده |





# فصل ۱

مقدمه و تعریف

## ۱.۱ مقدمه

مقاوم سازی ساختمان در علم مهندسی عمران به مفهوم بالا بردن مقاومت یک سازه (ساختمان) در برابر نیروهای وارده و یا عوامل محیطی می‌باشد. از طرف دیگر نیز بسیاری از سازه‌های بتن آرمه موجود در دنیا در اثر تماس با سولفات‌ها، کلریدها و سایر عوامل خوردنده، دچار آسیب‌های اساسی می‌شوند که تعمیر، بازسازی و یا تعویض این سازه‌ها هزینه‌های بالایی در بر خواهد داشت. فلذا با اعمال تمهیداتی جهت مرمت، ترمیم سازه‌ها و مقاوم‌سازی آنان در برابر عوامل محیطی می‌توان هزینه‌ها را پایین آورد. از این رو توجه به امر مقاوم‌سازی ساختمان‌ها، تاسیسات مهم و شریان‌های حیاتی بسیار ضروری به نظر می‌رسد تا بتوان از طریق مقاوم‌سازی ساختمان‌ها ضمن حفظ جان انسان‌ها، افزایش پایداری سازه‌های مهم در برابر زلزله، حفظ سرمایه‌های ملی و ارتقای توان کشور برای مدیریت مطلوب بحران کمک کرد. امروزه بصورت متداول از پلیمرهای مسلح به الیاف<sup>۱</sup> (FRP) بعنوان ماده ای جهت بهسازی و مقاوم سازی سازه های بتنی استفاده میگردد، از طرفی ماده ای رزینی که از جنس پلیمر می باشد که نقش اصلی انتقال برش از الیاف به ماده مجاور را دارا می باشد، در دمای بالا دچار وادادگی خواهد شد. آتش‌سوزی پدیده‌ایست که هر سازه در طول عمر مفید خود ممکن است آن را تجربه نماید. با گسترش شهرسازی‌های مدرن، پتانسیل خطرات ناشی از آتش‌سوزی و احتمال وقوع آن‌ها در سازه نیز گسترش یافته است. از اینرو جایگزین کردن این ماتریس با مصالحی با شکل پذیری بالا و مقاوم تر نسبت به دما همانند کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده امری اجتناب ناپذیر می باشد.

## ۲.۱ پلیمرهای مسلح به الیاف

پلیمرهای مسلح به الیاف نوعی ماده کامپوزیت متشکل از دو بخش الیاف که به وسیله یک ماتریس رزین از جنس پلیمر احاطه شده است. که به صورت ورق های FRP، میلگردهای FRP، شبکه و پروفیل FRP وجود دارد. نقش اصلی ماتریس، انتقال برش از الیاف به ماده مجاور و همچنین محافظت از الیاف

---

<sup>۱</sup>-Fiber Reinforced polymer/plastic

در شرایط محیطی، جلوگیری از خسارات مکانیکی وارد بر الیاف، کنترل کمانش موضعی الیاف تحت بار فشاری می باشد.

رزین اصولاً به عنوان یک محیط چسباننده عمل می کند، که الیاف ها را در کنار یکدیگر نگاه می دارد ماتریس (رزین) را می توان از مخلوط های ترموست و یا ترموپلاستیک انتخاب کرد. ماتریس های ترموست با اعمال حرارت سخت شده و دیگر به حالت مایع یا روان در نمی آیند در حالیکه رزین های ترموپلاستیک را می توان با اعمال حرارت مایع نموده و با اعمال برودت به حالت جامد در آورد از جمله رزین های ترموست می توان به پلی استر<sup>۱</sup>، وینیل استر<sup>۲</sup> و اپوکسی<sup>۳</sup> و از رزین های ترموپلاستیک می توان به پلی وینیل کلرید<sup>۴</sup> (PVC)، پلی اتیلن<sup>۵</sup> و پلی پروپیلن<sup>۶</sup> (PP) اشاره کرد.

الیاف ها نیز بر اساس جنس و خواص مکانیکی به انواع مختلف تقسیم بندی میگردند که از جمله پرکاربردترین آنها می توان به الیاف شیشه، الیاف کربن، الیاف آرامید، الیاف بازالت و الیاف وینیلون اشاره کرد. الیاف کربن مقاومت بسیار خوبی در مقابل محیط های قلیائی و اسیدی داشته و در شرایط سخت محیطی از نظر شیمیائی کاملاً پایدار است و همچنین این الیاف دارای نسبت بسیار زیاد استحکام به وزن، استحکام بالای خستگی می باشد. الیاف آرامید اساساً ساخته دست بشر است که برای اولین بار توسط شرکت DUPONT در آلمان تحت نام KEVLAR تولید شده است. الیاف شیشه رایج ترین و پرمصرف ترین الیاف در صنعت مواد مرکب می باشد و از جمله مزایای آن می توان به استحکام کششی بالا و مقاومت شیمیائی بالای آن اشاره کرد.

- 
- ۱- Polyester
  - ۲-Vinyl ester
  - ۳-Epoxy
  - ۴-Polyvinyl chloride
  - ۵-Polyethylene
  - ۶-Polypropylene

## ۳.۱ مصالح پایه سیمانی مهندسی شده

مصالح پایه سیمانی مهندسی شده<sup>۱</sup> یا همان ECC که به آن بتن انعطاف پذیر نیز می گویند، کامپوزیتی است که بر پایه سیمان است و به آسانی با قالب می توان آن را به هر شکل دلخواه درآورد و به وسیله الیاف تصادفی مخصوص کوتاه (معمولا الیاف پلیمری) مسلح می شود. مصالح پایه سیمانی مهندسی شده بر خلاف بتن معمولی دارای ظرفیت کرنشی ۳ تا ۷ درصد است بنابراین مصالح پایه سیمانی مهندسی شده بیشتر شبیه یک آهن شکل پذیر رفتار می کند تا یک شیشه ترد و شکننده که همین امر باعث بوجود آمدن کاربردهای فراوانی برای آن می شود.

بعلت وجود ضعف های متعدد بتن مانند رفتار ترد، مقاومت کششی پائین، گسترش سریع ترک ها، شکل پذیری کم، محققان را براین داشت که با استفاده از الیاف در ماتریس بتن و ساخت بتن الیافی<sup>۲</sup> برای رفع این کاستی ها اقدام نمایند. الیاف همانند پلی عمل کرده و از گسترش و بازشدن ترک و شکست ناگهانی جلوگیری می کند. اضافه نمودن الیاف میکرو، مانند الیاف پلی ونیل الکل<sup>۳</sup> به ماتریس بتن می تواند ظرفیت کرنش کششی آن را صدها برابر کند و در هنگام شکست کششی صدها ترک موئی بر سطح آن ایجاد می شود که همین امر قدرت جذب انرژی را توسط بتن افزایش می دهد و باعث بالارفتن چقرمگی<sup>۴</sup> خواهد شد و از شکست ناگهانی جلوگیری میکند. به محصول حاصله با این ویژگی که با استفاده از اصول مکانیک شکست در طرح اختلاط ساخته می شود مصالح پایه سیمانی مهندسی شده گفته می شود.

از لحاظ ظاهری شبیه به بتن بر پایه سیمان معمولی پرتلند است، جز اینکه شامل مصالح درشت دانه نمی شود و همچنین تحت کرنش می تواند تغییر شکل دهد.

---

۱-Engineered Cementitious Composite

۲- Fiber Reinforced Concrete

۳-Polyvinyl Alcohol

۴-Toughness

بتن‌های انعطاف پذیر ECC نوعی بتن الیافی فوق توانمند هستند که دارای مشخصه‌های مطلوبی نظیر مقاومت کششی، دوام بالا در برابر عوامل محیطی و مقاومت الکتریکی بالا و نیز برخی ویژگی‌های دیگر هستند.

از نظر ظاهری نیز این ماده همانند بتن معمولی است ولی در کرنش‌های زیاد، به علت وجود شبکه‌ای از الیاف با پوشش ویژه، انعطاف پذیری حاصله، از تردی و شکست آن جلوگیری می‌کند.

## ۴.۱ دمای انتقال شیشه‌ای<sup>۱</sup>

در کاربردهای مهندسی عمران، رزین‌های اپوکسی به طور عمده برای اتصال مواد مرکب به سطوح بتن، فولاد و یا چوب مورد استفاده قرار می‌گیرند. رزین‌های اپوکسی دو جزئی، معمولاً در محل مخلوط می‌شوند و قبل از اینکه قادر به توسعه استحکام و سختی کافی باشند، نیاز به زمان عمل‌آوری خاصی دارند. مدت این زمان رسیدن به مقاومت معمولاً بسته به خود محصول و نیز دمای بیرونی است که تحت آن پیوند عرضی زنجیره‌های پلیمری باید انجام شود. رزین‌های اپوکسی که تحت دماهای بالاتر قرار می‌گیرند به طور کامل یا تا حدودی در معرض از دست دادن سختی و استحکام خود می‌باشند. برای کاربردهای مهندسی عمران، وضعیت‌های اتفاقی، مانند آتش‌سوزی می‌تواند منجر به مشکلات اساسی ایمنی ساختاری شود. به طور کلی، دماهای بالای سرویس، اتصال یک سیستم اپوکسی - بتون و رفتار خزش بلندمدت را تحت‌تاثیر قرار می‌دهد. به منظور توصیف دامنه کاربرد مصالح از نظر پایداری حرارتی، تولیدکننده یا توزیع‌کننده یک دمای انتقال شیشه‌ای به نام  $T_g$  را اعلام می‌کند.

---

<sup>۱</sup>-Glass transition temperature

## ۵.۱ اهداف پایان نامه

تقاضای تعمیر و مقاوم سازی سازه های بتنی با استفاده از کامپوزیت های FRP بعلت بالا بودن نسبت مقاومت به وزن و همچنین مقاومت مناسب و مطلوب در محیط های خشن به شکل قابل ملاحظه ای افزایش پیدا کرده است. چسب های پلیمری همانند اپوکسی معمولاً بعنوان عامل پیوند مورد استفاده قرار میگیرند. یکی از مسائل مهم در چسب های پلیمری این می باشد که وقتی  $T_g$  (دمای انتقال شیشه ای) افزایش می یابد خواص مکانیکی آن کاهش می یابد و اثر تقویتی FRP ها نمی تواند حفظ شود. متأسفانه بیشتر چسب های پلیمری که جهت مقاوم سازی مورد استفاده قرار میگیرند دارای  $T_g$  کمتر از ۱۰۰ درجه سانتی گراد می باشند. بمنظور حل این مشکل چسب هایی با پایه سیمانی جهت مقاوم سازی سازه های بتنی با FRP توسط بعضی از محققین معرفی گردید. اگرچه رفتار پیوند FRP و بتن سازه تحت دماهای بالا بهبود یافت اما مشکل های دیگری در چسب های پایه سیمانی مشاهده گردید. از آنجاکه اکثر چسب های پایه سیمانی فاقد شکل پذیری مناسب می باشند به همین جهت بارهای وارده را نمی توان از بتن به کامپوزیت های FRP انتقال داد و همچنین ساختار شکست آنها عموماً تردد و فاقد هرگونه هشدار می باشد. بنابراین لازم است که چسب پایه سیمانی با شکل پذیری مطلوب که بتواند بطور موثر بارهای وارده را از بتن سازه به کامپوزیت های FRP انتقال دهد بدون اینکه در دماهای بالا دچار خرابی شود ساخته و توسعه یابد. به همین جهت ECC یک کاندیدای امیدبخش و مناسب برای چنین کاربردهای مقاوم سازی و تقویت می باشد.

این شکل پذیری ECC توسط ترک های ریز ( با پهنای کمتر از ۱۰۰ میکرون) در مرحله سخت شوندگی کرنش بدست می آید. با توجه به نکات گفته شده در بالا ECC پتانسیل بالائی جهت استفاده بعنوان چسب های کامپوزیت های FRP در مقاوم سازی سازه های بتنی دارد. و همچنین با عنایت به وجود رزین های اپوکسی در پلیمرهای مسلح به الیاف و حساسیت ویژه اینگونه مصالح نسبت به حرارت و

دمای خارج از سرویس لذا در این تحقیق مدل سازی عددی تیرهای مقاوم شده با مصالح پایه سیمانی مهندسی شده مسلح به الیاف مورد بررسی قرار می گیرد.

## ۶.۱ ساختار کلی پایان نامه

در راستای دستیابی به اهداف عنوان شده در بخش قبل این پایان نامه در ۶ فصل به شرح زیر تدوین شده است:

فصل اول شامل مقدمه می باشد که در آن تعاریف کلی و اهداف پایان نامه مشخص می گردند. فصل دوم مروری مختصر دارد بر تاریخچه توسعه کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده و مشخصات مکانیکی آنها و در ادامه به تاریخچه تحقیقات اثر حرارت بر روی کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده و در پایان فصل به بررسی و طبقه بندی تحقیقات دیگر محققان دنیا در خصوص استفاده از کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده و مسلح شده با الیاف در مقاوم سازی تیرها پرداخته می شود. فصل سوم به مبانی مدل سازی اجزا محدودی در نرم افزار آباکوس پرداخته می شود تا بتوان با اطلاع از نحوه و شرایط عملکرد این نرم افزار، مدل سازی دقیق تری انجام داد و نتایج قابل اطمینان تری را بدست آورد.

در فصل چهارم نتایج حاصله از شبیه سازی عددی اعتبار سنجی می شود؛ بنابراین به صحت سنجی تیر کنترل و تیرمقاوم سازی شده با کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده به همراه شبکه ای از BFRP پرداخته می شود.

در فصل پنجم به تحلیل، نتایج مطالعات اجزا محدودی پرداخته می شود تا تاثیر پارامترهایی مانند درصد تسلیح، ضخامت شبکه الیاف، الیاف با خواص مکانیکی متفاوت و ضخامت لایه ECC جهت مقاوم سازی تیرها مورد ارزیابی قرار گیرد.

در فصل ششم نتایج حاصل از این پژوهش ارائه شده است و در ادامه با توجه به کاستی های موجود پیشنهادهایی جهت ادامه تحقیقات ارائه شده است.





# فصل ۲

مروری بر ادبیات موضوع

## ۱.۲ مقدمه

وضعیت سازه‌های بتنی مسلح<sup>۱</sup> (RC) در سراسر جهان رو به وخامت هستند. بسیاری از سازه‌های بتن مسلح در طول عمر طراحی خود دچار استهلاک می‌شوند، و تخمین زده می‌شود که عمر متوسط سازه‌های بتنی می‌تواند تا چندین دهه کوتاه باشد. بتن‌های معمولی دارای ظرفیت تحمل کششی کم هستند که منجر به تشکیل ترک در سازه‌های بتن مسلح تحت بارهای مکانیکی یا تنش‌های ناشی از تغییرات آب و هوایی یا هر دو می‌شود. ترک‌های موجود در برخی از سازه‌های بتن مسلح به اندازه‌ای گسترده هستند که مواد فاسد کننده نظیر یون‌های کلراید، منجر به خوردگی آرماتورها می‌گردند. دوام سازه‌های بتن مسلح نیز به عوامل دیگری مانند انجماد و ذوب در آب و هوای سرد، ترک‌های ناشی از انقباض و در معرض حریق قرار گرفتن بستگی دارد.

در طول چند دهه اخیر، علاقه رو به رشدی در میان محققان برای توسعه کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده با الیاف وجود داشته‌است<sup>۲</sup> (SHFRCC) که به طور تصادفی الیاف‌های کوتاه با حجم کم توزیع شده‌است. یکی از مهم‌ترین پیشرفت‌ها در زمینه SHFRCC، استفاده از مصالح پایه سیمانی مهندسی شده می‌باشد این کامپوزیت‌ها یک ماده فوق شکل پذیر پایه سیمانی مسلح شده با الیاف‌های تصادفی (فلزی یا غیر فلزی) که دارای عملکرد سخت‌شدگی کرنشی<sup>۳</sup> ناشی از قابلیت ترک خوردگی متعدد<sup>۴</sup> می‌باشد.

هدف از این بخش جمع‌آوری اطلاعات و بررسی مطالعات انجام شده بر روی مصالح پایه سیمانی مهندسی شده می‌باشد که شامل مواردی همچون تاریخچه پیدایش، خصوصیات مکانیکی و اثر حرارت

---

۱-Reinforced concrete

۲-Stain hardening fibre reinforced cementitious composites

۳-Strain hardening

۴-multiple-cracking

بر روی اینگونه کامپوزیت ها میباشد، و همچنین در ادامه به تاریخچه استفاده از انواع الیاف مورد استفاده جهت مقاوم سازی و خصوصیات مکانیکی آنها پرداخته می شود.

## ۲.۲ تاریخچه مصالح پایه سیمانی مهندسی شده

از نظر استفاده تاریخی این محصول می توان به کاربرد گاه در بناهای کاهگلی اشاره کرد. در واقع بتن الیافی نوع پیشرفته این محصول می باشد که الیاف طبیعی و مصنوعی جدید جانشین گاه و سیمان جانشین گل شده است. در دهه ۱۹۵۰ برای اولین بار در کشور شوروی و بعد در کشور امریکا در دهه ۱۹۶۰ تحقیقاتی انجام شده که در صورت استفاده از الیاف فولادی در ماتریس شکننده، تمرکز تنش در محل ترکهای بوجود آمده کاهش می یابد روموالدی<sup>۱</sup> و باستون<sup>۲</sup> در سال ۱۹۶۳ و روموالدی و مندل<sup>۳</sup> در سال ۱۹۶۴ به اثر بخشی استفاده از الیاف فولادی در کاهش تردی بتن پی بردند. [۱،۲]

در سال ۱۹۷۱ گروه تحقیقاتی IPC ( اوستون<sup>۴</sup> و همکاران ) که اولین تحقیقات خود را در مورد الیاف و نقش آن در بهبود شکل پذیری و چقرمگی بتن ارائه نمودند و به این نتیجه رسیدند که اضافه کردن الیاف به بتن می تواند باعث افزایش چشم گیری در شکل پذیری و به تبع آن افزایش جذب انرژی بتن الیافی گردد. [۳]

در ادامه تحقیقات پیرامون بتن های الیافی در دهه ۱۹۹۰ میلادی ویکتور سی لی<sup>۵</sup> نسبت به ابداع بتن الیافی به نام مصالح پایه سیمانی مهندسی شده اقدام نمود. که این کامپوزیت به لحاظ خصوصیات فیزیکی و مکانیکی از نظر رفتار کششی دارای شکل پذیری زیادی ناشی از قابلیت ترک خوردگی متعدد بوده است که این نوع کامپوزیت قادر به تحمل تغییر شکل های کششی و ارائه رفتار سخت شدگی کرنشی است. [۴]

---

۱-Romauldi  
۲-Baston  
۳- Mandel  
۴-Aveston  
۵-Victor C.Li

بتن در مقایسه با دیگر مواد ساختمانی مانند فلزات و پلیمرها، به طور قابل توجهی ترد است و استحکام کششی کمی را نشان می‌دهد. براساس مقادیر چقرمگی شکست، فولاد حداقل ۱۰۰ برابر نسبت به بتن مقاومت دارد. بتن در سرویس به آسانی ترک می‌خورد و این ترک خوردگی، مسیرهای دسترسی آسان برای عوامل زیان‌آور ایجاد می‌کند که باعث خوردگی فولاد می‌شود.

دسته ای دیگر از اینگونه مواد که متمایز از FRC می‌باشند که در آن درجات متفاوتی از شکل پذیری کششی بدست می‌آید که اغلب با رفتار سخت شونده‌گی کرنش همراه می‌باشد. توسط نامان<sup>۱</sup> و رینهارت<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۳ تحت عنوان کامپوزیت های مسلح شده با الیاف با عملکرد بالا طبقه بندی شدند<sup>۳</sup>. [۵]

در شکل ۱۰.۲ بصورت شماتیک تفاوت بین رفتار کششی بتن معمولی، بتن مسلح شده با الیاف و مصالح پایه سیمانی مسلح شده با الیاف با عملکرد بالا را تحت تست کشش تک محوری نشان می‌دهد. این شکل مراحل انتقال از بتن ترد به FRC شبه ترد (نرم شونده‌گی کرنشی) و HPFRCC شکل پذیر (سخت شونده‌گی کرنش) را نشان می‌دهد.

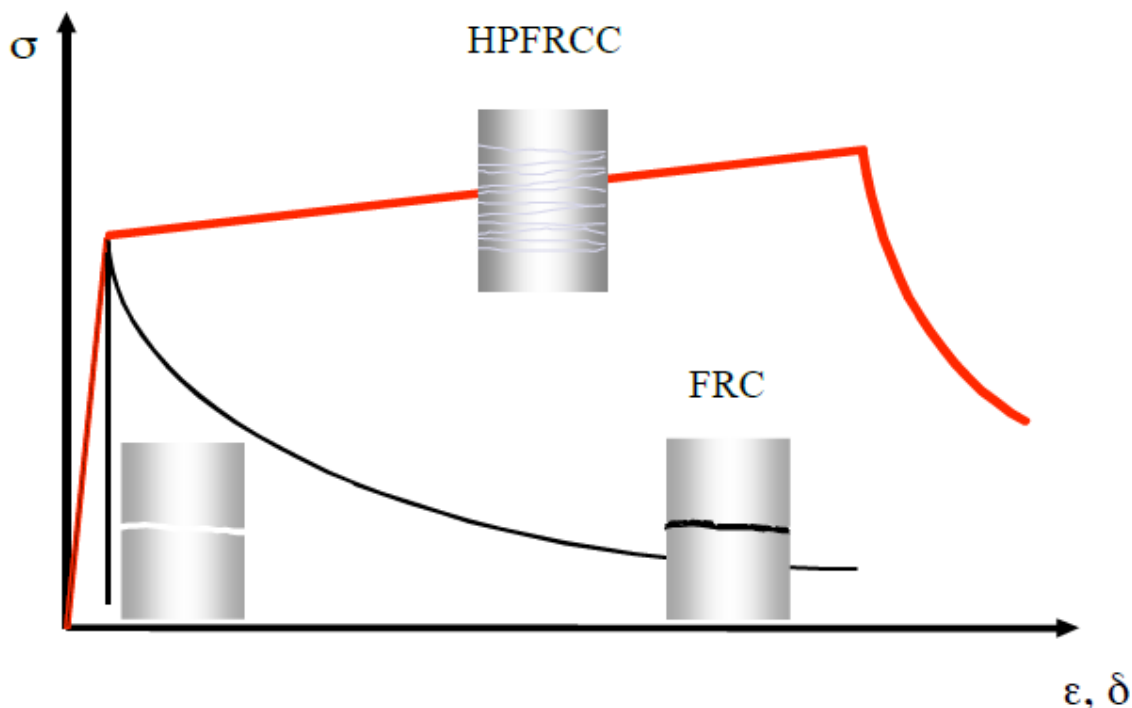
همانطور که در شکل ۱۰.۲ مشاهده می‌شود در FRC در هنگام نرم شونده‌گی کرنش تغییر شکل در یک صفحه می‌باشد که از نظر بازشدن و گسترش ترک توصیف می‌گردد در صورتی که در HPFRCC در سخت شونده‌گی کرنش تغییر شکل توسط گسترش ترکهای موازی در تعداد بسیار زیاد و کشش الاستیک مواد بین این ترک ها توصیف می‌گردد که این تفاوت بر روی ظرفیت باربری و دوام سازه ها پیامدهای قابل توجهی دارند.

---

۱-Naaman

۲-Reinhardt

۳-High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites



شکل ۱.۲: منحنی تنش - کرنش بتن معمولی ، FRC ، HPFRCC [۶]

کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده دارای خواص جالبی می باشند از جمله شکل پذیری زیاد کششی چند صد برابر بتن معمولی و با مقاومت فشاری مشابه بتن های پر مقاومت. رفتار شبه فلزی ECC بدون استفاده از حجم بالای الیاف بدست می آید. که مقدار متوسط الیاف ۲درصد یا کمتر می باشد از ECC می توان به عنوان مصالح مناسب در مقاوم سازی، ترمیم و یا قطعات پیش ساخته بهره برد. شکل پذیری زیاد کششی ECC این اجازه را می دهد که جهت مقاوم سازی سازه های بتن مسلح مورد استفاده قرار گیرد.

توسعه و گسترش مصالح پایه سیمانی مهندسی شده در سال های اخیر توسط سازمان های تحقیقاتی آکادمیک و صنعتی در سراسر جهان در حال افزایش می باشد. از جمله می توان به تحقیق فیشر و لی در سال ۲۰۰۶ در مورد کاربرد HPFRCC در کاربردهای سازه ای اشاره کرد. [۷] و همچنین انجمن

مهندسان ژاپن اقدام به انتشار خط مشی طراحی در سال ۲۰۰۷ توسط روکوگو<sup>۱</sup> و همکاران نموده است. [۸]

نام ECC توسط توسعه دهندگان اصلی برای تاکید بر مبنای علم میکرومکانیک ها در زمینه طراحی این مواد مورد استفاده قرار میگیرد. میکرومکانیک ها به عنوان ابزاری قدرتمند برای خواص کامپوزیت هدف عمل می کند و ارتباط معنی داری را بین مهندسی مواد و طراحی سازه ای فراهم می کند.

## ۳.۲ خصوصیات مکانیکی مصالح پایه سیمانی مهندسی شده

### ۱.۳.۲ مشخصات کلی

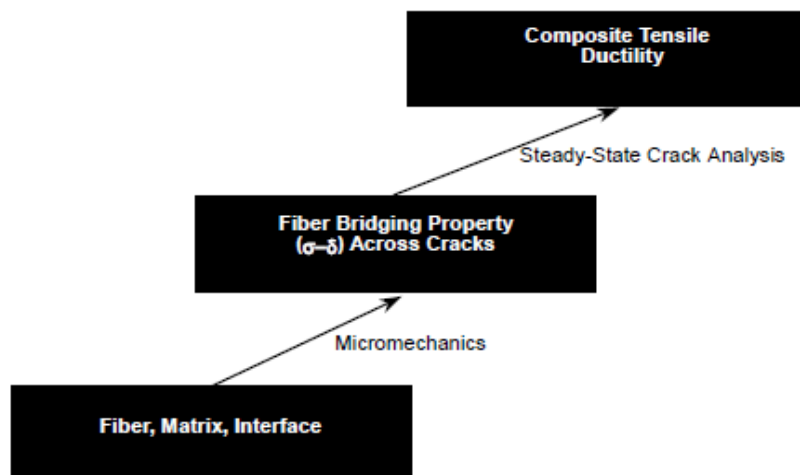
میکرو مکانیک ها شاخه ای از مکانیک است که در سطح اجزای ماده بکار می رود و معادلات مکانیکی بین الیاف، ماتریس و رابطه ماتریس و الیاف را بیان می کند. به طور معمول الیاف ها دارای طولی در حد میلی متر و ده ها میکرون در قطر می باشند و ممکن است شامل روکش سطحی در مقیاس نانومتر داشته باشد.

ماتریس ECC شامل ذرات ماسه، دانه های سیمان، ذرات معدنی در محدوده مقیاس نانو تا میلی متر می باشد. بطور ایده ال مدل میکرو مکانیک ها باید همه مکانیزم های تغییر شکل در مقیاس میلی متر، ماکرومتر و نانومتر را ثبت کند.

همانطور که در شکل ۲.۲ مشاهده می شود اساسی ترین ویژگی ECC ها خاصیت پل زنی در سراسر شکاف ماتریس است.

---

۱- Rokugo



شکل ۲.۲: رابطه بین اجزای ماده، خواص پل زنی الیاف و شکل پذیری کششی کامپوزیت [۹]

کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده در انواع و رده های مختلفی طبقه بندی می شوند که شامل:

- کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده سبک [۱۰]
- کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده خود ترمیم گر [۱۱]
- کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده سازگار با محیط زیست [۱۲]
- کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده با مقاومت اولیه بالا [۱۳]
- کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده خودتحکیم [۱۴]

مطابق شکل ۳.۲ از ECC ها می توان بصورت گوناگون بهره برد (a) بصورت درجا و خودتحکیم<sup>۱</sup>

(b) بصورت اکستروژن<sup>۲</sup> (c) اسپری و شات کردن<sup>۳</sup> (d) قطعات پیش ساخته<sup>۴</sup>

۱-Self-consolidating casting

۲-extrusion

۳-Spraying

۴-Precast



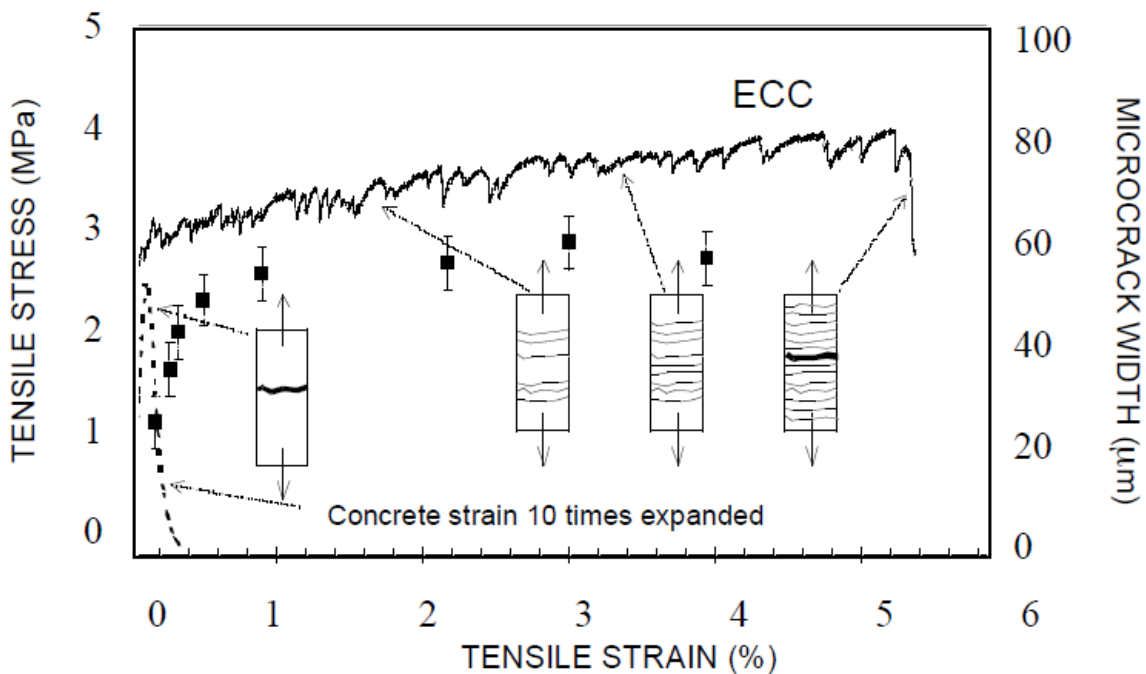


شکل ۳.۲: روش های مختلف استفاده از ECC [۶]

## ۲.۳.۲ مشخصات کششی

همانطور که قبلا اشاره شده مهمترین ویژگی ECC شکل پذیری زیاد کششی است که توسط منحنی تنش کششی با ظرفیت کرنش ۵٪ در شکل ۴.۲ نشان داده شده است. این رفتار شبه فلز نقطه تسلیم را در انتهای مرحله پلاستیک زمانی که اولین میکرو ترک روی نمونه ظاهر می شود. افزایش بار منجر به افزایش سخت شوندگی کرنشی خواهد شد. شکست نهایی نمونه زمانی رخ می دهد که یکی از شکاف های متعدد یک صفحه شکست را تشکیل دهد. شکل پذیری بالای کششی در افزایش حد نهائی و جذب انرژی بالا و افزایش چقرمگی نقش بسزائی دارد.

تشکیل متعدد میکرو ترک ها جهت دستیابی به شکل پذیری کششی بالا امری ضروری می باشد. بین اولین ترک کرنشی ( حدودا ۰,۰۱٪ تا ۰,۱٪ کرنش ) اندازه میکرو ترک ها از ۰ تا ۶۰ میکرو متر متغیر است. بارگذاری بیشتر باعث افزایش میکرو ترک ها می گردد اما کماکان عرض ترک ها از ۶۰ میکرومتر تجاوز نمی نماید. بطور خلاصه در جایی که میلگرد فولادی برای کنترل پهنای ترک در بتن استفاده می شود، چنین تقویت فولادی را می توان بطور کامل در ECC حذف کرد. [۱۵]

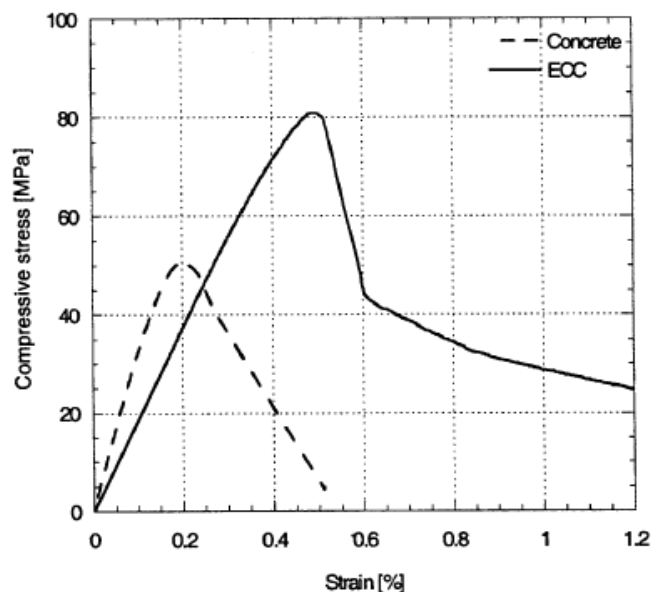


شکل ۴.۲: منحنی تنش - کرنش ECC در مراحل توسعه میکروتورها تا گسیختگی نهایی [۱۶]

### ۳.۳.۲ مشخصات فشاری

خواص فشاری ECC ها نسبت به بتن با مقاومت فشاری بالا تفاوت قابل توجهی ندارد. محدوده مقاومت فشاری ECC از ۳۰ تا ۹۰ مگاپاسکال می باشد. بعلت عدم وجود سنگ دانه های درشت مدول الاستیسیته ECC ها کمتر از بتن معمولی و در محدوده ۲۵-۲۰ گیگاپاسکال می باشد و همچنین

کرنش فشاری ECC کمی بیش از بتن معمولی در محدوده  $0.45-0.65$  می باشد. شکل ۵.۲ منحنی تنش-کرنش فشاری یک بتن معمولی با ECC را نشان می دهد. رفتار پس از نقطه پیک<sup>۱</sup> ECC ها تحت بارگذاری فشاری تمایل به کم شدن تدریجی مقاومت را نشان میدهد. [۶]



شکل ۵.۲: منحنی تنش - کرنش فشاری ECC و بتن معمولی [۱۷]

## ۴.۳.۲ مشخصات خمشی

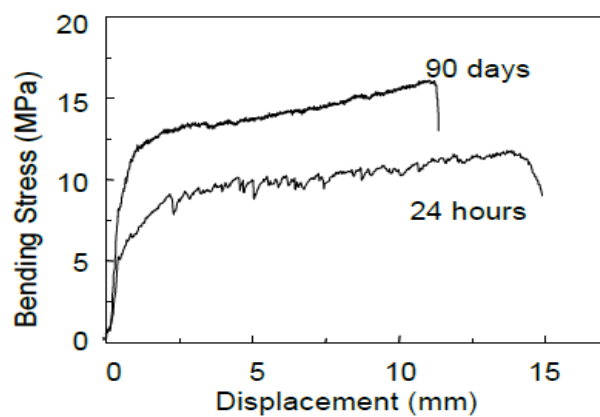
رفتار خمشی ECC ها تحت تاثیر شکل پذیری کششی می باشد. عضو تحت خمش باعث بوجود آمدن تغییر شکل های زیادی می شود ( شکل ۶.۲ b- ) تغییر شکل زیاد ECC یک خاصیت ذاتی این مواد می باشد و به هندسه بستگی ندارد. عضو ECC تحت خمش باعث بوجود آمدن میکروترک های متعددی

<sup>۱</sup>-Post-peak

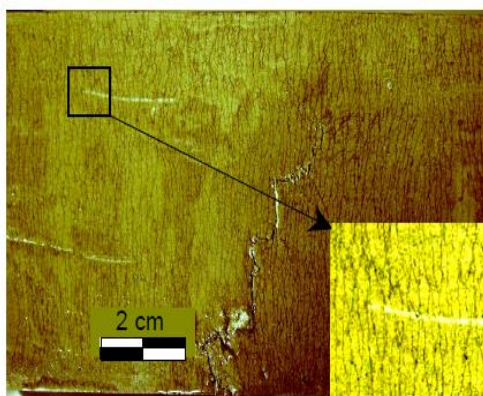
در ناحیه کششی خواهد شد ( شکل ۶.۲ - c). بتن انعطاف پذیر<sup>۱</sup> دارای مقاومت خمشی ۱۵-۱۰

مگاپاسکال می باشد (مدول راپچر<sup>۲</sup>). [۱۸]

شکل ۶.۲ - a منحنی تنش - تغییر مکان عضو ECC را نشان می دهد.



(a)



(c)



(b)

شکل ۶.۲ : (a) منحنی تنش خمشی - تغییر مکان (b) تغییر شکل زیاد نمونه تحت خمش (c) میکرو ترکهای ریز

متعدد در ناحیه کششی [۱۸]

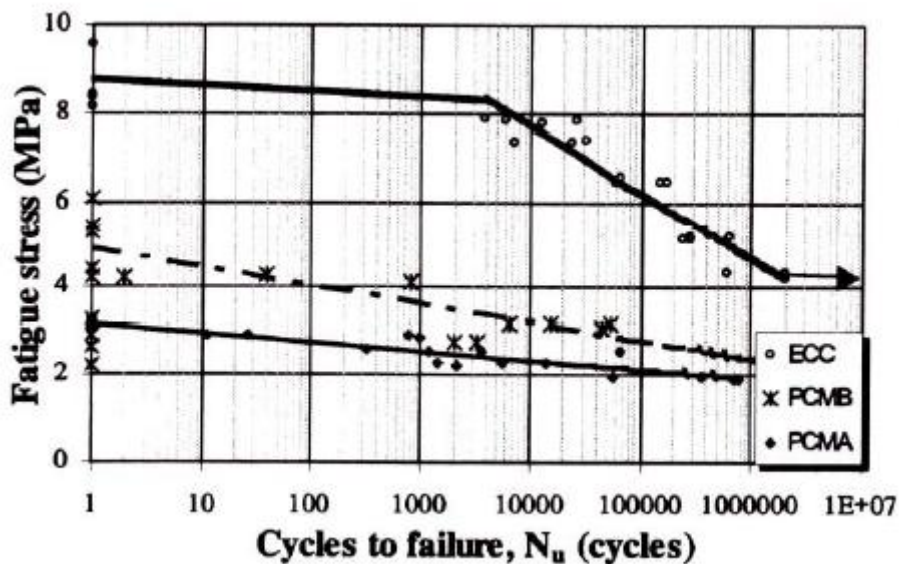
۱-bendable concrete

۲- Modulus of rupture

## ۵.۳.۲ خستگی<sup>۱</sup>

دوام<sup>۲</sup> خستگی ماده ای که جهت تعمیرات و مقاوم سازی بکار می رود، از نکات مهم و حائز اهمیت می باشد. خواص و مکانیزم های شکست برای ارائه یک روش تعمیر و مقاوم سازی مناسب و برای ایجاد مواد مقاوم در برابر خستگی برای سازه های که در معرض بارهای خستگی قراردارند ضروری است. و همچنین مطالعه مکانیسم های شکست خستگی مواد نیز برای پیش بینی رفتار سازه های تحت چنین بارگذاری ها مهم می باشد. طبق تحقیقاتی که توسط SUTHIWARAPIRAK و همکاران در سال ۲۰۰۲ صورت گرفت مشخص گردید که ECC ها نسبت به بتن معمولی و FRC ها عملکرد مناسبتری در پاسخ به خستگی دارند. [۱۹]

شکل ۷.۲ رابطه تنش خستگی - سیکل های شکست ECC و FRC را نشان می دهد.



شکل ۷.۲: رابطه تنش خستگی - سیکل های شکست [۱۹]

۱- Fatigue

۲-Durability

## ۴.۲ استفاده از ECC در مقاوم سازی سازه ها

طی سالیان اخیر انواع مختلفی از برنامه های تحقیقاتی برای ارزیابی عملکرد ECC در اعضای سازه ای برای کاربردهای لرزه ای و غیر لرزه ای انجام شده است. این تحقیقات بینشی را در مورد این که چگونه خواص مواد ECC در بهبود عملکرد سازه موثر است را فراهم می کند.

از زمان پیدایش ECC ها بشکل امروزی تعداد بسیاری از سازه ها در سراسر جهان از آن بهره برده اند. در سال ۲۰۰۵ ماروتا<sup>۱</sup> و همکاران و در سال ۲۰۰۶ کونیدا<sup>۲</sup> و روکوگو<sup>۳</sup> از ECC جهت تیرهای پیش ساخته بعنوان میراگر<sup>۴</sup> در سازه های بلند در ژاپن استفاده کردند. در این پروژه از قابلیت جذب انرژی بالای ECC برای کمک به مقاومت لرزه ای این ساختمان های بلند استفاده شده است

(شکل ۸.۲). [۲۰، ۲۱]



شکل ۸.۲: طرح میراگر ارائه شده توسط ماروتا [۲۱]

- ۱-Maruta
- ۲-Kunieda
- ۳-Rokugo
- ۴-Damper

کاربرد مهم دیگر ECC در ساخت قطعات اتصال روی عرشه پل هایی در آمریکا و ایتالیا که توسط کیم<sup>۱</sup> و

همکاران در سال ۲۰۰۴ و لیچ<sup>۲</sup> و لی در سال ۲۰۰۵ ارائه شده است. [۲۳، ۲۲]

در سال ۲۰۰۵ میتامورا<sup>۳</sup> و همکاران یک کامپوزیت ECC - فولادی جهت عرشه پلی را در ژاپن ارائه

نمودند (شکل ۹.۲). [۲۴]



(a) Overview of bridge



(b) Adopted plate-type dowels



(c) Placement of HPFRCC

شکل ۹.۲: پل میهارا<sup>۴</sup> [۲۴]

- 
- ۱-Kim
  - ۲-Lepech
  - ۳-Mitamura
  - ۴-Mihara bridge

در سال ۲۰۰۴ کوجیما<sup>۱</sup> و همکاران طرحی را برای تعمیر سد میتاکا<sup>۲</sup> در ژاپن ارائه نمودند (شکل ۱۰۰.۲).

[۲۵]



(a) Overview of Dam



(b) Spraying

شکل ۱۰۰.۲: تعمیر سطح سد بتنی میتاکا [۲۵]

بطور کلی می توان کاربرد ECC را در سازه ها بصورت زیر تقسیم بندی نمود:

- اعضای خمشی<sup>۳</sup>
- اعضای ستونها<sup>۴</sup>
- اعضای تیر برشی<sup>۵</sup>
- اتصال تیر و ستون<sup>۶</sup>

---

۱-Kojima

۲-Mitaka Dam

۳-Flexural elements

۴- Column elements

۵-Shear beam elements

۶-Beam-Column connections



- اعضای دیوار<sup>۱</sup>
- قاب ها<sup>۲</sup>
- برهم کنش فولاد و ECC<sup>۳</sup>

## ۱.۴.۲ کاربرد ECC در اعضای خمشی

در سال ۲۰۰۲ فیشر<sup>۴</sup> و لی مطالعه ای بر روی رفتار اعضای خمشی تحت بارگذاری چرخه ای معکوس<sup>۵</sup> انجام دادند. مجموعه آزمون در شکل ۱۱.۲ نشان داده شده است و همچنین در شکل ۱۲.۲ نمونه عضو خمشی بتن مسلح (a) و نمونه عضو خمشی بتن مسلح و ECC بدون استفاده از خاموت<sup>۶</sup> در ناحیه برشی (b) را نشان میدهد. مطابق شکل ۱۳.۲ پاسخ هیستیریتیک<sup>۷</sup> این دو نمونه تفاوت اساسی را نسبت به یکدیگر نشان می دهد. در نمونه استفاده شده از ECC حلقه هیستیریتیک پراکندگی انرژی بزرگتری را نشان میدهد علی رغم اینکه در این نمونه از هیچگونه خاموت برشی استفاده نگردیده است. مطابق شکل ۱۴.۲ با توجه به سطح دریافت بسیار بالا (۱۰ درصد) هیچگونه جداسازی در سطح ECC اتفاق نمی افتد در صورتیکه در نمونه معمولی پوشش بتن بطور واضح جدا گردیده است. [۲۶]

---

۱-Wall elements

۲-Frames

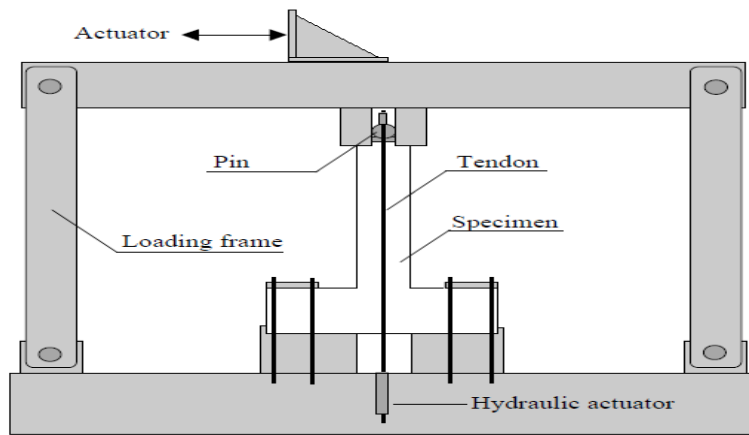
۳-Steel/ECC interactions

۴-Fischer

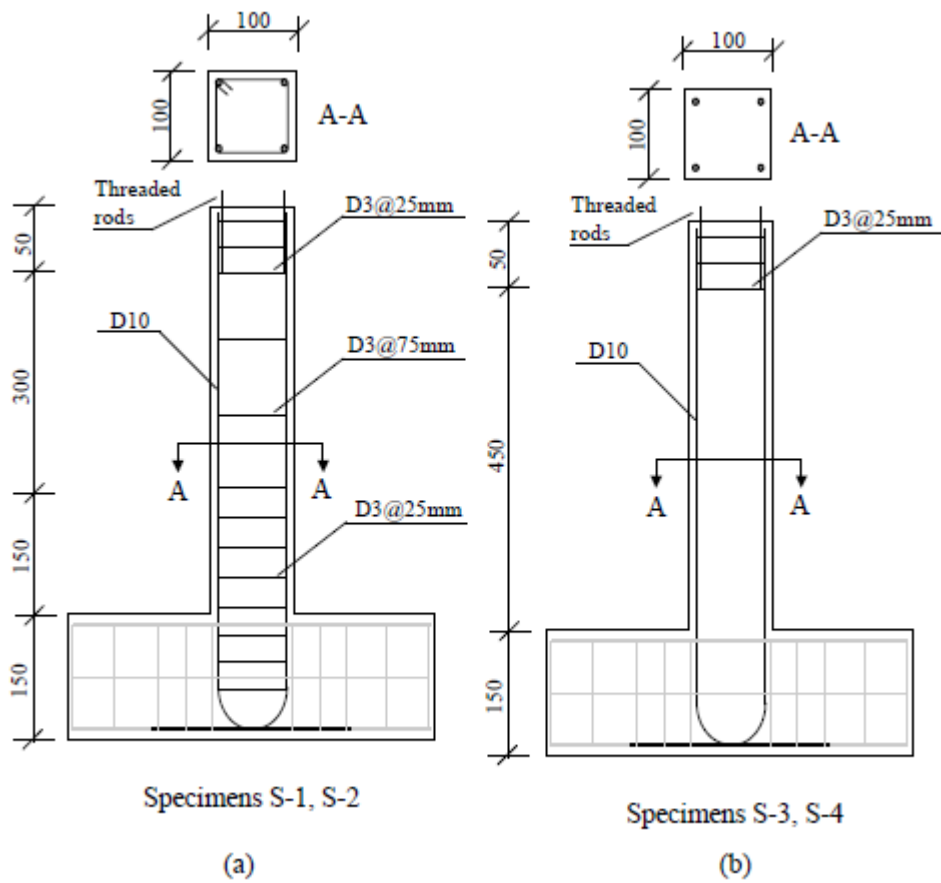
۵-Reversed cyclic loading

۶-Stirrup

۷-Hysteretic

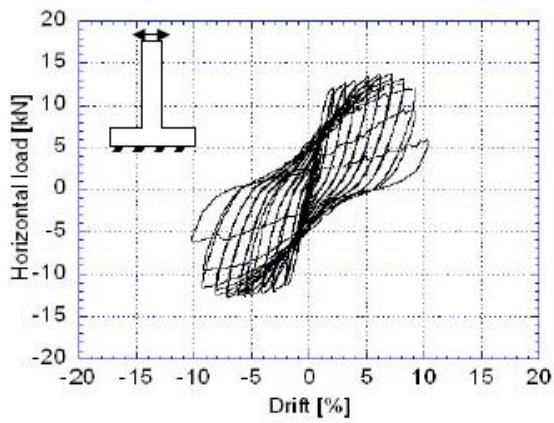


شکل ۱۱.۲: مجموعه آزمون اعضای خمشی فیشر و لی [۲۶]

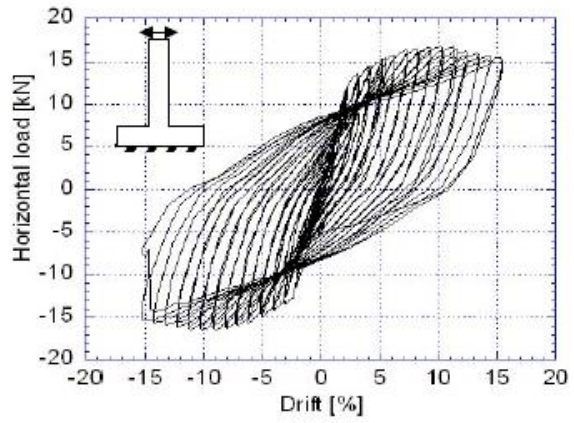


شکل ۱۲.۲: عضو بتن مسلح معمولی (a) کامپوزیت بتن مسلح و ECC بدون استفاده از خاموت در ناحیه برش (b)

[۲۶]



(a)

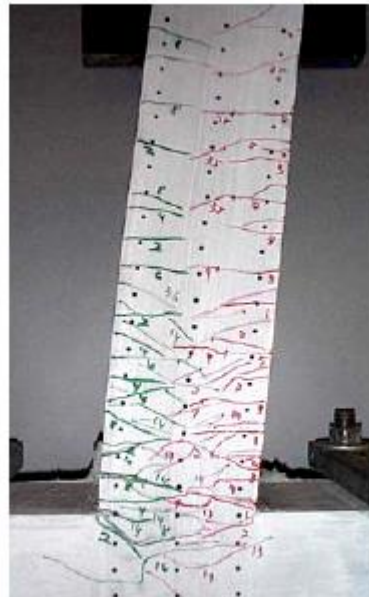


(b)

شکل ۱۳.۲: گراف هیستیریتیک عضو بتن مسلح معمولی (a) گراف هیستیریتیک کامپوزیت بتن مسلح و ECC (b) [۲۶]



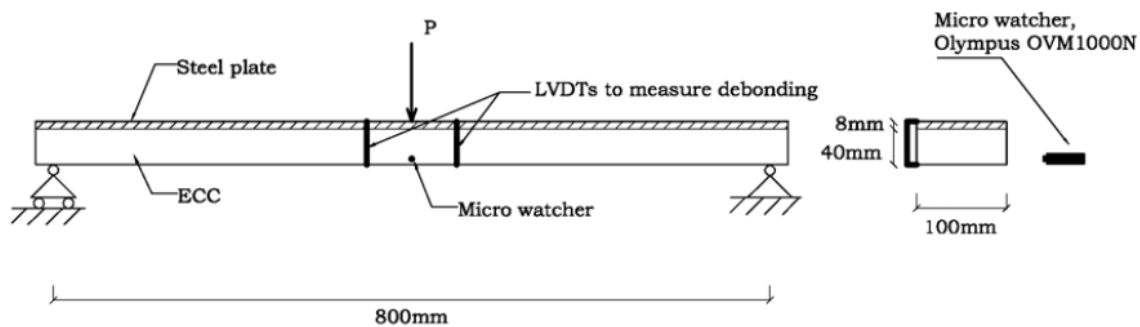
(a)



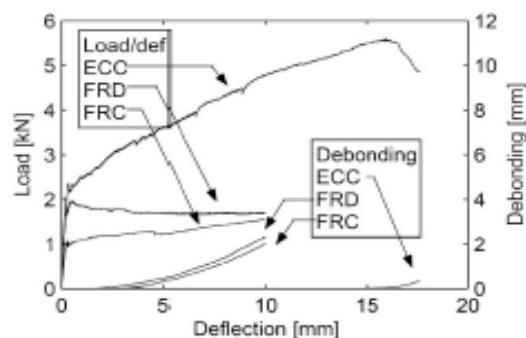
(b)

شکل ۱۴.۲: (a) رفتار خسارت عضو بتن مسلح معمولی (b) با ۱۰ درصد دریفت [۲۶]

در سال ۲۰۰۴ والتر<sup>۱</sup> و همکاران جهت افزایش سختی و کاهش ترک ناشی از خستگی در عرشه پل فولادی اقدام به تحقیقی بر روی تیر کامپوزیتی ECC - فولاد تحت بارگذاری یکنواخت خمشی نموده اند. (شکل ۱۵.۲) جهت ارزیابی و کنترل نتایج از کامپوزیت های FRC - فولاد و FRD<sup>۲</sup> - فولاد بهره بردند. که FRD یک کامپوزیت با چگالی و مقاومت بالا مسلح شده با الیاف فولادی می باشد. منحنی بار - خیز<sup>۳</sup> (شکل ۱۶.۲) سه نمونه بیانگر این می باشد که ECC - فولاد نسبت به کامپوزیت های دیگر بدلیل بوجود آمدن میکرو ترک ها دارای ظرفیت بسیار بالاتری می باشد و همچنین شکست در FRC و FRD ناشی از جداسازی از سطح فولاد بوده است. [۲۷]



شکل ۱۵.۲: جزئیات آزمایش والتر و همکاران (تیر کامپوزیتی ECC - فولاد) [۲۷]



شکل ۱۶.۲: منحنی بار - خیز کامپوزیتهای ECC/FRD/FRC [۲۷]

۱-Walter

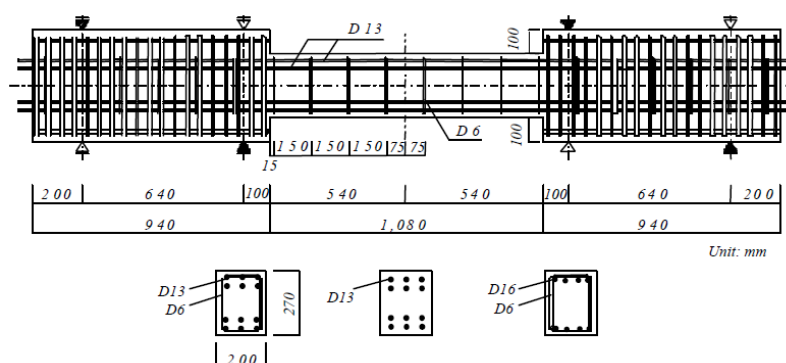
۲-Fiber Reinforced Densit Material

۳-Deflection

## ۲.۴.۲ کاربرد ECC در عضو برشی

در سال ۲۰۰۰ فوکویاما<sup>۱</sup> و همکاران مطالعه ای بر رفتار کامپوزیت های ECC عضوهای برشی تحت بارگذاری چرخه ای انجام دادند. جزئیات آزمایش در شکل ۱۷.۲ نشان داده شده است. و همینطور در شکل ۱۸.۲ حلقه های هیستریزیس ECC و بتن مسلح معمولی نشان داده شده است، که نشان دهنده قابلیت جذب انرژی بسیار بالای ECC می باشد. در این تحقیق مشاهده گردید که مود شکست بتن مسلح معمولی با شکاف گسترده و از دست رفتن پوشش همراه با ترک های قطری زیاد اتفاق افتاده است در صورتیکه در عضو ECC آسیب بطور قابل توجهی کمتر بوده است ( شکل ۱۹.۲). بطور کلی ظرفیت برشی یک تیر ECC را می توان با اصل جمع آثار قوا بیان نمود. بدین صورت که سهم مواد ECC و آرماتورهای مسلح کننده محوری و برشی حتی پس از جاری شدن فولاد بیان می گردد. [۲۸]

با این حال در سال ۲۰۰۷ کاناکوبو<sup>۲</sup> و کابله<sup>۳</sup> تحلیلی عددی مرکب از داده های آزمایشگاهی را پیشنهاد کردند. که در این تحقیق به این نتیجه رسیدند که ECC ها در عضوهای برشی تنها از بخشی از ظرفیت مقاومت کششی و کرنش خود بهره میبرند بعلت آسیب احتمالی الیاف ها و عدم پل زنی بین ذرات می باشد. [۲۹]

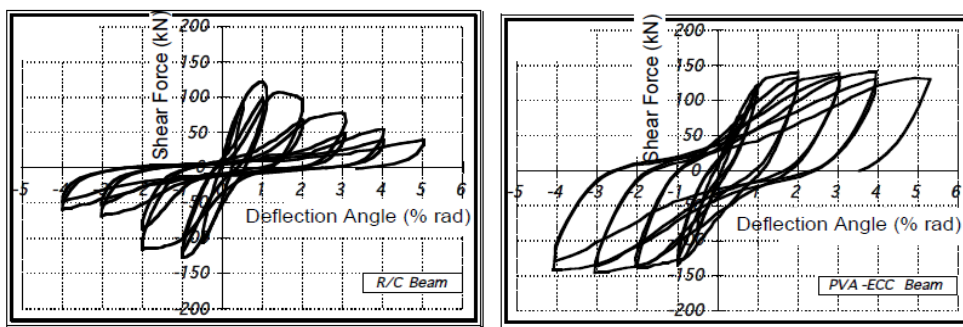


شکل ۱۷.۲: جزئیات آزمایش فوکویاما و همکاران [۲۸]

۱- Fukuyam

۲-Kanakubo

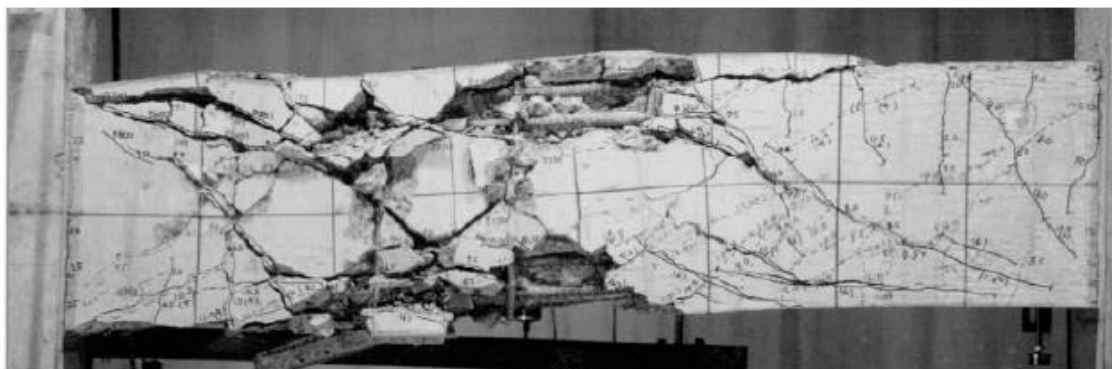
۳-Kabele



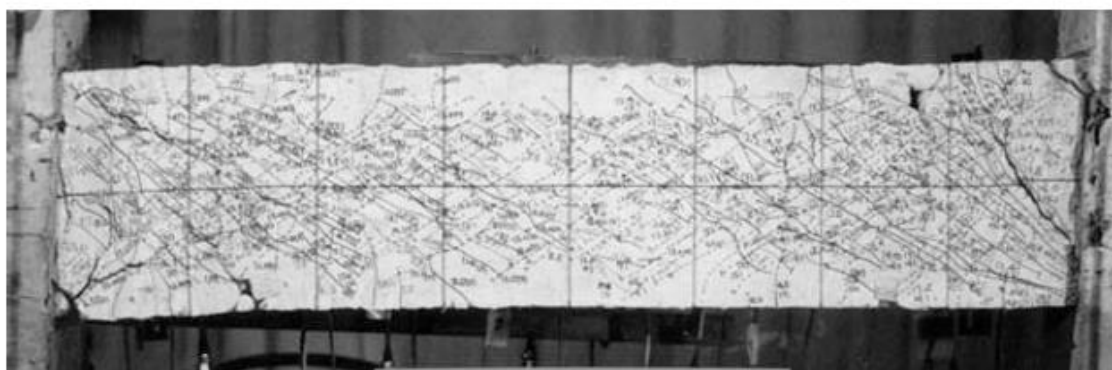
(a)

(b)

شکل ۱۸.۲: چرخه هیستریزس تیر تحت بار چرخه ای (a) بتن مسلح معمولی (b) کامپوزیت RC/ECC [۲۸]



(a)



(b)

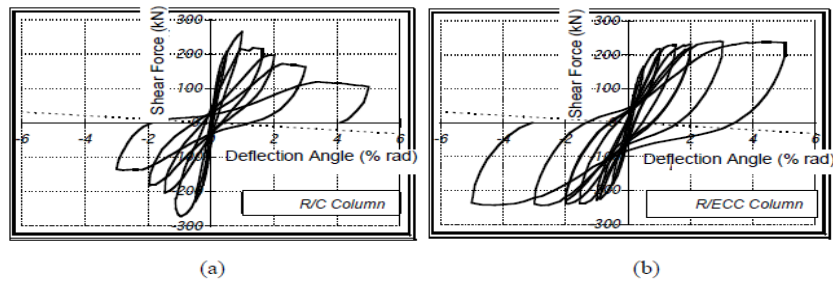
شکل ۱۹.۲: الگو خسارت تیر تحت بار چرخه ای (a) بتن مسلح معمولی (b) کامپوزیت RC/ECC [۲۸]

### ۳.۴.۲ کاربرد ECC در عضو ستون

در سال ۲۰۰۰ فوکویاما و همکاران مطالعه ای بر رفتار کامپوزیت های ECC عضو ستون تحت بارگذاری چرخه ای انجام دادند. نیروی محوری اعمال شده ۲۰٪ مقاومت فشاری محوری ستون بوده است که

بدون حضور آرماتورهای فولادی محاسبه می شود. رفتار هیستریزیس نمونه ECC همانطور که انتظار میرفت از نظر پایداری و پراکندگی و جذب انرژی بمراتب بهتر از نمونه بتن معمولی بوده است.

(شکل ۲. ۲۰) [۲۸]

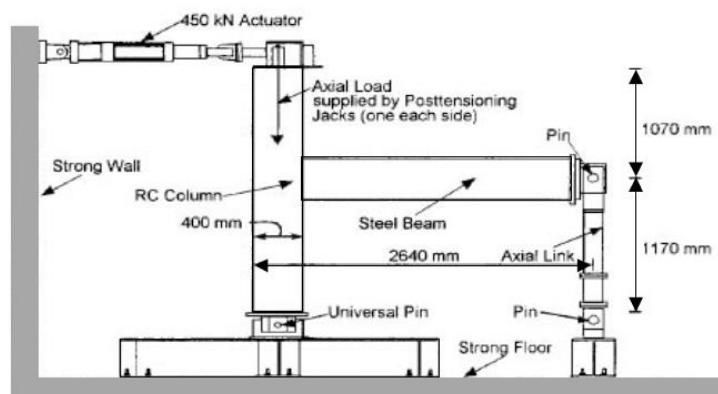


شکل ۲. ۲۰: چرخه هیستریزیس ستون تحت بار چرخه ای (a) بتن مسلح معمولی (b) کامپوزیت RC/ECC [۲۸]

## ۴.۴.۲ کاربرد ECC در اتصال تیر وستون

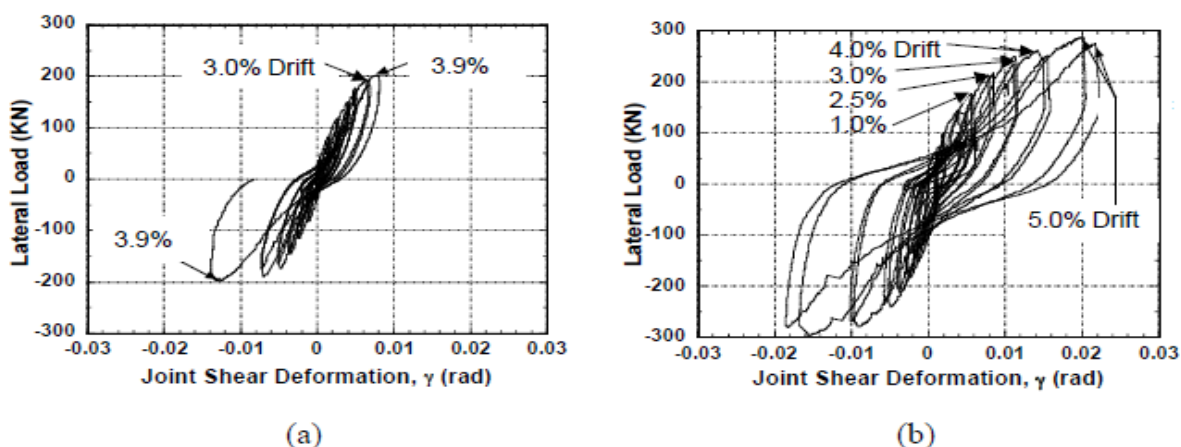
در سال ۲۰۰۰ پارا<sup>۱</sup> و مونته زینوس<sup>۲</sup> و وایت<sup>۳</sup> در خصوص رفتار کامپوزیت های ECC جهت اتصال تیر و ستون مورد مطالعه قرار گرفت. (شکل ۲. ۲۱) چرخه هیستریزیس برای ECC بطور قابل توجهی بهبود

یافت حتی در زمانی که همه خاموتها حذف شدند. (شکل ۲. ۲۲) [۳۰]



شکل ۲. ۲۱: جزئیات آزمایش پارا و مونته زینوس و وایت [۳۰]

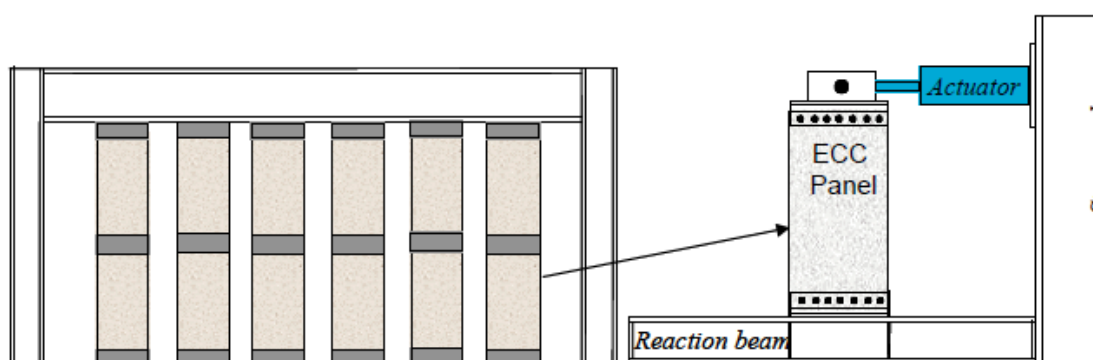
۱-Parra  
۲-Montesinos  
۳-Wight



شکل ۲۲. ۲: چرخه هیستریزیس اتصال تیر به ستون (a) بتن مسلح معمولی با خاموت (b) کامپوزیت ECC بدون خاموت [۳۰]

## ۵. ۴. ۲ کاربرد ECC در عضو پنل دیوار

در سال ۲۰۰۵ کسنر<sup>۱</sup> و بیلینگتون<sup>۲</sup> مطالعه ای در خصوص رفتار کامپوزیت های ECC اجزا قاب دیوار صورت پذیرفت. (شکل ۲۳. ۲) این مطالعه تأیید کردند که پانل های دیوار ECC عملکرد بهتری نسبت به پانل های بتن معمولی در پایداری حلقه هیستریزیس، بارپیک و پراکندگی انرژی دارد. (شکل ۲۴. ۲) [۳۱]

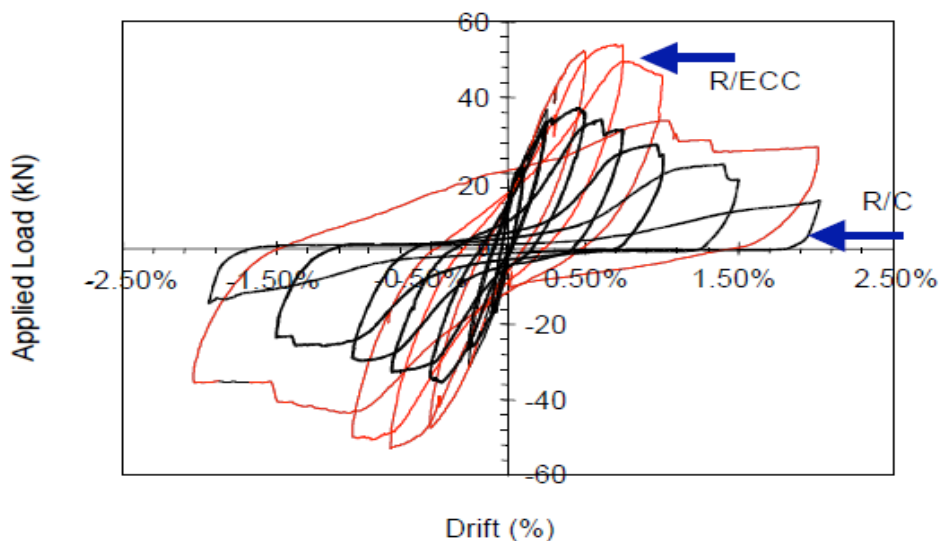


شکل ۲۳. ۲: جزئیات آزمایش کسنر و بیلینگتون [۳۱]

۱-Kesner

۲-Billington





شکل ۲۴. ۲: چرخه هیستریزیس پنل قاب آزمایش کسندر و بیلینگتون [۳۱]

## ۵.۲ تاریخچه مطالعات انجام شده در خصوص اثر حرارت بر روی ECC

در سال ۲۰۱۶ یک هیبرید CFRP<sup>۱</sup>-ECC جهت تقویت سازه های بتنی توسط چاو<sup>۲</sup> و لی پیشنهاد شده است. که رفتار حرارت - خواص مکانیکی این هیبرید از طریق آزمایش مواد تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی گراد مورد بررسی قرار گرفت. جهت بررسی و مقایسه نتایج از یک هیبرید CFRP-ملات نیز استفاده گردید. و خواص مکانیکی شامل مقاومت فشاری، مقاومت کششی، ظرفیت کرنش کششی هر دو نمونه مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج بدست آمده نشان دهنده رفتار ضد پوسته شدن<sup>۳</sup> ECC را دمای بالانشان دادند که بعلت وجود کانال های به هم پیوسته الیاف می باشد. این کانال ها به خروج بخار آب کمک کرده و باعث کاهش فشار داخلی ECC می گردد. (شکل ۲۵. ۲) عکس میکروسکوپ الکترونی<sup>۴</sup> ECC را در دمای محیط و دمای ۵۰۰ درجه را نشان می دهد، در صورتیکه پوسته شدن در هیبرید

۱-Carbon fiber reinforced polymer

۲- Chao

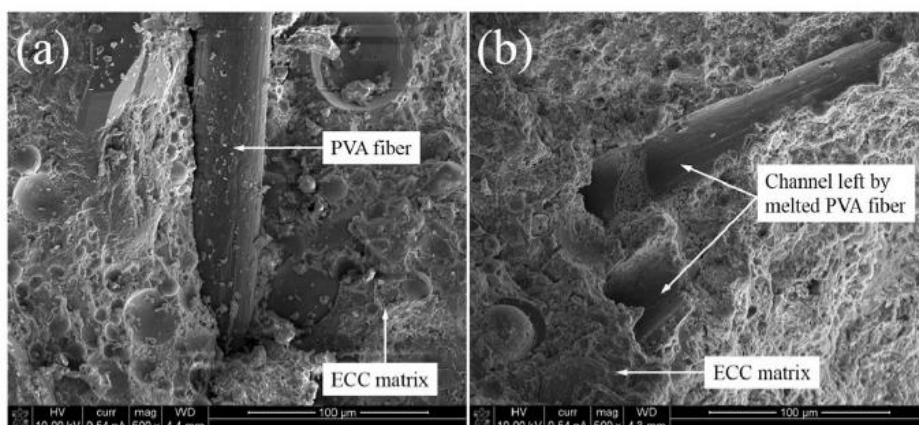
۳-Spalling

۴-Scanning electron microscope

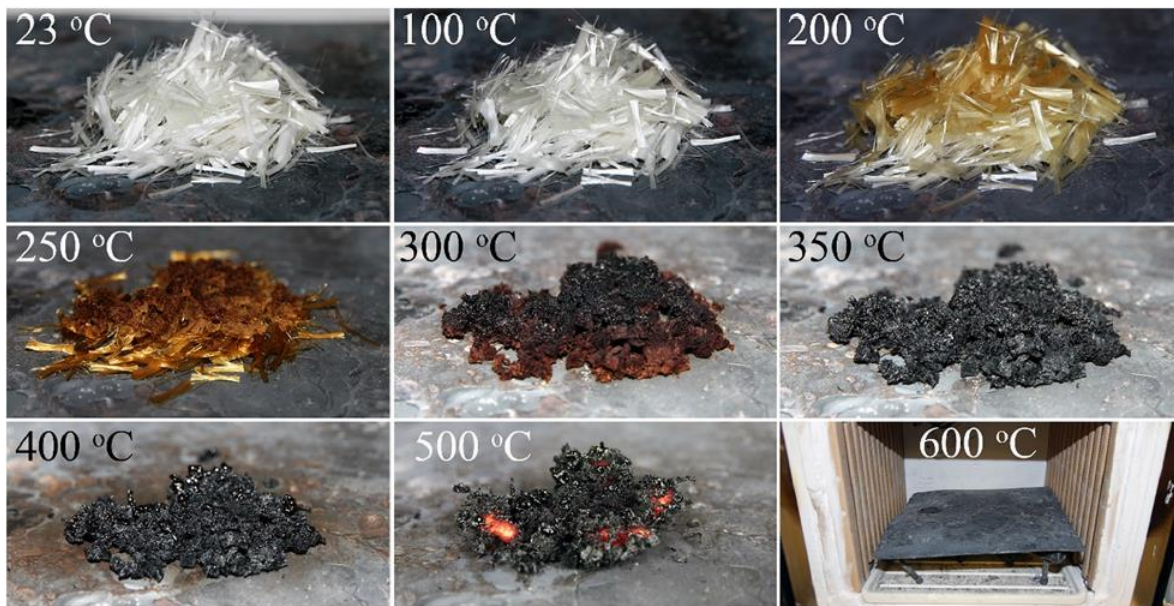
CFRP-ملات در دمای بالا مشاهده شده است در نتیجه هیبرید ECC عملکرد بهتری نسبت به ملات در فشار و حرارت بالا را نشان می دهد.

در آزمون مقاومت فشاری در دمای بالاتر از ۳۰۰ درجه سانتی گراد مقاومت فشاری نمونه ECC-۳،۳-۳۱ درصد کاهش داشت در صورتیکه در دمای کمتر از ۳۰۰ درجه تنها ۴٫۸ درصد کاهش مقاومت مشاهده گردید. در صورتیکه در نمونه ملات در دمای کمتر از ۳۰۰ درجه ۱۳٫۸ درصد کاهش مقاومت مشاهده گردید. و در دمای ۴۰۰ درجه هیچگونه مقاومتی را نشان نداد.

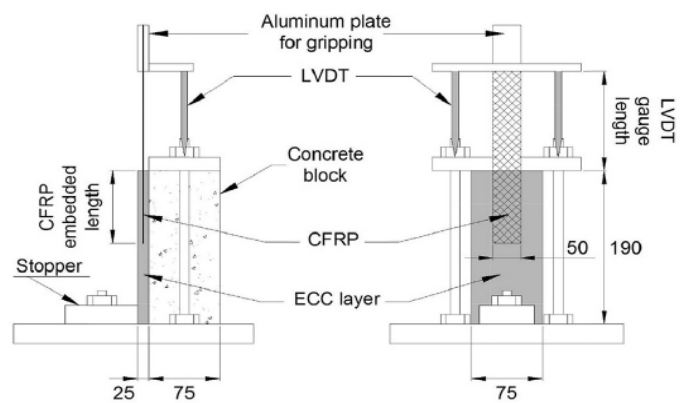
رفتار کششی دومرحله ای مشابه آزمون مقاومت فشاری تحت دماهای بالا نیز برای ECC مشاهده شد که در مرحله دوم ECC به دلیل ذوب الیاف PVA (شکل ۲. ۲۶) به روش ترد شکست خورد، بطوریکه مقاومت کششی در مقایسه با مقاومت در دمای اتاق ۶۹٫۴ درصد کاهش یافت. و همچنین در دمای متوسط ۱۰۰ درجه خواص کششی ECC بطور موثری افزایش می یابد. در آزمون بیرون کشیدن<sup>۱</sup> لایه CFRP، (شکل ۲. ۲۷) در دمای کمتر از ۲۰۰ درجه برای هر دو نمونه ECC و ملات تنش ماکزیمم بین ۱۳۰-۱۲۰ مگاپاسکال رسید و در دمای بالاتر از آن تنش در ECC به صفر رسید ولی در ملات به ۱۱ مگاپاسکال رسید. [۳۲]



شکل ۲. ۲۵: عکس میکروسکوپ الکترونی کامپوزیت ECC در (a) دمای محیط (b) در دمای ۵۰۰ درجه [۳۲]



شکل ۲۶. ۲: تغییر رنگ و فازهای الیاف پلی وینیل الکل در دماهای مختلف [۳۲]



شکل ۲۷. ۲: جزئیات آزمایش pull-out و ابعاد نمونه ارائه شده توسط چاوو و لی [۳۲]

## ۶.۲ جدایش<sup>۱</sup> لایه های FRP در تیرهای بتن مسلح مقاوم شده

در سال ۲۰۰۱ مطالعه ای توسط اسمیت<sup>۲</sup> و تنگ<sup>۳</sup> در خصوص نحوه جدایش لایه های FRP در تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP صورت گرفت، که جداسدن پوشش بتنی و یا جدایش در مجاورت اتصال ماده چسباننده به بتن متداول ترین روش شکست جدایش در آزمایش های تیرهای بتنی تقویت شده با ورق های FRP بود. در نتیجه دوازده مدل جهت پیش بینی رفتار شکست جدایش ارائه نمودند. که هفت مدل با استفاده از صفحه های FRP و پنج مدل با استفاده از صفحه های فولادی ساخته شدند. همه این ۱۲ مدل ارزیابی شدند و عملکرد آنها به سه دسته ذیل تقسیم گردیدند:

- مدل های مبتنی بر ظرفیت برشی<sup>۴</sup>: ویژگی متداول این مدل اینست که استحکام شکست جدایش با مقاومت برشی بتن فقط با بخش جزئی از تقویت برشی فولادی ارتباط دارد.
- مدل های دندان بتنی<sup>۵</sup>: در این مدل از مفهوم یک دندان بتنی، بین دو ترک مجاور مانند یک طره تحت تنش های برشی افقی در پایه تیر استفاده می کند. در این مدل فرض می شود که وقتی این تنش ها منجر به تنش های کششی در ریشه دندان می شود و زمانیکه از مقاومت کششی بتن تجاوز نماید عمل جدایش اتفاق می افتد. (شکل ۲. ۲۸)
- مدل های مبتنی بر تنش بین سطحی<sup>۶</sup>: فرض منطقی در این مدل اینست که جدائی پوشش بتنی یا جدائی بین سطحی به دلیل تنش های بین سطحی بالا می باشد. (شکل ۲. ۲۹)

[۳۴،۳۳]

---

۱-Debonding

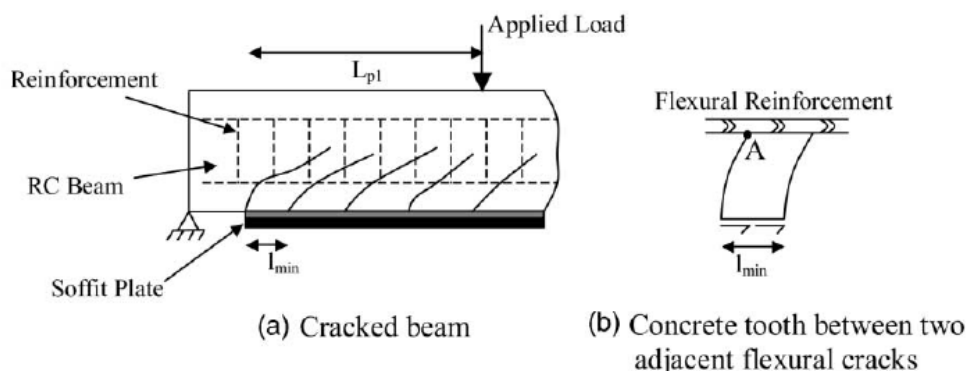
۲-Smith

۳-Teng

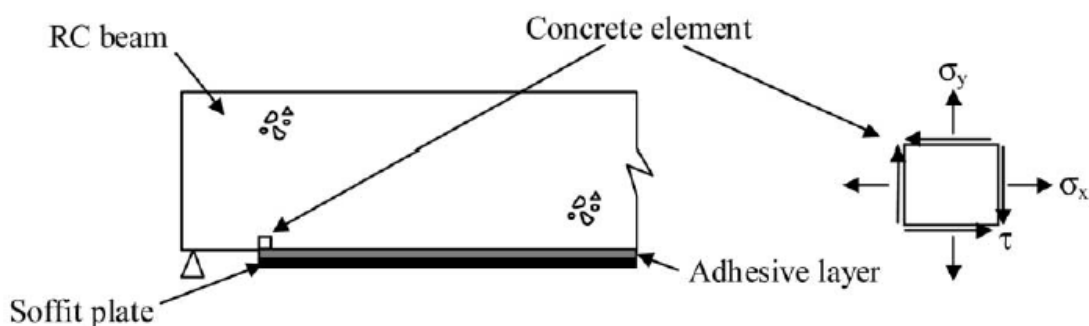
۴-Shear capacity based models

۵-Concrete tooth models

۶- Interfacial stress based models



شکل ۲۸.۲: مدل دندان بتنی (a) تیر ترک خورده (b) دندان بتنی بین دو ترک خمشی مجاور [۳۳]



شکل ۲۹.۲: تنش در یک المان بتنی در مجاورت صفحه انتهائی [۳۳]

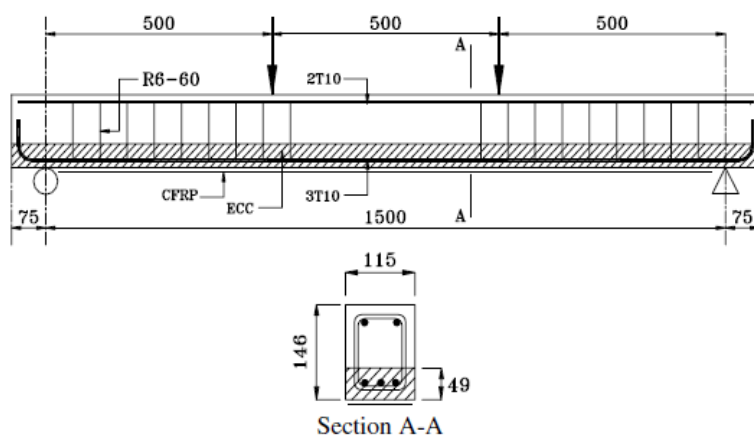
## ۷.۲ مطالعات انجام شده در خصوص هیبریدهای FRP-ECC

در سال ۲۰۰۵ مطالعه ای توسط مالج<sup>۱</sup> و لئونگ<sup>۲</sup> در خصوص کاربرد یک ماده ECC در یک تیر مقاوم شده با CFRP بصورت آزمایشگاهی و عددی صورت گرفت. که نتایج نشان داد که ECC، جدایش لایه CFRP را به تاخیر انداخته و منجر به استفاده موثر از مواد CFRP شده است. در نتیجه با استفاده از ECC به عنوان یک لایه شکل پذیر می توان تیرهای RC را به نحوی موثر تقویت کرد در حالی که اتلاف در ظرفیت خمشی را به حداقل رساند. [۳۵]

جزئیات آزمایش مالج و لئونگ در شکل ۳۰.۲ نشان داده شده است.

۱-Maalej

۲-Leong



شکل ۳۰.۲: جزئیات هندسه و تقویت نمونه آزمایش شده توسط مالچ و لئونگ [۳۵]

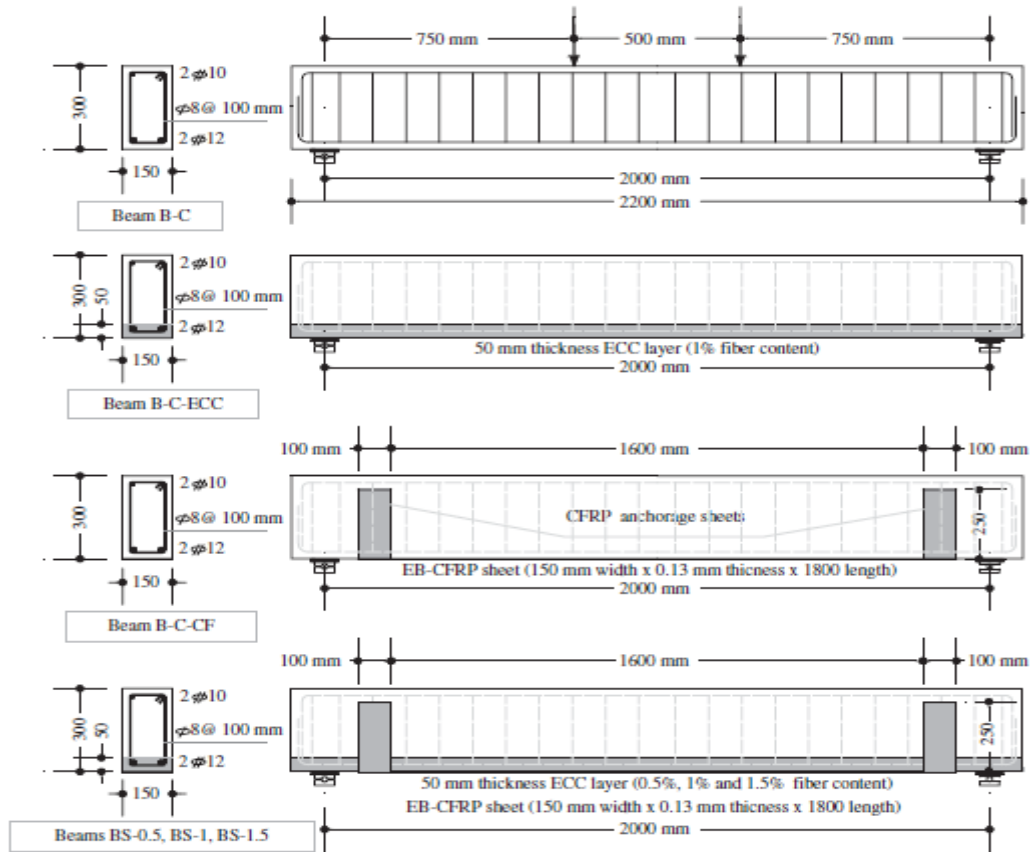
در سال ۲۰۱۵ طی مطالعه ای که توسط عفیفی<sup>۱</sup> و همکاران در خصوص تکنیک های مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح از جمله طرح بارگذاری، ضخامت لایه ECC، پیکربندی ورقه های EB-CFRP<sup>۲</sup> بر اساس نتایج آزمایشگاهی به این نتیجه رسیدند که کاربرد یک لایه EB-CFRP به عنوان یک ماده تقویت کننده تنها می تواند ظرفیت تحمل بار نهائی تیرهای RC را افزایش دهد در صورتیکه استفاده از یک لایه ECC می تواند علاوه بر افزایش ظرفیت تحمل بار نهائی نسبت به افزایش شکل پذیری نیز اقدام نماید.

عفیفی و همکاران بیان داشتند که، یک تیر فقط با لایه ECC میتواند ظرفیت باربری را حدود ۶,۵ درصد افزایش دهد و لایه EB-CFRP به تنهایی می تواند ظرفیت باربری را ۲۸,۸ درصد افزایش دهد. در صورتیکه با استفاده از هیبرید FRP-ECC ظرفیت باربری تا ۴۱ درصد افزایش داشته است که بالاتر از جمع جبری دو حالت قبلی می باشد. و همچنین با افزایش مقدار الیاف تا ۱,۵ درصد ظرفیت باربری تا حدود ۴۴,۵ درصد افزایش داشته است. با استفاده از لایه ECC ظرفیت ورقه های CFRP می تواند به تیر مقاوم شده منتقل شود در نتیجه ظرفیت نهائی و شکل پذیری به طور قابل توجهی بهبود می یابد. [۳۶]

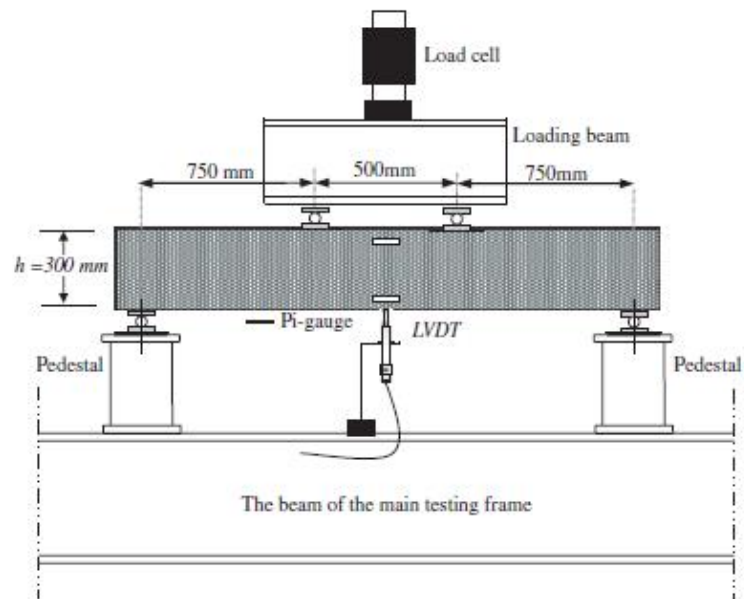
۱-Afefy

۲-Externally bonded

جزئیات آزمایش عیفی و همکاران در شکل ۳۱.۲ و ۳۲.۲ نشان داده شده است.



شکل ۳۱.۲: جزئیات هندسه و تقویت نمونه های آزمایش شده توسط عیفی و همکاران [۳۶]



شکل ۳۲.۲: جزئیات آزمایش عیفی و همکاران [۳۶]

در سال ۲۰۱۶ ژنگ<sup>۱</sup> و همکاران یک تکنیک مقاوم سازی جدید برای تیرهای بتن مسلح با ترکیب BFRP<sup>۲</sup> و ECC بعنوان یک لایه تقویتی چسبانده شده خارجی ارائه نمودند. (شکل ۳۳.۲) پنج تیر مقاوم شده و یک تیر کنترلی برای بررسی رفتار مکانیکی تیرهای تقویت شده مورد ارزیابی قرار گرفت. بعد از اینکه تیر RC با لایه BFRP-ECC تقویت شد. بارهای ترک خوردگی، تسلیم و نهائی به میزان زیادی نسبت به تیر کنترلی بهبود یافت. همچنین هیچ لغزشی بین لایه مسلح شده کامپوزیتی<sup>۳</sup> و بتن وجود نداشت که نشان میدهد که سیستم مقاوم سازی FRP-ECC یک تکنیک موثر برای جلوگیری از جدا شدن مواد پیوندی خارجی است. [۳۷]

در شکل ۳۴.۲ (a) توزیع کرنش و تنش در حالت ترک خوردگی نشان داده شده است. هنگامی که حداکثر کرنش کششی بتن به کرنش نهائی خود برسد، بتن در ناحیه کششی ترک خواهد خورد. ( $\epsilon_{tu}=0,00015$  طبق مشخصات CEB-FIP) [۳۸]. در همین حال حداکثر تنش در لبه منطقه بتن فشاری کمتر از  $0,3 f_c$  میباشد. بنابراین بتن را می توان به عنوان یک ماده الاستیک خطی در منطقه فشاری در نظر گرفت و مدل تنش توزیع شده مثلثی می تواند برای محاسبه نیروی فشاری بتن استفاده شود.

در شکل ۳۴.۲ (b) توزیع کرنش و تنش در حالت تسلیم نشان داده شده است. با توجه به فرضیات اساسی پس از ترک، بتن کششی از محاسبات حذف میگردد. بنابراین نیروهای کششی کل مقطع بین آرماتور، شبکه BFRP و ECC تقسیم می شود. در این صورت تنش کششی آرماتور برابر با تنش تسلیم آن است. علاوه بر این تنش کششی در ECC باعث کرنش بزرگی در لایه ECC خواهد شد. در شکل ۳۴.۲ (c) توزیع کرنش و تنش در حالت نهائی با توجه به مودهای گسیختگی از جمله رسیدن به

---

۱-Zheng

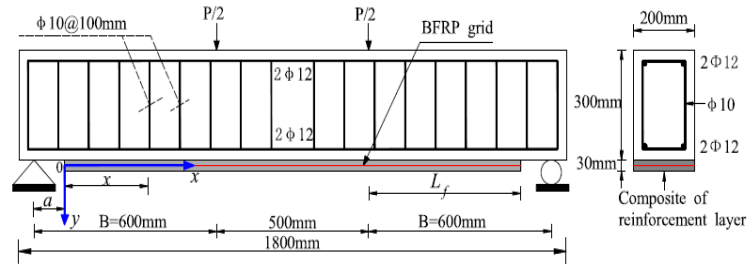
۲-Bazalt Fiber Reinforced Polymer

۳-Composite reinforcement layer

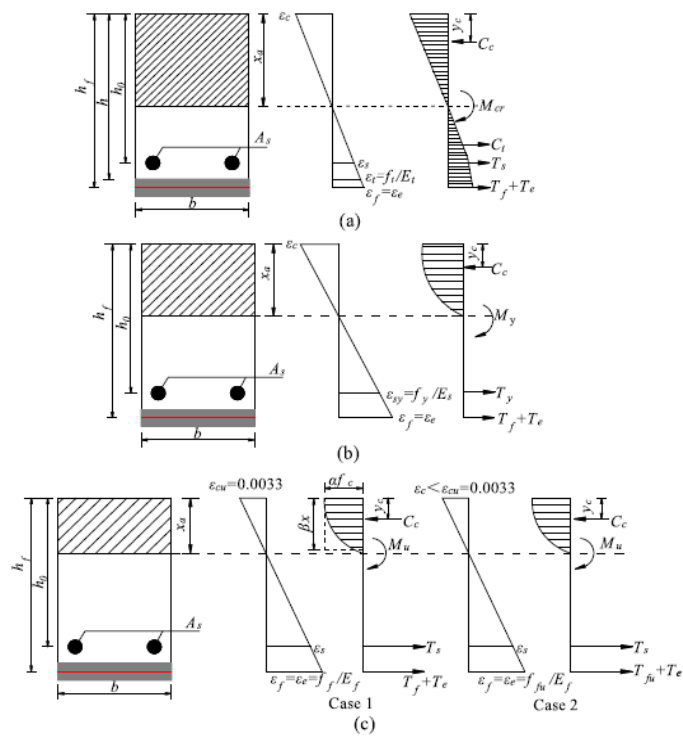


کرنش نهائی بتن فشاری<sup>۱</sup> (شکل ۳۵.۲ (a)) و گسیختگی شبکه BFRP<sup>۲</sup> (شکل ۳۵.۲ (b)) نشان داده شده است.

شکل ۳۵.۲ مودهای شکست تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP را نشان می دهد. [۳۴]



شکل ۳۳.۲: جزئیات آزمایش ژنگ و همکاران [۳۷]

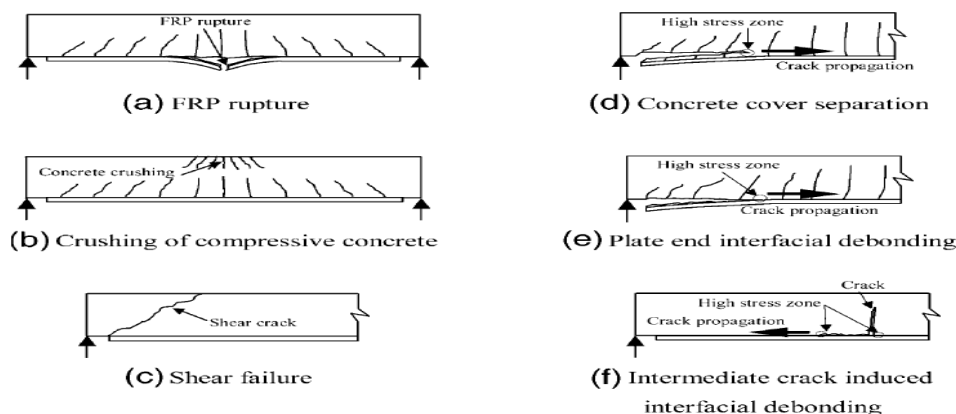


شکل ۳۴.۲: (a) توزیع کرنش و تنش در حالت ترک خوردگی (b) توزیع کرنش و تنش در حالت تسلیم (c) توزیع

کرنش و تنش در حالت نهائی [۳۷]

۱-Concrete crushing

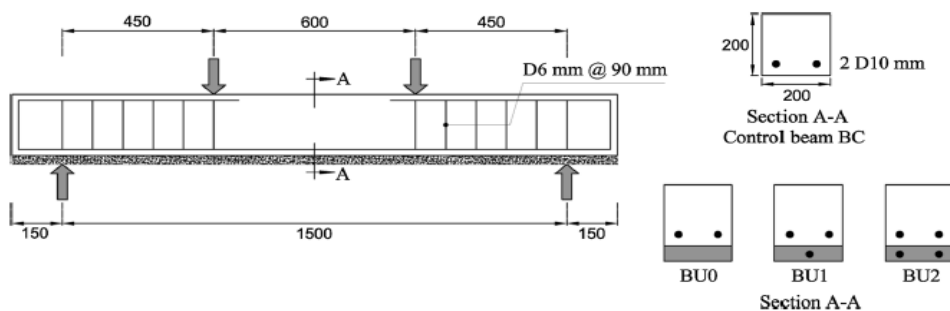
۲-FRP rupture



شکل ۲. ۳۵: مودهای شکست تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP [۳۴]

در سال ۲۰۱۶ لین<sup>۱</sup> و همکاران با توجه به کم بودن مطالعات در خصوص رفتار ساختاری hpfrc ha یک مدل اجزا محدود ۳ بعدی برای تحلیل تیرهای تقویت شده با hpfrc ارائه نمودند که مشخصات مواد بر اساس داده های تجربی آزمایش محمد حسین<sup>۲</sup> و همکاران کالیبره شد. (شکل ۲. ۳۶) با استفاده از پیش بینی های عددی مشاهده گردید که ظرفیت تحمل بار تیرهای RC بطور قابل توجهی با استفاده از hpfrc بعنوان لایه تقویت شونده افزایش یافته که بعلت ایجاد ترک های ریز بوده است. [۴۰,۳۹]

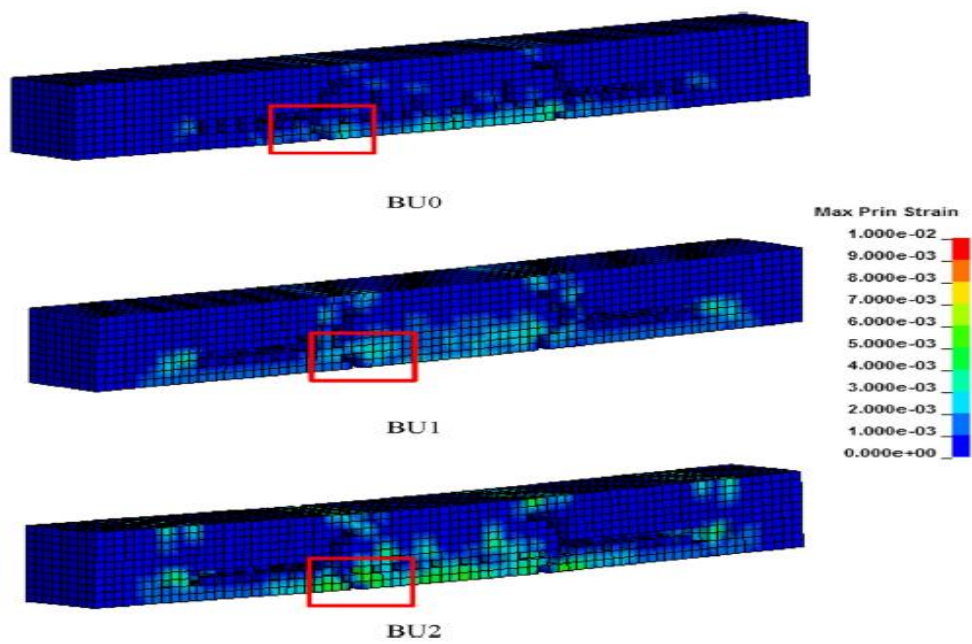
شکل ۲. ۳۷ کرنش های اصلی ماکزیمم در تیرهای مدل سازی شده توسط لین و همکاران را نشان می دهد.



شکل ۲. ۳۶: جزئیات آزمایش تیر ارائه شده توسط محمد حسین و همکاران [۴۰]

۱-Lin

۲- Mohamad hussein



شکل ۲. ۳۷: کرنش های اصلی ماکزیمم در تیرهای مدل سازی شده توسط لین و همکاران [۳۹]

## فصل ۳

مبانی مدل سازی اجزا محدود

## ۱.۳ مقدمه

ABAQUS قابلیت های گسترده ای را برای شبیه سازی در کاربردهای خطی و غیر خطی فراهم می کند. مسایلی که دارای اجزای متعدد و مصالح مختلف هستند را می توان با تعریف هندسه هر جزء و اختصاص دادن مصالح تشکیل دهنده آن و سپس اندرکنش بین این اجزا شبیه سازی کرد. در تحلیل های غیر خطی ABAQUS بصورت خودکار نمو بار و رواداری همگرایی مناسب را انتخاب و به طور پیوسته در طول تحلیل این پارامترها را تنظیم می کند تا از بدست آمدن نتایج دقیق اطمینان حاصل شود.

از آنجائی که انجام آزمایشات عملی بسیار پرهزینه است، استفاده از شبیه سازی اجزا محدود می تواند به عنوان یک ابزار جایگزین به کار برده شود. در سازه ها بعلت وجود مصالحی نظیر بتن، بررسی آسیب پذیری و سطح عملکرد سازه ها نیازمند ارزیابی رفتار غیر خطی مصالح است. بعنوان مثال رفتار غیر خطی بتن مسلح ناشی از رفتار خمیری میلگردها، ترک خوردگی بتن و اندرکنش بین میلگردها می باشد. استفاده از این نرم افزار نیازمند شناخت دقیق از نحوه عملکرد آن ها، تئوری ها و فرضیات و معادلات حاکم بر آن ها می باشد. در این فصل سعی شده تا به صورت خلاصه به نحوه صحیح مدل سازی اجزا محدودی و فرضیات موجود در نرم افزار ABAQUS اشاره گردد.

## ۲.۳ رفتار مصالح بتنی

مهم ترین مرحله در مدل سازی عددی سازه های بتن مسلح تعیین رفتار غیر خطی می باشد. در نرم افزار ABAQUS برای در نظر گرفتن خرابی و همچنین تعریف رفتار غیر خطی بتن که باید در بخش خواص مصالح مشخص گردد، به سه روش تعریف می شود:

### ۱- مدل ترک پخشی<sup>۱</sup>

---

۱- Concrete Smeared Cracking

۲- مدل ترک شکننده<sup>۱</sup>

۳- مدل پلاستیک آسیب دیده<sup>۲</sup>

### ۱.۲.۳ مدل ترک پخشی

از این مدل می توان برای شبیه سازی رفتار بتن تحت بارهای یکنواخت و فشار محصور کنندگی کم استفاده کرد. در این مدل ترک زمانی اتفاق می افتد، که تنش موجود به حد صفحه گسیختگی برسد. صفحه گسیختگی با تنش معادل و تنش انحرافی<sup>۳</sup> رابطه خطی دارند. از این مدل رفتار تنها در روش ضمنی استفاده می شود.

### ۲.۲.۳ مدل ترک شکننده

این مدل در ABAQUS بیش تر برای مواقعی استفاده می شود که ترک های کششی بتن مد غالب بر رفتار بتن است و در کل رفتاری ترد در مصالح را شاهد هستیم. یکی از ضعف های این مدل در نظر نگرفتن خسارت فشاری یا همان خرد شدن بتن است در این مدل رفتار فشاری بتن همیشه به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته می شود.

### ۳.۲.۳ مدل پلاستیک آسیب دیده

مدل پلاستیک آسیب دیده بتن، تعمیم یافته ی معیار شکست دراگر – پراگر<sup>۴</sup> می باشد. این معیار یک سطح شکست مخروطی مطابق شکل ۳ ۱۰ دارد. [۴۱] و یکی از تئوری های قوی در مدل سازی شکست بتن مسلح می باشد. این مدل با استفاده از مفاهیم الاستیک آسیب دیده ایزوتروپیک و پلاستیک کششی

---

۱-Brittle Cracking

۲-Concrete Damaged Plasticity Cracking

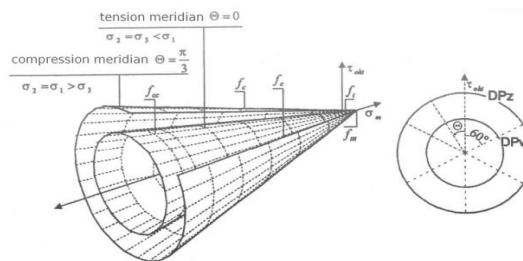
۳-Equivalent Deviatoric Stress

۴-Drucker-Pruger

و فشاری رفتار غیر خطی بتن را بیان میکند. این مدل قابلیت استفاده در محاسبات استاتیکی و دینامیکی را داراست و شامل فرضیات زیر می باشد:

- قابلیت مدل سازی بتن در انواع مختلف سیستم های سازه ای مانند المان تیر، خرپائی، پوسته و سه بعدی
- قابلیت کاربرد در بتن مسلح و غیر مسلح
- قابلیت استفاده تحت بارگذاری یکنواخت، نوسانی و دینامیکی
- در نظر گرفتن حساسیت نمونه به نرخ کرنش
- در نظر گرفتن تاثیرات بازیابی سختی الاستیک در بارگذاری دوره ای
- قابلیت استفاده از ویسکوالاستیک در معادلات اساسی برای رسیدن به همگرایی بهتر در بخش نرم شوندگی

این مدل برای اولین بار توسط لوبلینر و همکاران توسعه پیدا کرد . [۴۲]



شکل ۱.۳: سطوح مرزی معیار دراگر - پراگر [۴۱]

### ۱.۳.۲.۳ سطح تسلیم

در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن، از سطح تسلیم بارسلونا که توسط لوبلینر و همکاران ارائه شد استفاده می شود. [۴۲] سطح تسلیم بارسلونا به صورت دایره ای شکل می باشد. ( شکل ۲.۳ ) تاثیر تنش اصلی

میانگین مانند مدل موهر در این مدل در تسلیم مصالح مدنظر گرفته است. سطح تسلیم بارسلونا توسط

رابطه (۱.۳) بر حسب تنش های موثر  $\bar{\sigma}$  تعریف می شود.

در مدل پلاستیک آسیب دیده تابع تسلیم به صورت زیر است:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} \left( \bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})(\bar{\sigma}_{max}) - \gamma(-\bar{\sigma}_{max}) \right) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}_c) \quad (1.3)$$

که متغیرهای آن به صورت زیر تعریف می شود :

$$\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma}:I \quad (2.3)$$

$$\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma} \quad (3.3)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{S}:\bar{S}} \quad (4.3)$$

$$\alpha = \frac{(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}})^{-1}}{2(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}})^{-1}-1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (5.3)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (6.3)$$

$$\gamma = \frac{3(1-k_c)}{2k_c-1} \quad (7.3)$$

که در روابط فوق :

$\bar{p}$  : تانسور تنش هیدرواستاتیک موثر

$\bar{q}$  : تانسور تنش میزز موثر معادل

$\bar{S}$  : تانسور تنش انحرافی

$\bar{\sigma}_{max}$  : حداکثر تنش موثر اصلی



$\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)$  : نسبت مقاومت فشاری دو محوره به تک محوره بتن

$k_c$  : نسبت دومین نامتغیر تنش در نصف النهار کششی به مقدار آن در نصف النهار فشاری در شروع

تسلیم

$(\tilde{\epsilon}_c^{pl})$  : تنش پیوستگی فشاری موثر

$(\tilde{\epsilon}_t^{pl})$  : تنش پیوستگی کششی موثر

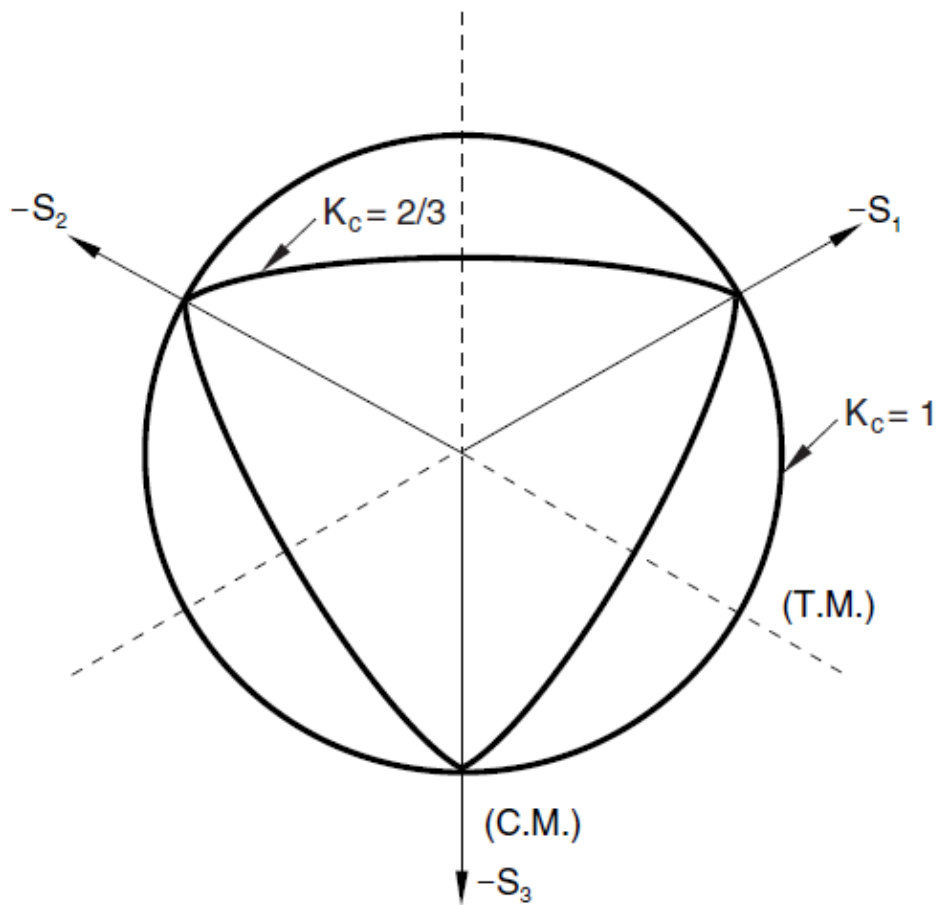
طبق اصلاح صورت پذیرفته در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن، لزومی بر دایروی بودن صفحه دویاتوریک<sup>۱</sup> وجود ندارد و می تواند شکل دیگری نیز داشته باشد. شکل این صفحه با ضریب  $k_c$  تعیین می شود. این ضریب مقداری بیش از ۰,۵ دارد و وقتی مساوی یک باشد شکل دایره و یا همان معیار دراگر – پراگر بدست می آید. از لحاظ فیزیکی  $k_c$  نسبت فاصله بین محور هیدرواستاتیک با مریدین فشاری و مریدین کششی می باشد. در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن مقدار پیش فرض مطابق شکل ۲.۳ ضریب ۲/۳ می باشد که بر اساس آزمایش های فشاری سه محوره و تحلیل های عددی پیشنهاد شده است.

### ۲.۳.۲.۳ قانون سخت شدگی

قسمت سخت شدگی منحنی تنش- کرنش توالی پیوسته رویدادهای تسلیم را نشان می دهد. به هر رویداد تسلیم یک سطح تسلیم اختصاص داده می شود. با رسیدن به اولین تسلیم، قانون سخت شدگی موقعیت سطح تسلیم بعدی را مشخص می کند. کرنش خمیری در کشش  $(\tilde{\epsilon}_t^{pl})$  و در فشار  $(\tilde{\epsilon}_c^{pl})$  متغیرهای سخت شدگی در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن هستند، که وضعیت تکامل سطح تسلیم را مشخص می کند. [۴۳]

---

۱-Deviatoric



شکل ۳. ۲۰: صفحه دویاتوریک در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن [۴۳]

### ۳.۳.۲.۳ زاویه اتساع<sup>۱</sup>

زاویه اتساع کرنش پلاستیک بر اثر برش را در فاز بعد از الاستیک تعریف می نماید. هنگامی که زاویه اتساع صفر باشد ماده هیچگونه تغییر حجم کرنشی ندارد. در حقیقت زاویه اتساع رابطه ی بین حجم و کرنش برشی را مطابق رابطه زیر بیان می کند:

$$\varphi = -\frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \gamma} \quad (۸.۳)$$

که در روابط فوق:

<sup>۱</sup>-Dilation Angle

$\delta\varepsilon_v$ : کرنش حجمی

$\delta\gamma$ : کرنش برشی

برای بتن مسلح زاویه اتساع بین ۲۰ تا ۴۰ درجه خواهد بود هرچه مقدار این زاویه کوچکتر باشد رفتار مصالح ترد و هرچه این زاویه بزرگتر باشد ماده از خود رفتاری مانند مواد شکل پذیر نشان می دهد.

### ۴.۳.۲.۳ پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک<sup>۱</sup>

عدد کوچک مثبتی است که برابر نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن می باشد مقدار پیش فرض آن ۰,۱ است وقتی که این عدد صفر باشد در واقع شکل مریدین تبدیل به خط راست می شود.

[۴۱]

### ۵.۳.۲.۳ پارامتر $f_{b0}/f_{c0}$

این پارامتر مشخصات تابع گسیختگی را بیان می کند اغلب منابع مقدار ۱,۱۶ و ۱,۲۵ را وابسته به مقاومت بتن و درجه محصورشدگی معرفی کرده اند.

### ۶.۳.۲.۳ پارامتر ویسکو الاستیک<sup>۲</sup>

این پارامتر که در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن وجود دارد، در واقع برای همگرایی بهتر گام ها استفاده می شود و مقدار آن را بایستی با چندبار تحلیل بدست آورد. پارامتر ویسکو الاستیک کوچکترین عدد مثبتی است که باعث همگرایی بهتر تحلیل می شود. این پارامتر امکان خروج تدریجی از سطح پتانسیل پلاستیک را در شرایط ناهمگرایی جزئی تحلیل فراهم می سازد. [۴۱]

---

۱-Eccentricity

۲-Viscosity Strain

## ۴.۲.۳ روابط تنش - کرنش فشاری بتن

تنش های فشاری به صورت تابعی از کرنش های غیرالاستیک  $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$  قابل تعریف هستند. منحنی تنش-کرنش در ناحیه نرم شوندگی کرنش (بعد از تنش نهائی) قابل تعریف اند. مقادیر سخت شدگی به جای کرنش پلاستیک  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  بصورت کرنش غیرالاستیک  $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$  داده می شوند. کرنش غیرالاستیک فشاری بصورت تفاضل کرنش الاستیک مربوط به بتن آسیب ندیده از کرنش کل تعریف می شود. [۴۴]

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (۹.۳)$$

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (۱۰.۳)$$

که در روابط فوق :

$\varepsilon_c^{in}$  : کرنش غیر الاستیک فشاری

$\varepsilon_{0c}^{el}$  : کرنش الاستیک بتن آسیب ندیده

$\varepsilon_c$  : کرنش کل

$E_0$  : مدول الاستیسیته اولیه بتن

$\sigma_c$  : تنش حداکثر فشاری

نرم افزار آباکوس بصورت خودکار با استفاده از رابطه ( ۱۱. ۳ ) مقادیر کرنش غیرالاستیک را به مقادیر

کرنش پلاستیک تبدیل می کند. [۴۵]

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (۱۱.۳)$$

که در روابط فوق :

$\epsilon_c^{pl}$ : کرنش پلاستیک

$d_c$ : پارامتر آسیب بتن در فشار

در شکل ۳.۳ تنش بر حسب کرنش غیر الاستیک نشان داده شده است. همانطور که در شکل فوق دیده می شود در اثر باربرداری از نمونه در قسمت نرم شوندگی شیب منحنی باربرداری کمتر از شیب منحنی الاستیک است، که نشان دهنده آسیب دیدگی نمونه می باشد. در واقع در منحنی های تنش - کرنش تک محوره آسیب بتن توسط دو متغیر  $d_t$  و  $d_c$  مشخص می شود. این متغیرهای آسیب به صورت زیر بیان می شود:

$$E = (1 - d_{t,c})E_0 \quad (۱۲.۳)$$

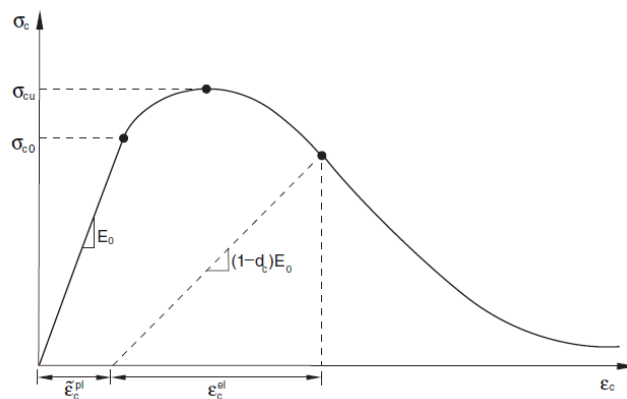
که در روابط فوق:

$E$ : مدول الاستیسیته آسیب دیده

$d_c$ : پارامتر آسیب بتن در فشار

$d_t$ : پارامتر آسیب بتن در کشش

$E_0$ : مدول اولیه ( آسیب ندیده ) بتن



شکل ۳.۳: تعریف کرنش فشاری غیرالاستیک برای بیان سخت شدگی فشاری [۴۵]

## ۵.۲.۳ منحنی رفتاری بتن در فشار تک محوره

رفتار بتن تحت اثر فشار تک محوره به سه ناحیه تقسیم بندی می شود. ناحیه الاستیک خطی، ناحیه سخت شدگی کرنشی و ناحیه نرم شدگی کرنشی. به صورت کلی رفتار بتن در حدود ۴۰ درصد مقاومت مشخصه آن به صورت الاستیک خطی است، پس از آن وارد ناحیه غیرخطی سخت شدگی کرنشی می گردد. در این محدوده اتصال بین ملات و سنگدانه از بین می رود و به تدریج ریزترک ها به وجود می آید. در طول این فرآیند ترک در داخل ملات سیمان گسترش می یابد در حالت حدی نهایی به ازای تنش های در حد مقاومت مشخصه بتن ریز ترک ها به یکدیگر متصل شده در نهایت بتن گسیخته می شود. [۴۶]

برای رفتار تک محوری فشاری بتن بر حسب مقاومت مشخصه و کرنش متناظر با آن مدل های مختلفی ارائه شده که در ادامه به چند مورد از آن ها پرداخته می شود.

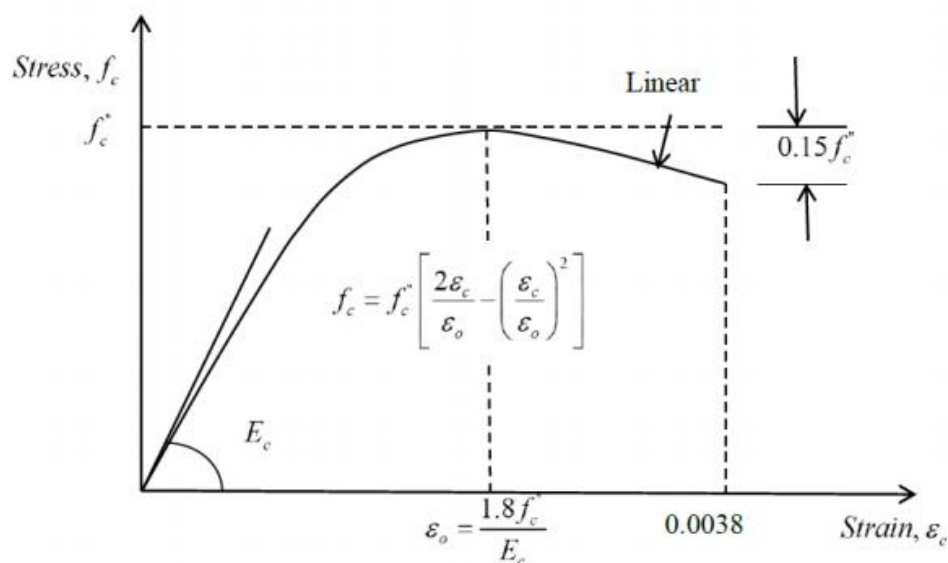
## ۵.۲.۳.۱ هذلولی اصلاح شده هاگنستاد<sup>۱</sup>

این مدل رفتاری برای بتن های تا مقاومتی در حدود ۴۰ مگاپاسکال مورد استفاده قرار می گیرد شکل ۴.۳ مدل ارائه شده توسط هاگنستاد را نمایش می دهد. معادله رفتاری شامل سهمی درجه ۲ و یک خط نزولی تا کرنش ۰,۰۰۳۸ است. [۴۷] متغیرهای رابطه هاگنستاد به صورت زیر است.

$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f_c''}{E_c} \quad (۱۳.۳)$$

$$f_c'' = 0.9 f_c' \quad (۱۴.۳)$$

$$E_c = 12680 + 460 f_c'' \text{ (MPa)} \quad (۱۵.۳)$$



شکل ۴.۳: مدل فشاری هاگنستاد اصلاح شده [۴۷]

### ۲.۵.۲.۳ مدل رفتاری کنت - پارک<sup>۱</sup>

کنت و پارک یک معادله تنش- کرنش جهت رفتار بتن محصور شده و غیرمحصور تحت بارگذاری فشاری ارائه نمودند. شکل ۵.۳ مدل ارائه شده توسط کنت و پارک را نمایش می دهد. این مدل تعمیم داده شده رابطه هاگنستاد می باشد و معادله بطور کامل رفتار پس از نقطه پیک را توصیف می کند. [۴۸]

متغیرهای رابطه کنت - پارک به صورت زیر است:

$$f'_c = f_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (۱۶.۳)$$

$$f'_c = f_c [1 - z(\varepsilon_c - \varepsilon_{c0})] \quad 0.002 < \varepsilon_c < \varepsilon_{20c} \quad (۱۷.۳)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{c0}(0.002)} \quad (۱۸.۳)$$

<sup>۱</sup>-Kent-Park

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} \quad (\text{in MPA}) \quad (19.3)$$

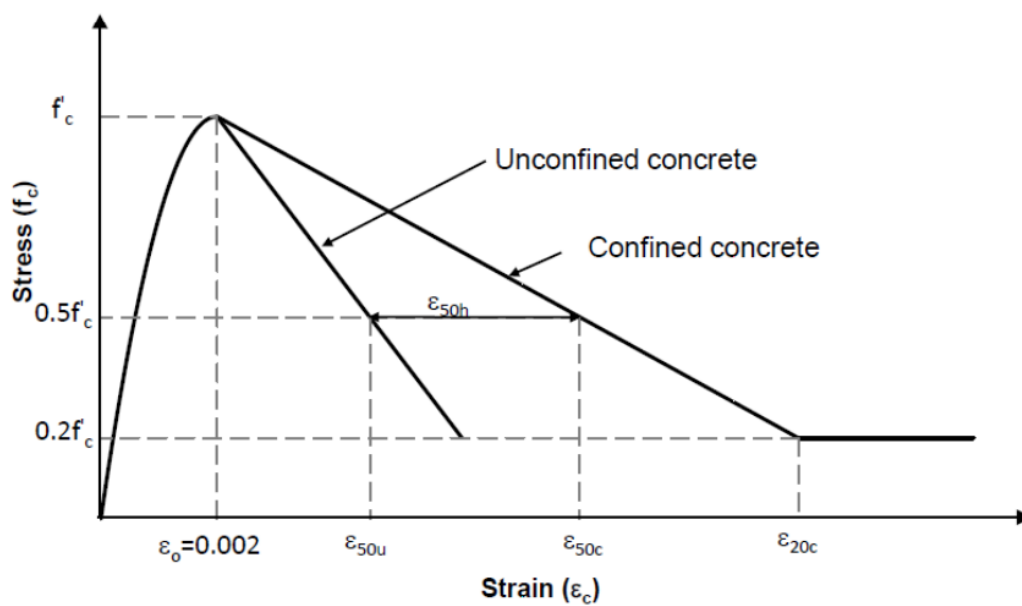
که در روابط فوق :

$\varepsilon_c$  : کرنش بتن

Z : شیب ناحیه نرم شدگی

$f'_c$  : مقاومت فشاری ۲۸ روزه سیلندری بر حسب مگاپاسکال

$\varepsilon_{50u}$  : کرنش در ۵۰ درصد ماکزیمم مقاومت بتن غیر محصور



شکل ۳. ۵: مدل فشاری کنت - پارک [۴۸]



### ۳.۵.۲.۳ مدل رفتاری تورنفیلد<sup>۱</sup>

این مدل برای بتن هائی در بازه ۱۵ تا ۱۲۵ مگاپاسکال مورد استفاده قرار می گیرد. [۴۹] شکل ۳. ۶. مدل ارائه شده توسط تورنفیلد را نمایش می دهد.

متغیرهای رابطه تورنفیلد به صورت زیر است:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n(\varepsilon_c/\varepsilon_0)}{n-1+(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0})^{nk}} \quad (۱۹.۳)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{f'_c}{E_c} \left( \frac{n}{n-1} \right) \quad (۲۰.۳)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17} \quad (۲۱.۳)$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \\ 0.67 + \frac{f'_c}{62} & \text{for } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \end{cases} \quad (۲۲.۳)$$

$$n = 1.55 + \left( \frac{f'_c}{32.4} \right)^3 \quad . \quad k = 1 \quad \text{if: } f'_c < 20 \text{ MPa} \quad (۲۳.۳)$$

که در روابط فوق :

$f'_c$  : مقاومت مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

$\varepsilon_0$  : کرنش معادل با مقاومت مشخصه

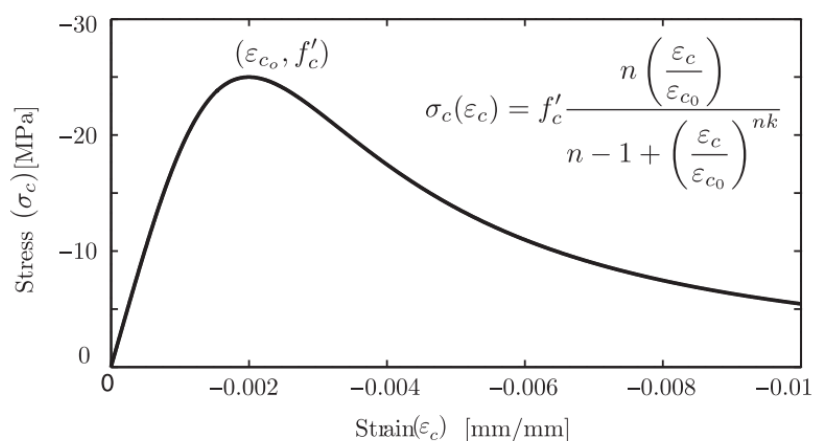
$n$  : ضریبی برای کنترل انحنای منحنی تنش-کرنش

$E_c$  : مدول مماسی

$k$  : ضریبی برای کنترل شیب شاخه صعودی و نزولی منحنی تنش - کرنش

---

۱-Thorenfeldt



شکل ۳. ۶: مدل فشاری تورنفلید [۴۹]

### ۶.۲.۳ روابط تنش- کرنش کششی بتن

بطور کلی؛ مشخص کردن رفتار پس از شکست کششی در بتن و بیان تنش های بعد از شکست بصورت

تابعی از کرنش ترک خورده<sup>۱</sup> می باشد. کرنش ترک خورده بصورت کرنش کل منهای کرنش الاستیک

بتن آسیب ندیده تعریف می شود. [۵۰]

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (۲۴.۳)$$

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{f_t}{E_0} \quad (۲۵.۳)$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{in} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{f_t}{E_0} \quad (۲۶.۳)$$

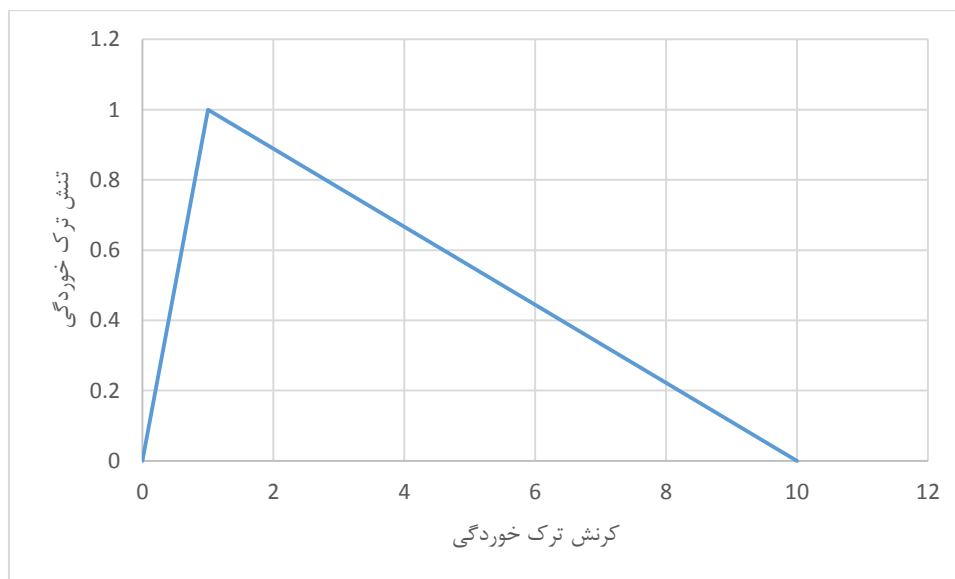
که در روابط فوق:

$\varepsilon_t^{ck}$ : کرنش شکست یا کرنش ترک خورده

$\varepsilon_{0t}^{el}$ : کرنش الاستیک بتن آسیب ندیده



معرفی رابطه ی تنش- کرنش ترک خوردگی بتن در کشش تنها به اثرات بعد از ترک خوردگی که در واقع معرف اثرات سخت شدگی است، اختصاص دارد. اثر سخت شدگی کششی، بیانگر این مطلب است که سختی ماده پس از ترک خوردن ناگهان صفر نمی شود بلکه در اثر درگیری دانه ها و عمل فولادها، ماده قابلیت انتقال بار را از طریق فضای بین ترک ها دارا می باشد. شکل ۳.۸ رابطه تنش- کرنش بتن در کشش تک محوره را معرفی می نماید. در این رابطه بتن بعد از ترک خوردن بصورت خطی فرض میگردد که تا کرنش نهایی ۱۰ برابر کرنش ترک خوردگی ادامه دارد. [۴۵]



شکل ۳.۸: پاسخ بتن در کشش تک محوره توصیه شده در نرم افزار اجزا محدود [۴۵]

### ۳.۳ مدل سازی فولاد

برخلاف بتن که در کشش و فشار رفتار کاملاً متفاوتی از خود نشان می دهد. فولاد نرمه ساختمانی در کشش و فشار رفتار تقریباً مشابهی دارد. خواص مکانیکی فولاد که از نمونه های آزمایشگاهی بدست می آید به صورت تنش ها و کرنش های اسمی<sup>۱</sup> (مهندسی) هستند. اما در نرم افزار آباکوس آنالیز اجزا

۱-Nominal(Engineering) Stress and Strain

محدود با استفاده از تنش های اصلاح شده<sup>۱</sup> و مقادیر لگاریتمی<sup>۲</sup> کرنش انجام می شود. برای انجام این تبدیل از روابط زیر استفاده میشود:

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (29.3)$$

$$\varepsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (30.3)$$

### ۱.۳.۳ مدل اصلاح شده میلگرد فولادی

وجود تغییر مکان نسبی بین بتن و میلگرد فولادی می تواند تاثیر مثبتی در رفتار شکل پذیر یک سازه بتنی داشته باشد. در واقع تغییر مکان گسیختگی یک سازه بتنی به نحوی توسط اثر تماسی بین بتن و میلگرد فولادی در زمان مقاومت نهائی و همچنین گسیختگی کنترل می شود. [۵۳] بنابراین ضروری است که یک مدل کارآمد ارائه شود تا اثر اندرکنش بتن و میلگرد فولادی را در روش المان محدود در نظر بگیرد. رابطه تنش - کرنش میلگرد فولادی معمولاً توسط یک منحنی ۲ خطی با مقاومت تسلیم مشهود  $f_y$  نشان داده می شود. برای میلگرد مدفون در بتن مدل های مختلف رابطه تنش - کرنش بر اساس نتایج آزمایشگاهی ارائه شده است. بلاربی<sup>۳</sup> و هسو<sup>۴</sup> رابطه ی دو خطی تنش - کرنش را براساس نتایج آزمایشگاهی ارائه داده اند. [۵۴] که مطابق آن مقاومت تسلیم میلگرد مدفون در بتن توسط رابطه زیر بدست می آید:

$$\frac{f_y^*}{f_y} = (0.93 - 2B) \quad (31.3)$$

$$B = \frac{\left(\frac{f_{cr}}{f_y}\right)^{1.5}}{r} \quad (32.3)$$

---

۱-True Stress

۲-Logarithmic Strain

۳-Belarbi

۴-Hsu

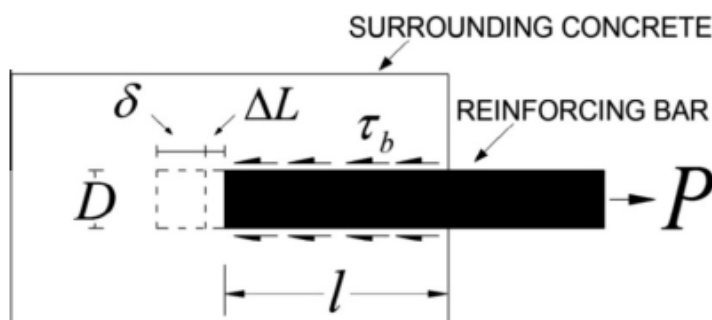
که در روابط فوق:

$f_y^*$ : مقاومت تسلیم اصلاح شده

$\nu$ : نسبت آرماتور مسلح کننده مقطع

$f_{cr}$ : مقاومت کششی بتن در کرنش ترک خوردگی معادل ۰,۰۰۰۰۸

برای لحاظ کردن اثر اندرکنش بتن و میلگرد، کرنش معادل لغزش میلگرد به کرنش تسلیم میلگرد فولادی اضافه شده و سختی الاستیک اصلاح شده میلگرد فولادی ارائه می شود. همان طور که در شکل ۹.۳ نشان داده شده است، تغییر شکل کلی میلگرد فولادی از جمع تغییر شکل داخلی آن ناشی از کرنش میلگرد فولادی و تغییر شکل معادل لغزش میلگرد در بتن بدست می آید.



شکل ۹.۳: تغییر شکل کلی میلگرد فولادی مدفون در المان بتنی [۵۵]

برای بررسی و ارائه مدل اصلاح شده میلگرد فولادی، المان بتن مسلحی تحت خمش خالص در شکل ۱۰.۳ نشان داده شده است. مطابق شکل ۱۰.۳a فاصله بین دو ترک مجاور در عضو خمشی توسط  $S_r$  بیان می شود. بتن موجود در فاصله بین دو ترک در ظرفیت باربری سازه همکاری می کند. اما در مقطع ترک خورده بتن هیچ نقشی در تحمل بار نداشته و نیروی کششی به طور کامل توسط میلگرد فولادی متحمل می شود. این امر منجر به تمرکز تنش و تمرکز کرنش در آن مقطع می شود. که در

شکل ۱۰. ۳b و ۱۰. ۳c نشان داده شده است. در واقع در مقطع ترک خورده هیچ تنش پیوستگی وجود نداشته و تمرکز تنش و کرنش را ناشی می شود. بر مبنای این اصل، مدول الاستیسیته اصلاح شده میلگرد فولادی با در نظرگیری اثر تماسی بتن و میلگرد توسط رابطه زیر بیان می شود:

$$E_S^* = \frac{f_y^*}{\varepsilon_s + \left(\frac{\delta}{l}\right)} \quad (۳۳. ۳)$$

که در روابط فوق:

$f_y^*$ : تنش تسلیم اصلاح شده میلگرد فولادی

$\varepsilon_s$ : کرنش میلگرد فولادی معادل با تنش تسلیم اصلاح شده

$\delta$ : لغزش ماکزیمم میلگرد فولادی

$l$ : طول انتقال تنش پیوستگی بین میلگرد و بتن محصور کننده

ووی<sup>۱</sup> و ژائو<sup>۲</sup> ماکزیمم لغزش میلگرد را توسط رابطه زیر ارائه نمودند: [۵۶]

$$\delta = \frac{0.7315+k}{5.176+0.3333k} \quad (۳۴. ۳)$$

$$k = k_{co} + 33k_{st} \quad (۳۵. ۳)$$

$$k_{co} = \frac{c}{d_b} \quad (۳۶. ۳)$$

$$k_{st} = \frac{A_{st1}}{CS_{st}} \quad (۳۷. ۳)$$

$$\delta(x) = \int_0^x (\varepsilon_s - \varepsilon_c) dx \quad (۳۸. ۳)$$

---

۱-Wu

۲-Zhao

که در روابط فوق:

$C$ : حداقل پوشش بتنی میلگرد فولادی

$d_b$ : قطر میلگرد فولادی

$A_{St1}$ : مساحت یک لنگه خاموت

$S_{St}$ : فاصله بین خاموت ها

$\delta(x)$ : تغییر مکان نسبی بین میلگرد فولادی و بتن محصور کننده

بنابراین طبق رابطه (۳۸.۳) در وسط المان خمشی و بین دو ترک مجاور، کرنش در میلگرد فولادی و بتن محصورکننده آن برابر بوده و مطابق شکل ۱۰.۳c لغزش میلگرد در این نقطه برابر با صفر می باشد. بنابراین ماکزیمم لغزش میلگرد مربوط به نیمی از فاصله بین دو ترک متوالی می باشد و طول انتقال تنش پیوستگی می تواند توسط رابطه زیر بدست آید:

$$S_{r(\min)} = 2l \quad (39.3)$$

بر طبق تحقیقات بروس نی یوی و همکاران<sup>۱</sup> [۵۷] این طول مینیمم ۰,۶۷ برابر طول متوسط فاصله ترک در یک عضو خمشی می باشد. که آئین نامه CEB [۵۸] رابطه زیر را برای بدست آوردن فاصله متوسط ترک ارائه داده است:

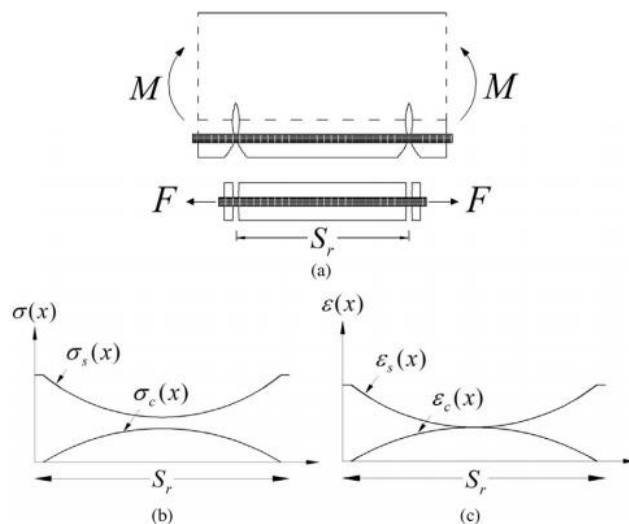
$$S_{rm} = \frac{2}{3} * \frac{d_b}{3.6\rho_{eff}} \quad (40.3)$$

با توجه به روابط (۳۹.۳) و (۴۰.۳) طول انتقال تنش پیوستگی بین میلگرد فولادی و بتن محصور کننده آن توسط رابطه زیر بدست می آید:

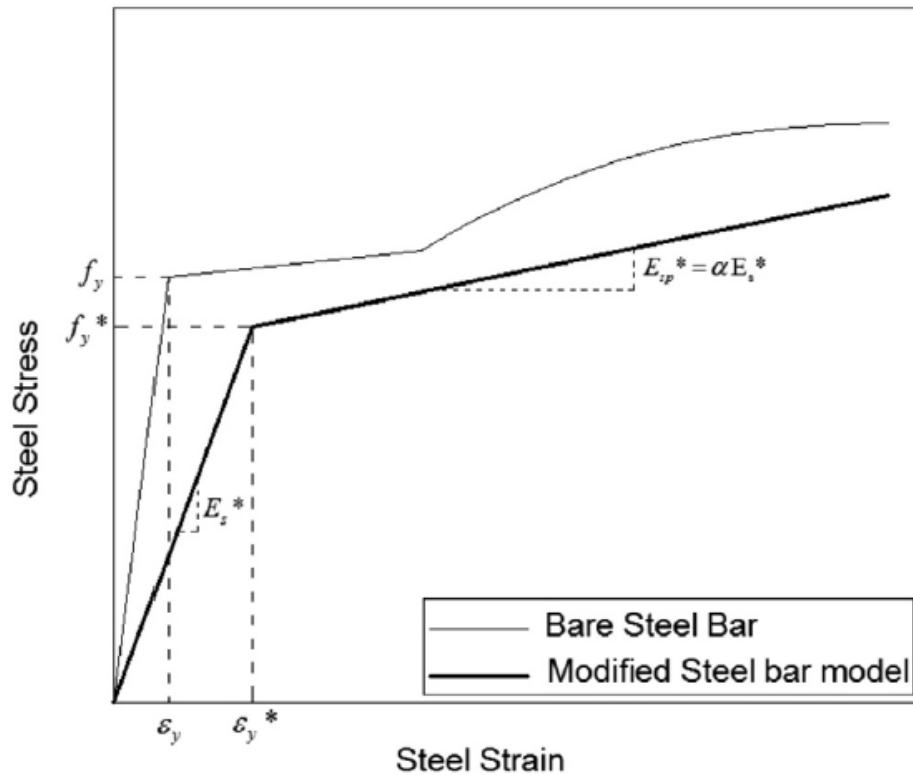


$$l = \frac{0.67}{2} S_{rm} \quad (41.3)$$

در شکل ۱۱.۳ مدل اصلاح شده میلگرد فولادی نشان داده شده است.



شکل ۱۱.۳: المان بتن مسلح تحت خمش (a) بخش کششی المان (b) توزیع تنش در مقطع (c) توزیع کرنش در مقطع [۵۷]



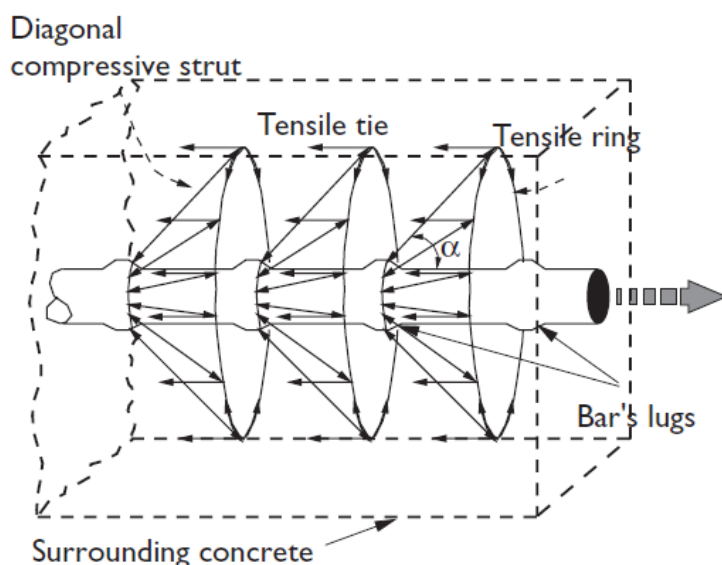
شکل ۱۱.۳: نمودار تنش-کرنش مدل اصلاح شده میلگرد فولادی در مقایسه با نمودار اولیه آن [۵۷]

## ۲.۳.۳ تنش چسبندگی بین میلگرد و بتن

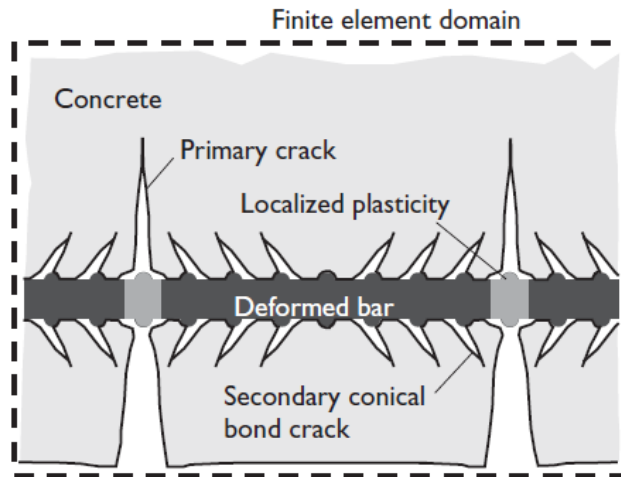
تنش های چسبندگی بین بتن و میلگرد در اثر اتصال مکانیکی آج آرماتور و بتن، چسبندگی شیمیایی و اصطکاک ایجاد می شود. در یک عضو بتن مسلح، قفل و بست مکانیکی بین بتن و آرماتور باعث ایجاد بیشترین تنش چسبندگی می شود.

چسبندگی ناشی از قفل و بست مکانیکی بتن و آج آرماتور در شکل ۱۲.۳ نشان داده شده است. با توجه به شکل این تنش ها به صورت حجمی مخروطی شکل به بتن منتقل می شوند. مولفه های شعاعی تنش های مخروطی و مولفه مماسی آن تنش محصورشدگی و تنش چسبندگی نامیده می شود. که به ترتیب باعث ایجاد ترک های شکافتی و ترک های اصلی در عضو بتن مسلح می شود. شکل ۱۳.۳ ترک های شکافتی و اصلی را نمایش می دهد. همچنین شکل ۱۴.۳ الگوی توزیع تنش بین آرماتور و بتن را نشان می دهد.

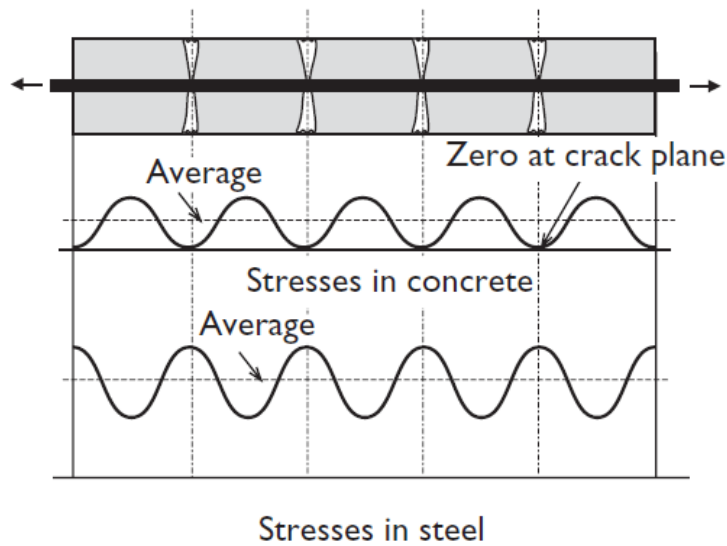
روش های مختلفی برای مدل سازی تنش های چسبندگی وجود دارد که وابسته به مقیاس مدل سازی می باشد. در ادامه مقیاس های مدل سازی تنش چسبندگی تشریح می شود.



شکل ۱۲.۳: تنش های چسبندگی ناشی از اتصال مکانیکی بتن و آج آرماتور [۵۹]



شکل ۳.۱۳: ترک های اصلی و شکافتی [۵۹]



شکل ۳.۱۴: تنش های موضعی در بتن و آرماتور [۵۹]

### ۱.۲.۳.۳ مدل سازی میکرومکانیک

در این نوع مدل سازی، تمامی اجزای بتن شامل سنگدانه و سیمان و همچنین آرماتور شامل آج ها مدل سازی می شوند. در صورت استفاده از مدل های رفتاری مناسب برای بتن و میلگرد، اتصال مکانیکی بتن و آج آرماتور به صورت صریح مدل سازی می شود. در این مقیاس حجم کنترل محدوده بتن بین دو ترک ثانویه می باشد.

### ۲.۲.۳.۳ مدل سازی ریز مقیاس

در این نوع مدل سازی، حجم کنترل محدوده بتن دو ترک اصلی است که شامل چندین ترک ثانویه می باشد. در این حالت اجزای بتن شامل سنگدانه و سیمان و اجزای آرماتور شامل آج ها، مدل سازی نمی شود. به عبارتی دیگر بتن به صورت همگن مدل سازی می گردد. برای جبران این کاستی به سطح تماس بتن و آرماتور، مدل های چسبندگی لغزش آرماتور اختصاص داده می شود.

### ۳.۲.۳.۳ مدل سازی متوسط مقیاس

در این نوع مدل سازی، حجم کنترل شامل چندین ترک اصلی است که در این حجم از لغزش بین بتن و میلگرد صرفنظر می شود. برای جبران این کاستی تنش های چسبندگی به صورت ضمنی و با اصلاح مدل های رفتاری بتن و آرماتور وارد محاسبات می گردد. در این مقیاس، از پیچیدگی و همچنین هزینه محاسباتی بالای مدل سازی نسبت به مدل سازی ریز مقیاس کاسته می شود و از طرف دیگر دقت محاسبات نسبت به مدل سازی درشت مقیاس به طور قابل ملاحظه ای بهبود پیدا می کند.

### ۴.۲.۳.۳ مدل سازی درشت مقیاس

در این نوع مدل سازی، حجم کنترل کل عضو بتن مسلح می باشد. این نوع سازی به دلیل هزینه محاسباتی کم، در طراحی سازه ها و روش های آئین نامه ای استفاده می شود. در این حالت مدل سازی تنش چسبندگی و لغزش آرماتورها با بیان رابطه ای بین نیروی بیرون کشیدگی آرماتور و لغزش انتهای آن انجام می شود.

## ۴.۳ انواع تحلیل در نرم افزار آباکوس

### ۱. ۴.۳ تحلیل دینامیکی خطی

در صورتی که بخواهیم طولانی مدت یک سازه را به بارهای اعمالی تعیین کنیم استفاده از یک تحلیل استاتیکی کفایت می کند، اما اگر مدت زمان اعمال بار کوتاه باشد (مانند بارگذاری زلزله) و یا بار دارای طبیعت دینامیکی باشد (مانند بارگذاری در ماشین های دوار) باید از تحلیل دینامیکی استفاده نمود.

### ۲. ۴.۳ تحلیل غیر خطی

تفاوت میان تحلیل های خطی و غیر خطی در نرم افزار آباکوس به اختصار عبارتند از:

در تحلیل های خطی بین بارهای اعمالی و پاسخ سیستم رابطه خطی وجود دارد، این بدین معنا است که در یک تحلیل آباکوس استاندارد خطی، انعطاف پذیری سازه تنها یک بار محاسبه می شود (با تشکیل ماتریس سختی و معکوس کردن آن).

پاسخ خطی سازه، به سایر حالت های بار را می توان با ضرب کردن بردار بارها در ماتریس سختی معکوس شده بدست آورد. به علاوه پاسخ سازه به حالت های بارگذاری متنوع را می توان با استفاده از ضرایب ثابت مقیاس کرد. و یا از اصل جمع آثار قوا برای تعیین پاسخ آن به یک حالت بارگذاری کاملاً جدید استفاده کرد به شرطی که حالت بارگذاری جدید مجموع یا ترکیبی از بارگذاری قبلی باشد. این اصل جمع آثار قوا فرض می کند که شرایط تکیه گاهی یکسانی برای تمامی حالت بارگذاری مورد استفاده قرار گرفته است.

مساله سازه ای غیر خطی، مساله ای است که در آن سختی سازه با تغییر شکل آن تغییر می کند. تمامی سازه های فیزیکی غیر خطی هستند. تحلیل خطی تقریبی مناسب است، که اغلب برای مقاصد

طراحی مناسب است. واضح است که استفاده از این نوع تحلیل برای بسیاری از شبیه سازی های سازه ای کافی نیست که مثال هایی از این نوع تحلیل عبارتند از:

تحلیل شکست، تحلیل پیشرفته سازه ها در برابر زلزله، تحلیل اجزای الاستیکی

از آنجائیکه سختی به تغییر مکان وابسته است؛ انعطاف پذیری اولیه را نمی توان در بارهای اعمال شده ضرب کرد تا تغییر مکان فنر را برای بار دلخواه بدست آورد. در تحلیل ضمنی<sup>۱</sup> غیر خطی ماتریس سختی سازه باید بارها در طول تحلیل محاسبه و معکوس شود، که این کار باعث می شود زمان تحلیل بسیار طولانی تر از یک تحلیل ضمنی خطی گردد. در تحلیل صریح افزایش زمان تحلیل غیرخطی ناشی از کاهش پایداری نمونه های زمانی است.

از آنجا که پاسخ یک سیستم غیرخطی تابعی خطی از اندازه بارهای اعمالی نیست نمی توان از اصل جمع آثار قوا برای حل مساله استفاده کرد. هر حالت بارگذاری باید با استفاده از یک تحلیل مجزا تعریف و حل شود.

### ۳.۴.۳ تحلیل دینامیک صریح<sup>۲</sup> غیر خطی

تحلیل دینامیک صریح می تواند ابزاری کارا برای حل محدوده گسترده ای از مسائل مکانیک سازه غیر خطی باشد. در اغلب موارد این تحلیل مکملی برای حل کننده ضمنی مانند آباکوس استاندارد دارد. از جمله خصوصیات متمایز کننده روش های ضمنی و صریح عبارتند از:

۱- روش های صریح نیازمند نمو زمانی کوچکی است که تنها به بالاترین فرکانس طبیعی مدل بستگی دارد و مستقل از نوع و مدت زمان بارگذاری است.

۲- روش های ضمنی محدودیت ذاتی برای اندازه نمو زمانی قائل نمی شوند. اندازه نمو معمولاً از فرضیات همگرایی و دقت به دست می آید. شبیه سازی های ضمنی معمولاً تعداد نمو کمتری

---

۱-Implicit

۲-Explicit

نسبت به شبیه سازی صریح دارند. با این حال از آنجائی که مجموعه کلی معادلات در هر نمو باید حل شود. زمان هر نمو در روش ضمنی بسیار بیشتر از روش صریح است.

### ۳.۵ انتخاب حل گر مناسب

ABAQUS/Explicit و ABAQUS/Standard دو حلگر آباکوس برای حل مسایل سازه ای می باشند. روش و الگوریتم های ریاضی که هر کدام از این حلگر ها از آن استفاده می کنند، تعیین می کند که هر یک از این دو حلگر به منظور آنالیز چه طیفی از مسایل قابل استفاده می باشند. در حقیقت تمامی تحلیل های سازه ای را نمی توان تنها با استفاده از یک دسته از الگوریتم های ریاضی حل عددی انجام نمود. لذا قرار دادن دو حلگر متفاوت که از الگوریتم های حل عددی متفاوتی استفاده می کنند امری اجتناب ناپذیر است.

ABAQUS/Standard حلگری است که در آن برای محاسبه جابجایی ها می بایست که ماتریس سختی محاسبه گردد. در این حلگر معادلات موقعیت، سرعت و شتاب گره ها به صورت همزمان و با استفاده از روش حل تکرار نیوتن - رافسون محاسبه می شوند. در ادامه برخی از مسایلی که می توان در شبیه سازی آنها، از این حلگر استفاده نمود و فرآیند حل مساله در زمان معقول و با حداقل چالش ممکن انجام می شود، آورده شده اند:

- ❖ تحلیل های ارتعاشی نظیر محاسبه شکل مود ها و فرکانس های طبیعی سازه (با و بدون پیش تنش<sup>۱</sup>) و یا پاسخ سیستم به تحریک های هارمونیک
- ❖ تحلیل تنش های استاتیکی و شبه استاتیکی (فرآیند های شبه استاتیکی جزئی از فرآیند های دینامیکی هستند که سرعت تغییرات در آنها بسیار کم است. این امر سبب کم اهمیت شدن

---

۱-Prestress

نیروهایی نظیر نیروی اینرسی می شود) با حضور و یا عدم حضور تغییرات دما که سبب کوپل شدن حل میدان دما و میدان جابجایی می شود.

❖ تحلیل های دینامیکی

❖ تحلیل انتقال حرارت پایا<sup>۱</sup> و گذرا<sup>۲</sup> که در آنها با فرض صلب بودن جسم، تنها میدان دما حل می شود.

❖ آنالیز های خستگی با تعداد چرخه کم<sup>۳</sup> و تعداد چرخه زیاد<sup>۴</sup>

❖ آنالیز های کمانش خطی

❖ آنالیز های پس کمانش<sup>۵</sup> غیر خطی

❖ تحلیل رشد ترک به هنگام اعمال بار های استاتیکی

ABAQUS/Explicit حلگری است که در آن به منظور محاسبه جابجایی ها، ماتریس سختی تشکیل نمی شود. در این حلگر نتایج (شامل موقعیت، سرعت و شتاب گره ها) در هر لحظه، مستقیماً از نتایج در لحظه قبل بدست می آیند و هیچ حل تکراری نیز صورت نمی گیرد.

در ادامه برخی از مسایلی که می توان در شبیه سازی آنها، از این حلگر استفاده نمود و فرآیند حل مساله در زمان معقول و با حداقل چالش ممکن انجام می شود، آورده شده اند:

❖ تحلیل های دینامیکی که در آنها تغییرات با سرعت بالایی انجام می شوند نظیر تحلیل ضربه،

شوک، تصادف و انفجار

❖ آنالیز های پس کمانش غیرخطی

❖ بررسی پاسخ سیستم به هنگام اعمال نیروهای پریودیک

---

۱-Steady State

۲-Transient

۳-Low Cycle Fatigue

۴-High Cycle Fatigue

۵-Post buckling



با اینکه این حلگر به منظور حل مسایل استاتیکی و شبه استاتیکی (در این مسایل فرض می شود که بارها به صورت آهسته و تدریجا به سازه اعمال می شوند) توسعه داده نشده است، اما می توان با افزایش بازه زمانی شبیه سازی و اعمال بارها با استفاده از توابعی که نسبت به زمان به صورت تدریجی افزایش می یابند عملا به حل استاتیکی و شبه استاتیکی نزدیک شد.

استفاده از این روش همواره سبب افزایش ناکارآمد زمان حل می شود. اما در برخی از مسایل، به دلیل پیچیده بودن شرایط مرزی (وجود اندرکنش های تماس پیچیده در مساله) و بالا بودن میزان غیرخطی بودن<sup>۱</sup> مساله، حلگر ABAQUS/Standard قادر به همگرا شدن نمی باشد.

این دو حلگر علاوه بر تفاوت در الگوریتم های ریاضی مورد استفاده و مسایلی که هر یک می توانند به طور کارآمد از عهده حلشان بر بیایند، از نظر کتابخانه المان، کتابخانه بارگذاری ها، سابروتین های قابل استفاده و بسیاری زوایای دیگر با یکدیگر متفاوت هستند. در ادامه از چند زاویه مختلف، این دو حلگر با یکدیگر مقایسه شده اند:

### ۳.۵.۱ کتابخانه المان ها<sup>۲</sup>

کتابخانه ی المان ABAQUS/Standard دارای طیف وسیعی از المان های مرتبه ی ۱ و مرتبه ی ۲ می باشد. این امر سبب می شود که بنا به نوع تحلیل، نحوه ی مدل سازی و فیزیک مساله، بهترین المان ها را انتخاب نموده و صحت نتایج تحلیل را تضمین نماید. کتابخانه ی المان ABAQUS/Explicit در عین گسترده بودن، زیر مجموعه ای از کتابخانه ی المان ABAQUS/Standard است. در ادامه برخی از المان های موجود در کتابخانه ی ABAQUS/Standard که کتابخانه ی ABAQUS/Explicit فاقد آنها می باشد، به همراه کاربردها آورده شده اند:

---

۱-High nonlinearity

۲-Element Library

### ۳. ۱. ۵. ۱. المان با فرمولاسیون هیبرید<sup>۱</sup>

این المان به منظور مدل سازی موادی با ضریب پواسون نزدیک به ۰,۵ (بیش از ۰,۴۵) که تقریباً تراکم ناپذیر هستند، توسعه داده شده است. برای مدل سازی موادی مثل لاستیک ها که رفتار آنها به صورت هایپرلاستیک<sup>۲</sup> است، از این نوع المان استفاده می شود. فقدان این المان در کتابخانه ی ABAQUS/Explicit سبب می شود تا در صورت استفاده از این حلگر در حل مسایلی که در آنها برخی از قسمت ها درای رفتار هایپرلاستیک هستند با مشکلات جدی رو به رو گردیم.

### ۳. ۱. ۵. ۲. المان مکعبی مرتبه ۲

کتابخانه ی المان ABAQUS/Explicit فاقد المان مکعبی مرتبه ی ۲ می باشد. تنها المان مرتبه ی ۲ موجود در کتابخانه ی این حلگر، المان هرمی مرتبه ی ۲ با فرمولاسیون اصلاح شده<sup>۳</sup> است. این المان به دلیل داشتن فرمولاسیون اصلاح شده، دارای عملکرد بهتری نسبت به المان های متعارف مرتبه ی ۲ می باشد.

### ۳. ۶. المان های مورد استفاده در نرم افزار آباکوس

روش حل در نرم افزار بر پایه شبکه بندی و تقسیم مدل مورد نظر به اجزای کوچکتر و با تعداد محدود و مشخص است. هر یک از این بخش های کوچک در علم اجزای محدود، المان نامیده می شود. المان ها در واقع وظیفه دارند تا با معادلات ریاضی حاکم تعبیه شده برای خود، نقش تحلیلی را انجام دهند اما هر المان وظیفه ویژه ای دارد، برای مثال چنانچه قصد تحلیل مسئله سه بعدی را داشته باشیم باید از المانی استفاده گردد که توانایی پوشش درجات آزادی مسئله را داشته باشد. بدیهی است که در مسائل

---

۱-Hybrid Formulation

۲-Hyper Elastic

۳-Tetrahedral Element with modified formulation

تنش/ کرنش صفحه‌ای و نیز انتقال حرارت، درجات آزادی متفاوت بوده و المان‌های جداگانه‌ای در نرم‌افزار برای تحلیل در این حوزه‌ها گنجانده شده است.

### ۳.۶.۱ نامگذاری المان

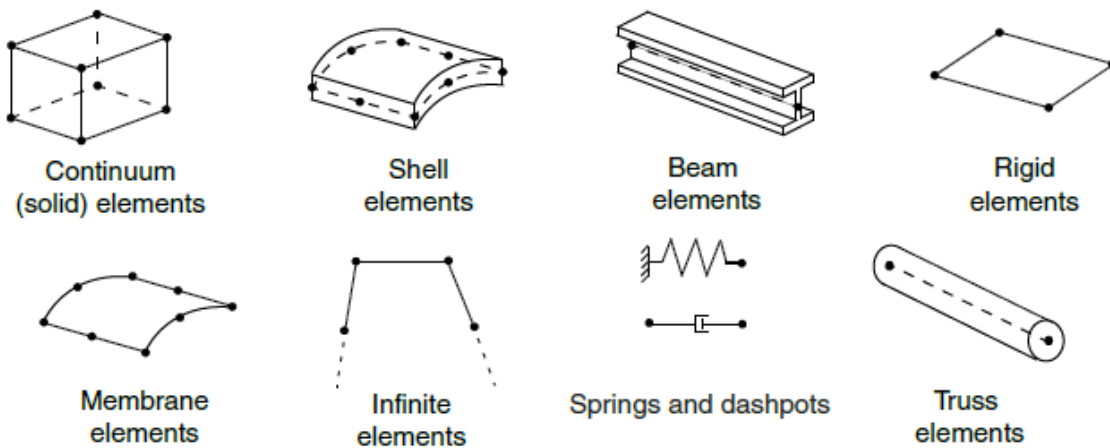
در نام‌گذاری یک المان ۵ ویژگی لحاظ شده است: خانواده المان، درجات آزادی، تعداد گره‌ها، فرمول‌بندی حاکم بر المان و نیز نحوه انتگرال‌گیری عددی.

### ۳.۶.۱.۱ خانواده المان‌ها

شکل ۳.۱۵ خانواده‌های المان‌هایی را نشان می‌دهد که در مسایل تحلیل تنش بکار می‌روند. یکی از تفاوت‌های اساسی بین گروه‌های مختلف المان‌ها، شکل هندسی هر گروه است. حرف اول در نام‌گذاری هر المان، نشانگر خانواده‌ای است که به آن تعلق دارد. برای مثال S4R یک المان پوسته‌ای (Shell) است و C3D8I به گروه المان‌های Continuum یا در اصطلاح پیوسته تعلق دارد.

### ۳.۶.۱.۲ درجات آزادی المان‌ها در آباکوس

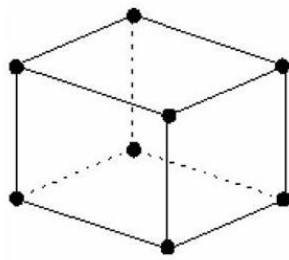
درجات آزادی، متغیرهای اساسی هستند که در حین تحلیل محاسبه می‌گردند. برای یک تحلیل تنش / جابجایی، درجات آزادی شامل جابجایی و در خصوص المان‌های پوسته، لوله و تیر، شامل دوران‌های هر گره می‌شود. در یک مسئله همبسته یا کوپل تنش-حرارت، درجات آزادی علاوه بر جابجایی گره‌ها، تحلیل دمایی را نیز در خود جای داده‌اند.



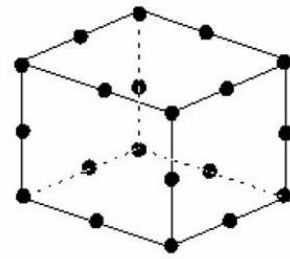
شکل ۳. ۱۵: خانواده المان های موجود در آباکوس [۴۵]

### ۳.۱.۶.۳ تعداد گره‌ها و مرتبه میانبایی المان‌ها در آباکوس

تغییر مکان‌ها، دوران‌ها، دما و سایر درجات آزادی اشاره شده در بخش پیشین تنها در گره‌های یک المان محاسبه می‌شود. مقدار این پارامترها با استفاده از مفهوم توابع میانبایی بدست می‌آید. به عبارت ساده‌تر در هر نقطه دیگر از المان، موارد فوق از روی مقادیر گره‌ی و با میانبایی بدست می‌آید. مرتبه این میانبایی از روی تعداد گره‌های یک المان تعیین می‌شود. در شکل ۳. ۱۶ در المان C3D8 چون فقط گره‌هایی در گوشه‌ها وجود دارد برای تعیین مقادیر موردنظر در سایر نقاط المان مجبور به استفاده از یک تابع میانبایی خطی خواهیم بود. اما در المان C3D20 روی هر یال مکعب، سه نقطه وجود دارد. لذا در محاسبات قادر به استفاده از تابع با مرتبه ۲ نیز هستیم (حداکثر مرتبه ۲). معمولاً تعداد گره‌های یک المان در نام آن ذکر می‌شود، مثلاً C3D8 دارای ۸ گره و C3D20 دارای ۲۰ گره است. البته این شیوه نام‌گذاری در خانواده المان تیر اندکی متفاوت است، مثلاً B31 یک المان تیر مرتبه اول سه بعدیست و المان B32 از مرتبه ۲ و سه بعدیست. قانون مشابهی نیز در المان‌های تقارن محوری ورق و غشا وجود دارد.



(a) Linear element  
(8-node brick, C3D8)



(b) Quadratic element  
(20-node brick, C3D20)

شکل ۳. ۱۶: المان ۸ و ۲۰ گرهی موجود در آباکوس [۴۵]

### ۳. ۱.۶. ۴. فرمول بندی المان ها در آباکوس

فرمولبندی یک المان به تئوری ریاضی تعیین رفتار المان باز می گردد. همه المان های مورد استفاده در تحلیل های تنش- تغییر مکان از فرمول بندی لاگرانژی یا جرم کنترل استفاده می کنند. در این نوع فرمول بندی ماده داخل المان تا انتهای تحلیل داخل المان باقی می ماند و نمی تواند از مرز المان خارج شود. در حالت مقابل فرمول بندی اویلری یا دیدگاه حجم کنترل وجود دارد که در آن المان در فضا ثابت است و ماده از داخل آن جریان پیدا می کند. آباکوس از این نوع فرمول بندی برای مدل کردن مسایل انتقال حرارت استفاده می کند.

بعضی از المان ها علاوه بر فرمول بندی استاندارد، از نوعی فرمول بندی دیگر نیز استفاده می کنند. این نوع المان ها در انتهای نام خود دارای کاراکتری هستند که بیانگر فرمول بندی آن ها می باشد. به عنوان مثال خانواده های Beam، Continuum و Truss المان هایی با فرمول بندی هیبرید می باشند.

### ۳. ۱.۶. ۵. انتگرال گیری المان ها در آباکوس

روش انتگرال گیری مورد استفاده در نرم افزارهای اجزای محدود، روش عددی است. آباکوس، رفتار هر ماده را در تمامی نقاط انتگرال گیری یک المان و با استفاده از مربع سازی گاوس محاسبه می کند. روش انتگرال گیری و مرتبه المان در دقت جواب های بدست آمده از تحلیل تنش- کرنش تاثیر گذار می باشد

هرچه تعداد نقاط گوسی در حل عددی معادله حاصله از تشکیل ماتریس سختی بیشتر باشد حل عددی دقیق تر خواهد شد.



# فصل ۴

صحت سنجی مدل عددی



## ۱.۴ مقدمه

در این فصل به تشریح مدل سازی تحلیلی نمونه های آزمایشگاهی توسط نرم افزار ABAQUS که به منظور انجام مطالعات تحلیلی تیرهای مقاوم شده با هیبریدهای ECC و BFRP به کار گرفته شده است پرداخته می شود. با توجه به رفتار غیر خطی و نسبتاً پیچیده ی مصالح بتنی، دست یابی به یک راه حل تحلیلی که در برگیرنده ی پارامترهای متعدد باشد مشکل، و در برخی موارد غیر ممکن است. توسعه ی نرم افزارهای اجزای محدود و افزایش توانائی آن ها در سال های اخیر موجب شده است تا کاربرد بیشتری در زمینه های تحلیلی سازه های بتنی پیدا کند. به کمک این نرم افزار می توان علاوه بر دست یابی به سرعت و دقت بیشتر، در زمان و هزینه نیز صرفه جوئی نمود. همچنین در صورتی که نرم افزار مورد استفاده دارای قابلیت تحلیلی مناسب در زمینه مطالعاتی مورد نظر بوده و مدل سازه ای به طور مناسب تعریف گردد، می توان تاثیر بسیاری از پارامترهای گوناگون که انجام آزمایش در آنها زمان بر و پرهزینه می باشد را به صورت تحلیلی مورد بررسی قرار داد.

بدیهی است انجام آزمایش علاوه بر صرف هزینه و زمان زیاد به دستگاه ها و ابزار دقیق جهت بارگذاری و ثبت نتایج نیاز دارد که همواره در دسترس نیستند. همچنین تحلیل های عددی بدون وجود نتایج آزمایشگاهی قابل اطمینان نبوده و خروجی حاصل از هرگونه مدل عددی با نرم افزار تحلیلی باید با اطلاعات دقیق آزمایشگاهی سازگار باشد تا امکان استفاده از آن مدل فراهم گردد.

به همین دلیل نتایج نمونه های آزمایش شده به منظور سازگاری با مدل تحلیلی به کارگرفته خواهند شد. سپس با انجام یک تحلیل حساسیت عوامل موثر در تحلیل عددی بررسی و میزان اثرگذاری هر یک از آن ها تعیین می شود.

## ۲.۴ صحت سنجی و مدل سازی تیر

### ۱.۲.۴ مدل سازی عددی آزمایش خمش چهار نقطه

در این بخش مدل سازی اجزا محدود غیرخطی به وسیله نرم افزار آباکوس انجام شده است. مدل اجزا محدود شامل بتن، میلگردهای طولی و عرضی، شبکه BFRP و مصالح پایه سیمانی مهندسی شده می باشد.

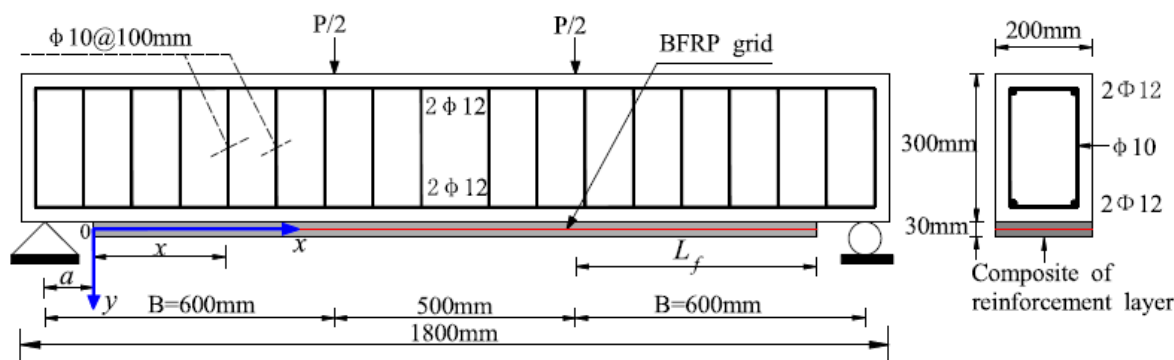
### ۲.۲.۴ مشخصات هندسی و مکانیکی نمونه آزمایشگاهی

به منظور صحت سنجی از آزمایش خمش چهارنقطه ای<sup>۱</sup> که توسط ژنگ و همکاران [۳۷] بر روی عملکرد تیرهای تقویت شده با لایه های ECC و شبکه BFRP صورت گرفته به عنوان مرجع استفاده گردیده است.

ابعاد تیر مورد مطالعه به صورت ۲۰۰ میلیمتر عرض، ۳۰۰ میلیمتر ارتفاع و ۱۸۰۰ میلیمتر طول است نحوه قرارگیری تکیه گاه به صورتی بوده است که فاصله مرکز تا مرکز آن ها ۱۷۰۰ میلیمتر باشد. به علت جلوگیری از شکست برشی، خاموت گذاری در کل طول تیر صورت پذیرفت.

برای بتن معمولی از سیمان پرتلند با نسبت آب به سیمان ۰,۶ و بزرگترین اندازه سنگدانه ۲۰ میلیمتر و مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه مکعبی ۳۵ مگاپاسکال می باشد. جهت آرماتورهای طولی از فولاد با تنش تسلیم ۵۶۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۶۸۴ مگاپاسکال و آرماتورهای عرضی با تنش تسلیم ۴۷۱ مگاپاسکال و تنش نهایی ۵۳۱ مگاپاسکال مورد استفاده قرار گرفت.

شکل ۱.۴ نمونه مورد مطالعه و جزئیات آرماتورگذاری آن را نشان می دهد.



شکل ۱۰.۴: جزئیات تیر مورد مطالعه [۳۷]

جهت مقاوم سازی تیر از یک شبکه BFRP با ضخامت های ۱ و ۳ و ۵ میلیمتر و یک لایه مصالح پایه سیمانی مهندسی شده به ضخامت ۳۰ میلیمتر مورد استفاده قرار گرفت جدول ۱۰.۴ طرح اختلاط لایه مصالح پایه سیمانی مهندسی شده را نشان می دهد .

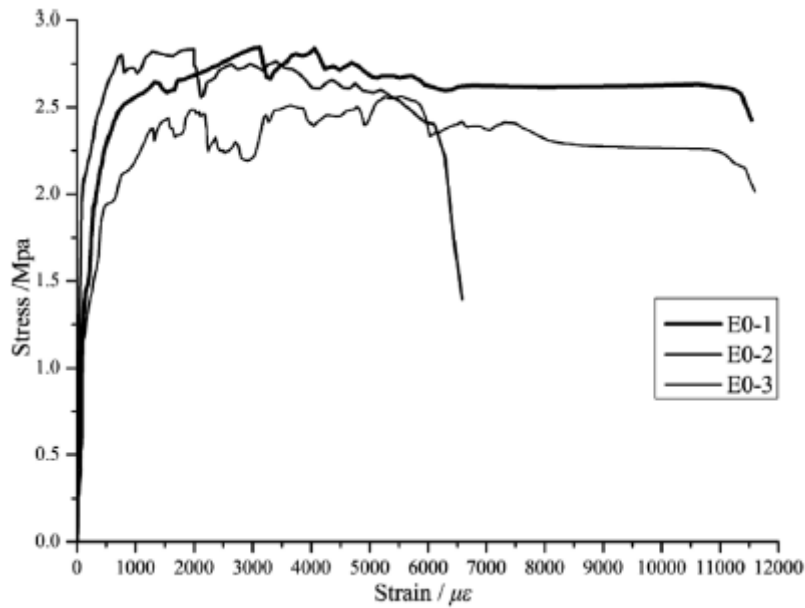
جدول ۱۰.۴: طرح اختلاط لایه مصالح پایه سیمانی مهندسی شده [۳۷]

| Quantity (kg/m <sup>3</sup> ) |        |          |             |             |               |           |
|-------------------------------|--------|----------|-------------|-------------|---------------|-----------|
| Water                         | Cement | Flay ash | Quartz sand | Silica fume | Water reducer | PVA fiber |
| 1.4                           | 1      | 4        | 0.15        | 0.15        | 0.05          | 0.06      |

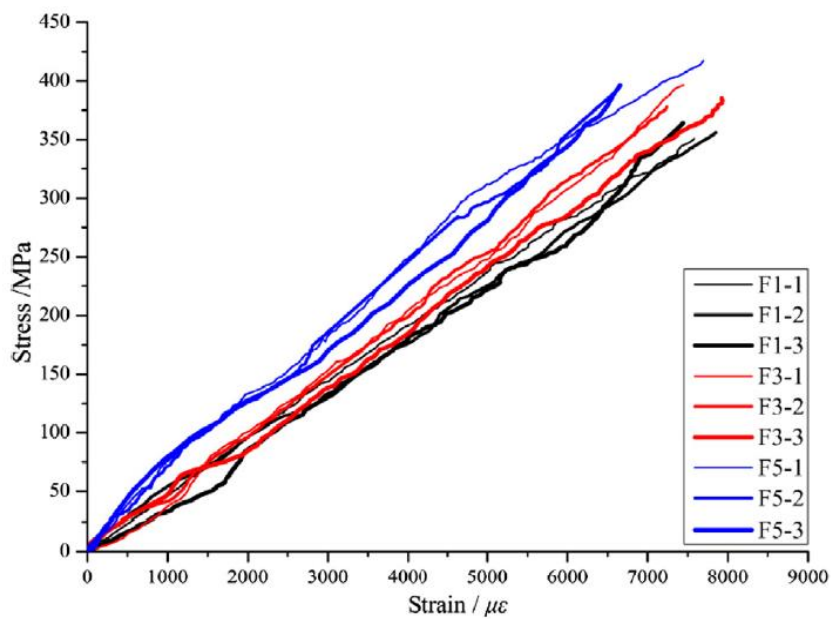
برای بدست آوردن مشخصات مکانیکی ECC سه نمونه برای آزمایش کشش تک محوری و سه نمونه مکعبی برای آزمایش فشاری ساخته شد. پس از انجام آزمایش، متوسط ظرفیت کرنشی کششی نمونه ها ۰.۹۹٪، متوسط مقاومت کششی ۲,۷۵ مگاپاسکال و متوسط مقاومت فشاری نمونه ها ۳۱ مگاپاسکال بود. در شکل ۲۰.۴ منحنی تنش - کرنش کششی ECC نشان داده شده است.

برای بدست آوردن مشخصات مکانیکی BFRP با ضخامت های مختلف ۱ و ۳ و ۵ میلیمتر از هرکدام آنها سه نمونه برای آزمایش کشش ساخته شد. پس از انجام آزمایش متوسط مقاومت کششی نمونه با ضخامت ۱ میلیمتر ۳۵۷ مگاپاسکال، نمونه با ضخامت ۳ میلیمتر ۳۸۶ مگاپاسکال و نمونه با ضخامت

۵ میلیمتر ۴۱۶ مگاپاسکال بود. و همچنین متوسط مدول الاستیسیته آنها ۵۱ و ۵۳ و ۵۷ گیگا پاسکال بوده است. در شکل ۳.۴ منحنی تنش - کرنش کششی BFRP نشان داده شده است.



شکل ۲.۴: منحنی تنش - کرنش ECC [۳۷]



شکل ۳.۴: منحنی تنش - کرنش BFRP [۳۷]

## ۳.۲.۴ مدل سازی و مش بندی نمونه آزمایشگاهی

مدل اجزا محدود شامل بتن، ECC، BFRP، میلگرد طولی و عرضی می باشد. در این پایان نامه برای معرفی رفتار فشاری بتن از مدل هاگنستاد استفاده شده است. المان مورد استفاده برای بتن و ECC از نوع C3D8R و برای میلگردهای طولی و عرضی و شبکه BFRP از المان T3D2 استفاده گردیده است. برای رسیدن به نتایج دقیق تر در ناحیه های دارای تنش ( فشاری و کششی ) المان ها بصورت ریزتر اعمال گردید.

با توجه به اصل تقارن سازه ها مدل دیگری جهت سرعت در تحلیل نرم افزار بصورت یک چهارم ایجاد گردید. در نهایت نمودار نیرو-تغییر مکان وسط دهانه تیر مدل شده با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. شکل ۴.۴ نحوه مش بندی تیر و مدل سازی آرماتور، شبکه BFRP در حالت تیر کامل و مقطع یک چهارم نشان می دهد.

## ۴.۲.۴ اندرکنش ، شرایط مرزی و بارگذاری

در مدل سازی عددی آزمایش خمش ۴ نقطه ای برای جلوگیری از شکست موضعی بتن، چهار قطعه صلب در محل اعمال بارها و تکیه گاه ها قرار گرفت.

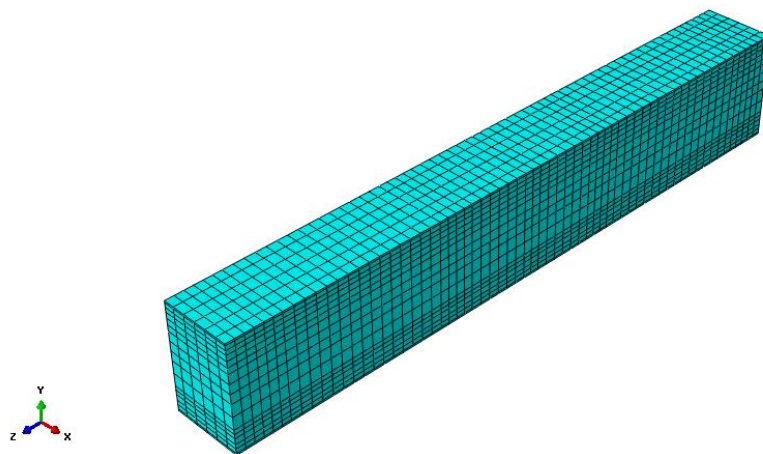
بارگذاری بصورت جا به جایی به اندازه ۳۰ میلی متر در جهت خلاف محور Y اعمال گردید. میلگردها در داخل بتن بصورت مدفون<sup>۱</sup> شده تعریف شدند. درجات آزادی میلگردها با درجات آزادی بتن یکسان می شود همچنین با توجه به اینکه شبکه BFRP به تیر بتنی توسط بولت هائی متصل گردیده و در طول فرایند بارگذاری هیچگونه جدایشی نداشته است آن هم نیز بصورت مدفون شده مدل گردید. برای اندازه گیری نیروی وارد بر تیر مقدار عکس العمل تکیه گاه ها در راستای محور Y استخراج گردید.

---

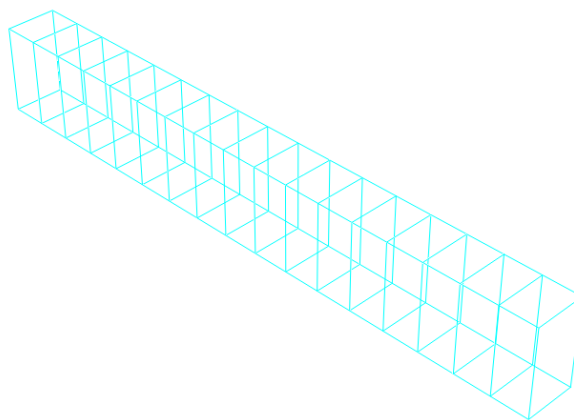
۱-Embedded Region

برای اندازه گیری خیز وسط تیر یک پارتیشن در وسط تیر ایجاد گردید و جا به جایی آن در راستای Y استخراج شد.

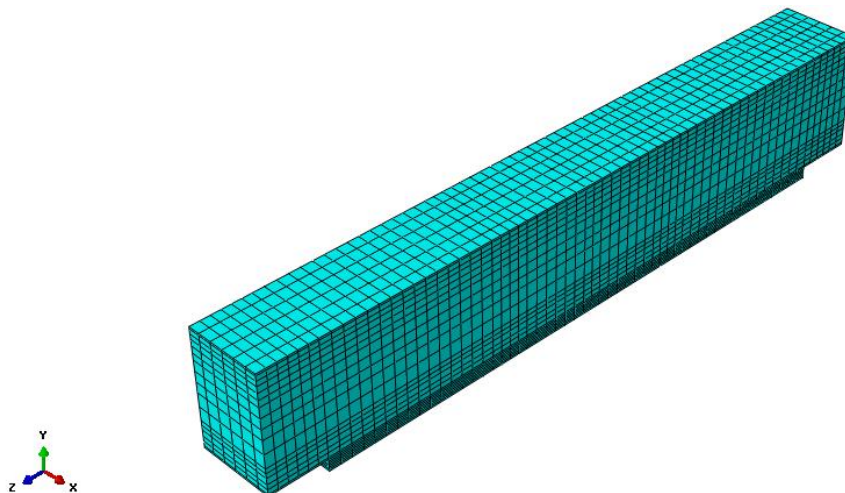
همانطور که در شکل ۵.۴ مشاهده می گردد. در تیر مدل شده یک چهارم، در صفحه تقارن ۱ درجه آزادی انتقالی و دورانی حول محور Z بسته شدند. همچنین در این صفحه تقارن، درجه آزادی انتقالی در راستای محور X نیز بسته شد. و مطابق شکل ۶.۴ در صفحه تقارن ۲ صرفاً درجه آزادی انتقالی در راستای محور Z بسته شد. برای تکیه گاه درجات آزادی انتقالی در راستای محوره های Y, Z و همچنین درجات آزادی دورانی در راستای محور X بسته شدند.



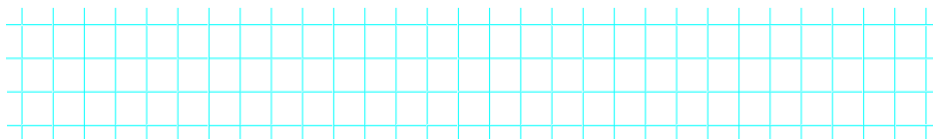
الف ( نحوه مش بندی تیر کنترل



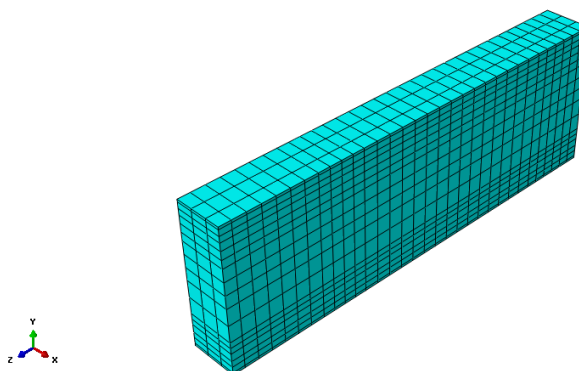
ب ( نحوه مش بندی آرماتور تیر کنترل



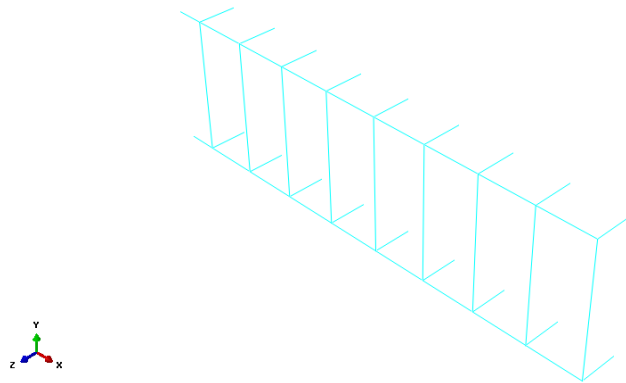
پ ( نحوه مش بندی تیر مقاوم سازی شده



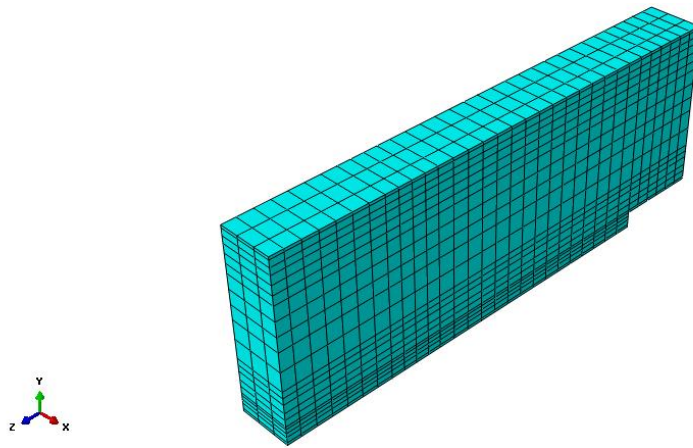
ت ( نحوه مش بندی شبکه BFRP تیر مقاوم سازی شده



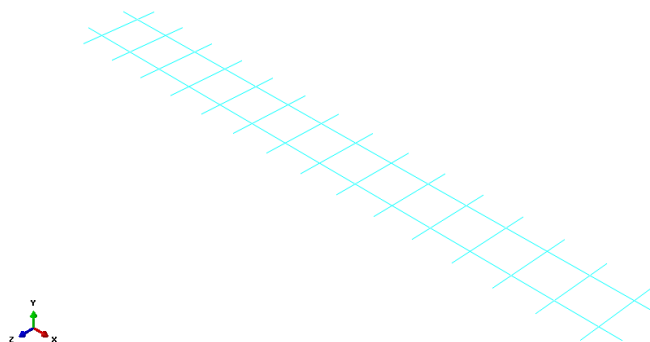
ث ( نحوه مش بندی تیر کنترل در حالت یک چهارم



ج) نحوه مش بندی آرماتور در حالت یک چهارم



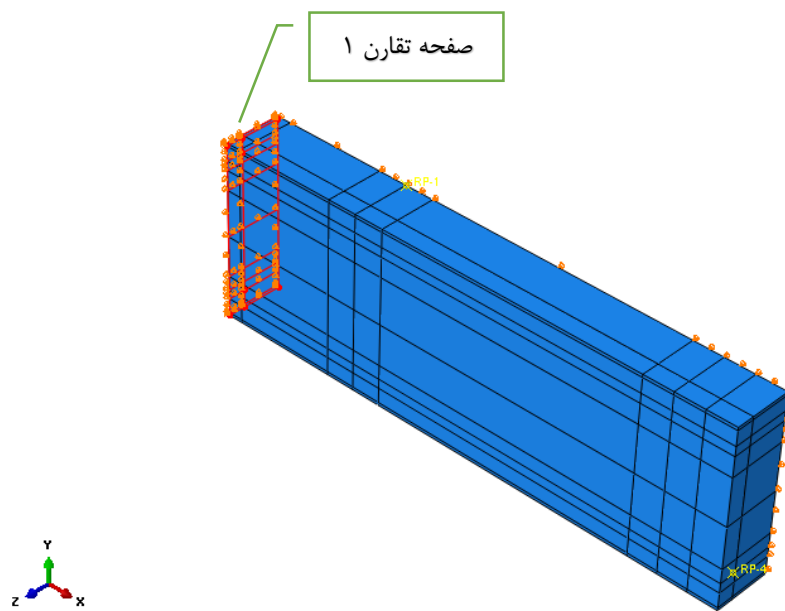
چ) نحوه مش بندی تیر مقاوم سازی شده با مقطع یک چهارم



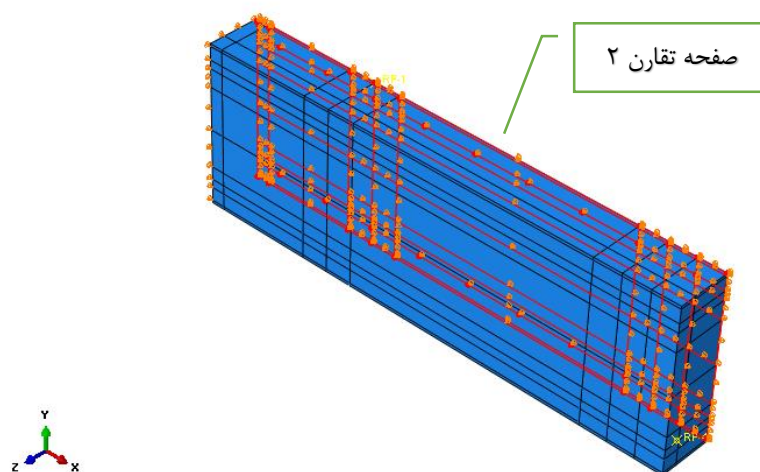
ح) نحوه مش بندی شبکه BFRP تیر مقاوم سازی شده با مقطع یک چهارم

شکل ۴.۴: مدل های ساخته شده در نرم افزار آباکوس





شکل ۴. ۵: اعمال شرایط مرزی در صفحه تقارن ۱ جهت تیر یک چهارم



شکل ۴. ۶: اعمال شرایط مرزی در صفحه تقارن ۲ جهت تیر یک چهارم

## ۵.۲.۴ پارامترهای وارد شده در نرم افزار آباکوس

### ۱.۵.۲.۴ فولاد

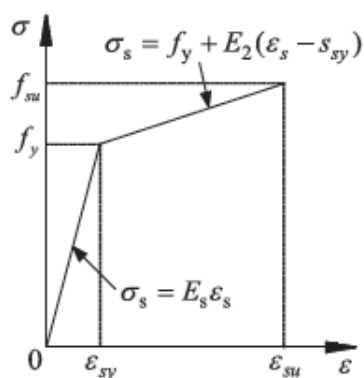
جدول ۲.۴ و ۳.۴ به ترتیب خواص مکانیکی آرماتور طولی<sup>۱</sup> و خاموت ها<sup>۲</sup> وارد شده در نرم افزار را نشان می دهد، همچنین شکل ۷.۴ نمودار رفتاری تنش - کرنش فولاد مدل شده را بیان می کند.

جدول ۲.۴ : مشخصات مکانیکی آرماتور طولی وارد شده در نرم افزار

| چگالی<br>kg/m <sup>۳</sup> | مدول الاستیسیته<br>(GPa) | ضریب پواسون | تنش تسلیم<br>(MPa) | تنش نهایی<br>(MPa) |
|----------------------------|--------------------------|-------------|--------------------|--------------------|
| ۷۸۵۰                       | ۲۰۰                      | ۰,۳         | ۵۶۰                | ۶۸۴                |

جدول ۳.۴ : مشخصات مکانیکی آرماتور عرضی وارد شده در نرم افزار

| چگالی<br>kg/m <sup>۳</sup> | مدول الاستیسیته<br>(GPa) | ضریب پواسون | تنش تسلیم<br>(MPa) | تنش نهایی<br>(MPa) |
|----------------------------|--------------------------|-------------|--------------------|--------------------|
| ۷۸۵۰                       | ۲۰۰                      | ۰,۳         | ۴۷۱                | ۵۳۱                |



شکل ۷.۴ : نمودار رفتاری تنش - کرنش فولاد مدل شده [۳۷]

۱-Longitudinal

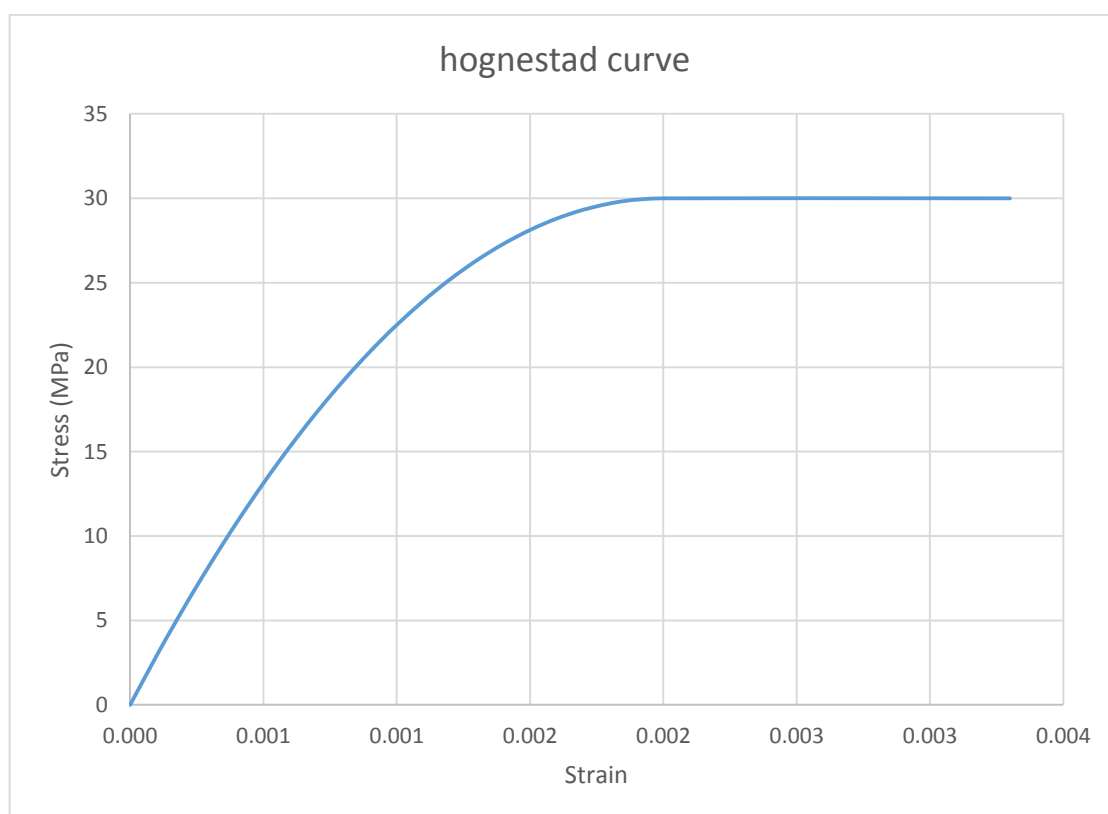
۲-Stirrup

## ۲.۵.۲.۴ بتن

جدول ۴.۴ خواص مکانیکی بتن، که در نرم افزار وارد شده را نشان می دهد، همچنین شکل ۸.۴ نمودار رفتاری تنش - کرنش بتن مدل شده را بیان می کند.

جدول ۴.۴ : مشخصات مکانیکی بتن وارد شده در نرم افزار

| چگالی<br>kg/m <sup>3</sup> | مدول الاستیسیته<br>(GPa) | ضریب پواسون | مقاومت فشاری<br>(MPa) |
|----------------------------|--------------------------|-------------|-----------------------|
| ۲۳۵۰                       | ۲۸,۵                     | ۰,۲         | ۳۰                    |

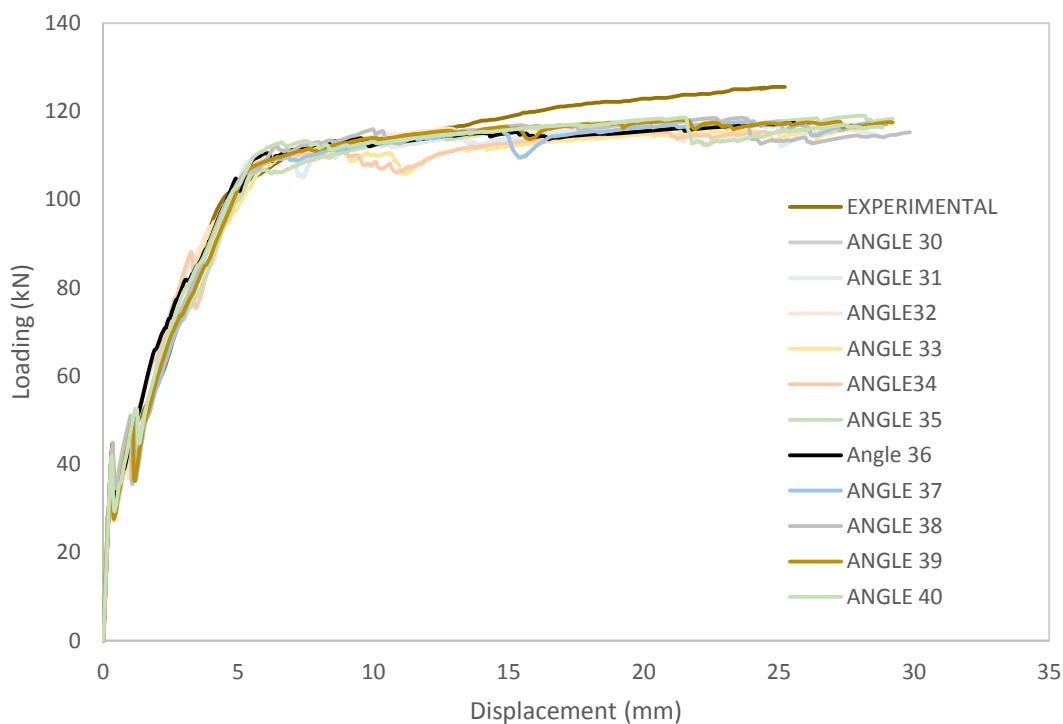


شکل ۸.۴ : نمودار رفتاری تنش - کرنش بتن مدل شده

## ۱.۲.۵.۲.۴ حساسیت به زاویه اتساع

همانطور که در فصل ۳ گفته شد برای بتن مسلح زاویه اتساع بین ۲۰ تا ۴۰ درجه خواهد بود. هرچه مقدار این زاویه کوچکتر باشد رفتار مصالح ترد و هرچه این زاویه بزرگتر باشد ماده از خود رفتاری مانند مواد شکل پذیر نشان می دهد. در این پایان نامه مقدار زاویه اتساع ۳۶ در نظر گرفته شد.

شکل ۹.۴ نتایج حاصل از تغییرات زاویه اتساع را نشان می دهد.

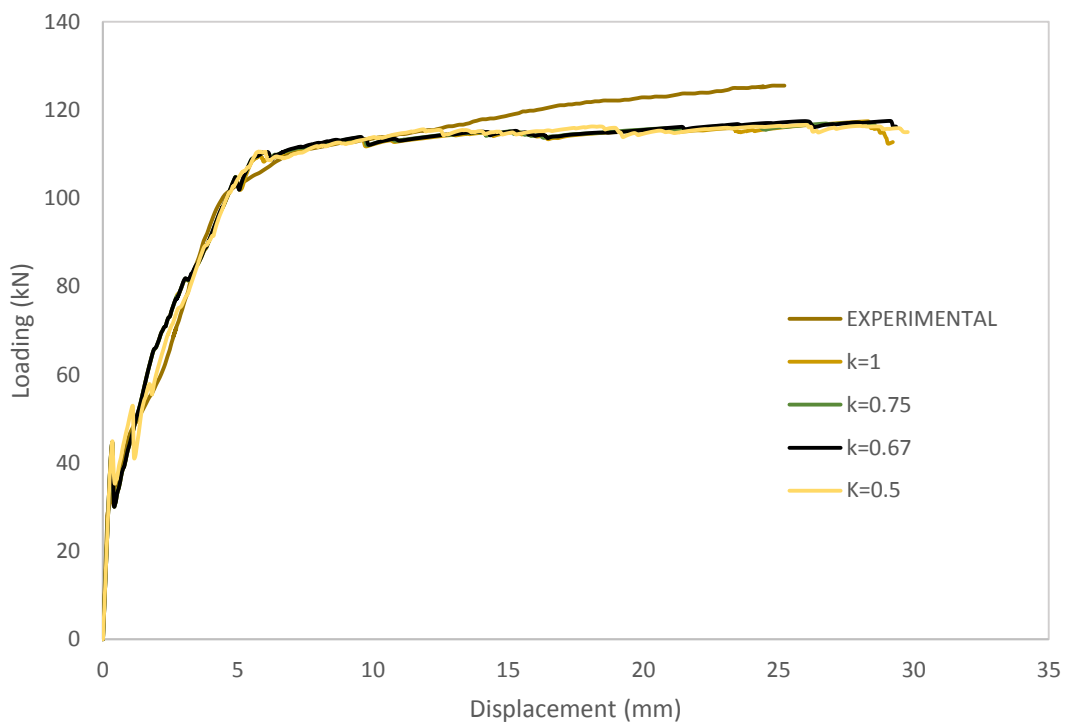


شکل ۹.۴ : حساسیت مدل به زاویه اتساع

## ۲.۲.۵.۲.۴ حساسیت به سطح تسلیم

در فرآیند مدل سازی تیر در این پایان نامه از عدد ۰,۶۷ برای متغیر سطح تسلیم استفاده گردیده است.

شکل ۱۰.۴ نتایج حاصل از تغییرات سطح تسلیم را نشان می دهد.

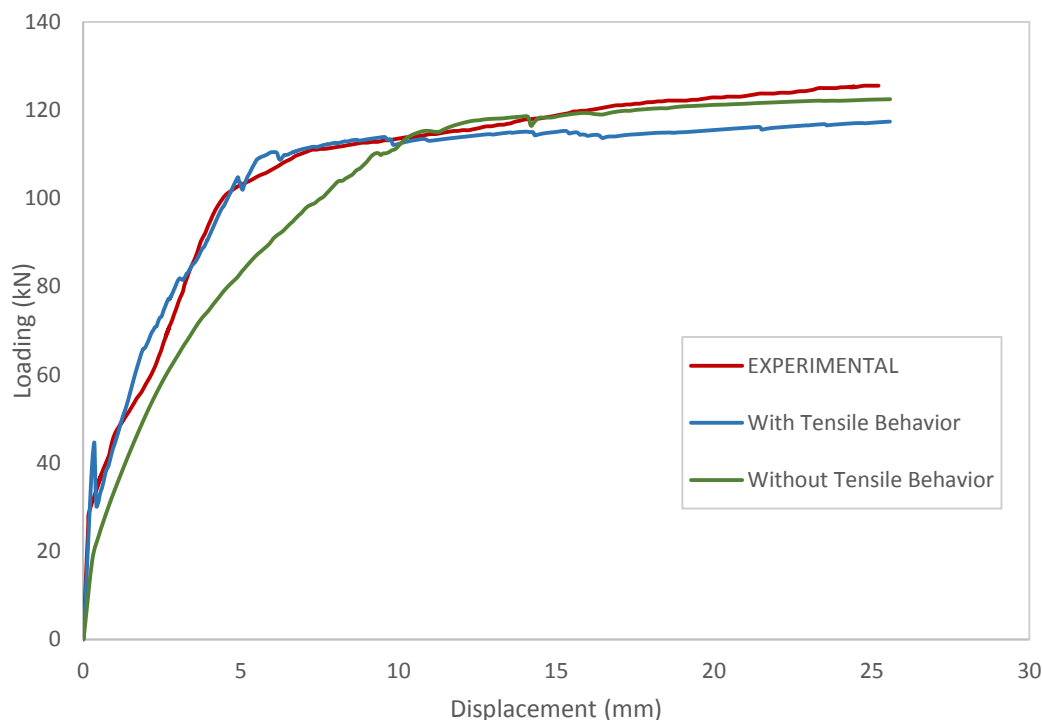


شکل ۱۰.۴: حساسیت مدل نسبت به متغیر سطح تسلیم

### ۳.۲.۵.۲.۴ حساسیت به رفتار کششی بتن<sup>۱</sup>

از آنجائیکه در مدل ترکیبی پلاستیک - خسارت بتن، رفتار کششی بتن تا حدودی بر روی قسمت اول نمودار بار - تغییر مکان تاثیرگذار می باشد. از این رو حساسیت این پارامتر مورد ارزیابی قرار گرفت.

شکل ۱۱.۴ مقایسه مدل سازی با رفتار کششی و بدون رفتار کششی بتن را نشان می دهد.



شکل ۱۱.۴ : مقایسه مدل سازی با رفتار کششی و بدون رفتار کششی بتن

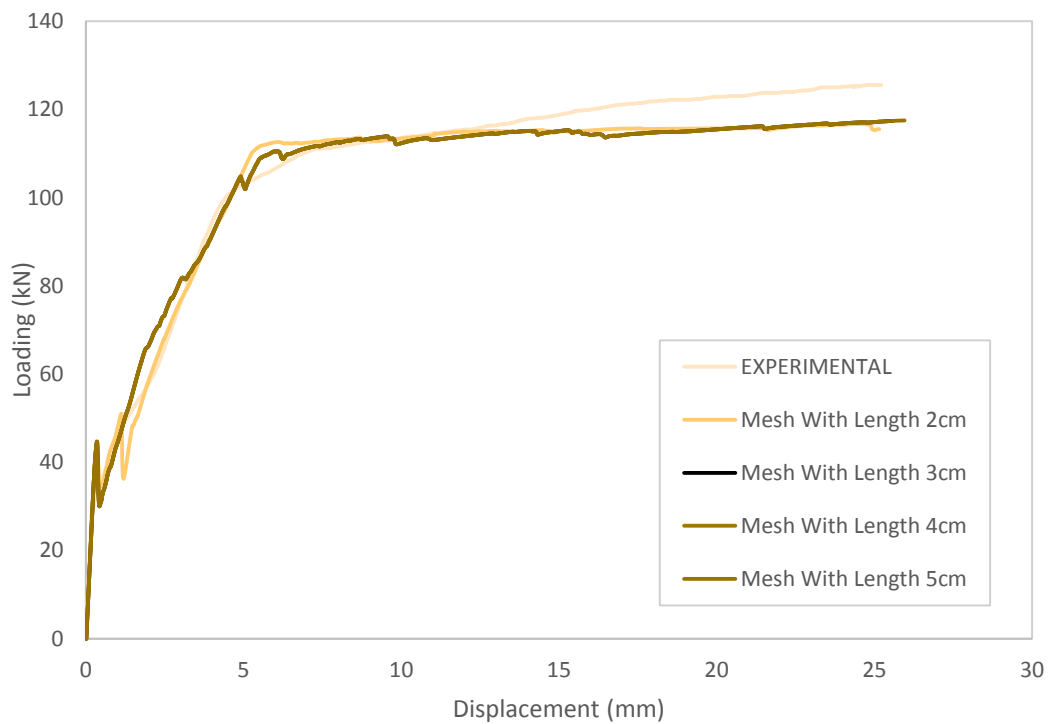
## ۴.۲.۵.۲.۴ اندازه شبکه اجزا محدود

به دلیل وابستگی نتایج حل المان محدود به سایز مش استفاده شده، همواره باید در نواحی از مدل که مقادیر تنش، کرنش و یا هر پارامتر دیگری که باید به طور دقیق محاسبه گردد، همگرایی مش چک شود. بهبود سایز مش باید به گونه ای هوشمندانه انجام شود تا سبب افزایش شدید حجم محاسبات نشود. برای مثال در نواحی دور از نقاط تمرکز تنش می توان سایز المان ها را به اندازه ی کافی بزرگ اختیار کرد.

به همین منظور در نواحی کششی و فشاری سایز مش بندی به واسطه پارتیشن بندی ریز گردید و نواحی اطراف تار خنثی دارای مش بندی بزرگتری می باشد.

جهت بررسی همگرایی مش بندی، سایز مش بندی طی چند مرحله در نواحی که دارای مش بندی بزرگتری بود ریزتر گردید. که با توجه به نزدیک بودن نتایج آنالیز به یکدیگر در طول ۳ سانتیمتر، این سایز مش بندی مورد انتخاب قرار گرفت.

شکل ۱۲.۴ همگرایی مش بندی در تیر کنترل را نشان می دهد.



شکل ۱۲.۴ : همگرایی مش بندی در تیر کنترل

با توجه به پارامترهای بررسی شده در بخش ۲.۵.۲.۴ پارامترهای پلاستیسیته بتن در جدول ۵.۴ نشان داده شده است.

جدول ۵.۴: مشخصات پلاستیسیته بتن وارد شده در نرم افزار

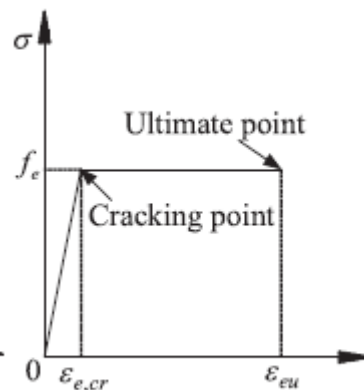
| پارامتر ویسکوزیته | سطح تسلیم | $F_b/f_c$ | خروج از مرکزیت | زاویه اتساع |
|-------------------|-----------|-----------|----------------|-------------|
| ۵-۵۱              | ۰,۶۷      | ۱,۱۶      | ۰,۱            | ۳۶          |

### ۳.۵.۲.۴ مصالح پایه سیمانی مهندسی شده

جدول ۶.۴ خواص مکانیکی مصالح پایه سیمانی مهندسی شده، که در نرم افزار وارد شده را نشان می دهد. همچنین شکل ۱۳.۴ نمودار رفتاری تنش - کرنش مصالح پایه سیمانی مهندسی شده، مدل شده را بیان می کند.

جدول ۶.۴ : مشخصات مکانیکی ECC وارد شده در نرم افزار

| چگالی<br>kg/m <sup>3</sup> | مدول الاستیسیته<br>(GPa) | ضریب پواسون | مقاومت کششی<br>(MPa) |
|----------------------------|--------------------------|-------------|----------------------|
| ۱۵۰۰                       | ۱۳                       | ۰,۲۵        | ۲,۷۵                 |



شکل ۱۳.۴ : نمودار رفتاری تنش - کرنش ECC مدل شده [۳۷]

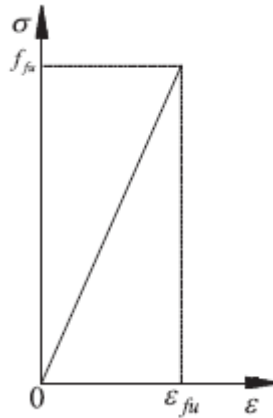
### ۴.۵.۲.۴ شبکه BFRP

جدول ۷.۴ خواص مکانیکی BFRP، که در نرم افزار وارد شده را نشان می دهد. همچنین شکل ۱۴.۴ نمودار رفتاری تنش - کرنش مدل شده BFRP را بیان می کند.



جدول ۷. ۴ : مشخصات مکانیکی BFRP وارد شده در نرم افزار

| چگالی<br>kg/m <sup>3</sup> | مدول الاستیسیته<br>(GPa) | ضریب پواسون | مقاومت کششی<br>(MPa) |
|----------------------------|--------------------------|-------------|----------------------|
| ۲۶۵۰                       | ۵۱                       | ۰,۱۵        | ۳۵۷                  |



شکل ۱۴. ۴ : نمودار رفتاری تنش - کرنش BFRP مدل شده [۳۷]

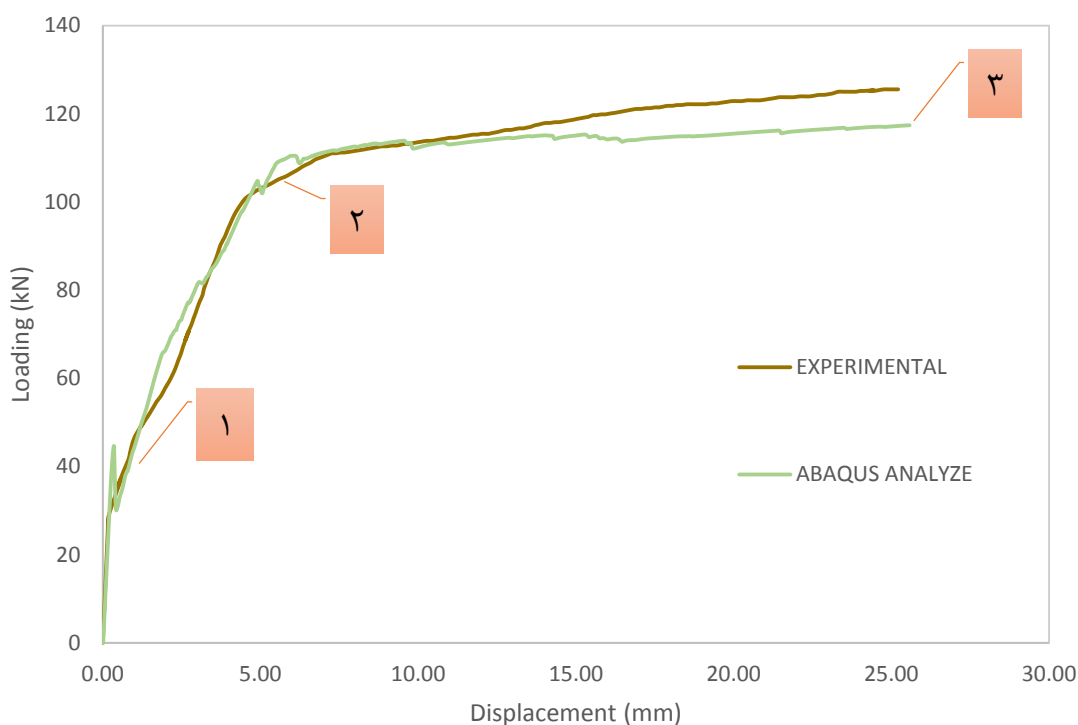
## ۶. ۲. ۴ . اعتبار سنجی

شکل ۱۵. ۴ و شکل ۱۷. ۴ نمودار نیرو - تغییر مکان وسط تیر کنترل و تیر مقاوم سازی شده را نشان می دهد. در این شکل ها نتایج بدست آمده از نرم افزار با مقادیر نظیر بدست آمده از آزمایشگاه با یکدیگر مقایسه شده اند. که در ادامه به بررسی هر یک از این نتایج پرداخته می شود.

## ۱. ۶. ۲. ۴ اعتبار سنجی تیر کنترل

شکل ۱۵. ۴ مقایسه نتایج مابین، تیر کنترل و نتایج آنالیز تیر کنترل مدل شده در نرم افزار را نشان می دهد. همانطور که در این شکل مشاهده میگردد، نواحی به عنوان ناحیه پراهمیت مشخص گردیده اند. در ناحیه بین مبدا مختصات و نقطه شماره ۱ بتن کششی هنوز دچار ترک خوردگی نشده است، و بتن فشاری بصورت خطی می باشد. که این ناحیه به ناحیه الاستیک معروف می باشد. در محدوده نقطه

شماره ۱ تا ۲ بتن کششی دچار ترک خوردگی گردیده ولی بتن فشاری رفتار نسبتاً خطی را از خود نشان می‌دهد و میلگرد کششی جاری نشده است. که در اصطلاح به این مرحله الاستوپلاستیک می‌گویند. در محدوده الاستوپلاستیک کنترل تغییر شکل‌ها و عرض ترک مورد بررسی قرار می‌گیرد. در ناحیه بین نقاط شماره ۲ و ۳ بتن فشاری غیر خطی می‌باشد و میلگرد کششی جاری شده است. که این مرحله به مرحله پلاستیک معروف می‌باشد.



شکل ۴. ۱۵: نمودار نیرو - تغییر مکان وسط دهانه تیر کنترل

در نقطه شماره ۳ که در واقع نقطه انتهای بارگذاری می‌باشد. مد خرابی تیر کنترل به این صورت است که ابتدا میلگرد کششی تسلیم می‌شود و در ادامه بتن فشاری خرد می‌شود. همانطور که می‌دانیم گسیختگی تیرهای بتن آرمه به دو صورت نرم (مقطع کم فولاد) و ترد (مقطع پر فولاد) امکان پذیر است. در تیر مورد مطالعه، مشاهده می‌شود که در نقطه ۲ فولاد جاری

شده و تیر تغییر شکل قابل ملاحظه ای از خود نشان داده و سپس با شکست فشاری بتن گسیخته می شود لذا مود خرابی تیر شکل پذیر ارزیابی می شود.

همچنین جهت بررسی نتایج آنالیز نرم افزار با روابط تئوری، ظرفیت خمشی تیر کنترل بر اساس حداکثر بار اعمالی توسط نرم افزار که مقدار ۱۱۷ کیلونیوتن بود با روابط موسسه بتن آمریکا<sup>۱</sup> مورد مقایسه قرار گرفت. همانطور که در جدول ۴. ۸ مشاهده میگردد، ظرفیت خمشی مقطع تیر کنترل، طبق روابط موسسه بتن آمریکا برابر با ۳۲,۵۶ کیلونیوتن متر می باشد.

از طرف دیگر، جهت بررسی ناحیه غیرخطی بتن فشاری برنامه کامپیوتری به همین منظور نوشته شد. که در آن سطح زیر نمودار ناحیه غیرخطی بتن و مرکز سطح آن محاسبه گردید. و بر اساس تعادل نیروهای موجود ظرفیت خمشی مقطع بدست آمد.

شکل ۴. ۱۶ جزئیات برنامه نوشته شده جهت محاسبه ظرفیت خمشی تیر بتنی را نشان می دهد.

a : سطح مقطع تیر بتنی (کنترل) b : نمودار توزیع کرنش<sup>۲</sup> c : نمودار تعادل نیروها بر اساس بلوک تنش فشاری واقعی<sup>۳</sup> d : نمودار تعادل نیروهای معادل را نشان می دهد. شکل ۴. ۱۷ فلوچارت برنامه نوشته شده جهت محاسبه ظرفیت خمشی را نشان می دهد.

از مقایسه ظرفیت خمشی مقطع، طبق نتایج آنالیز نرم افزار آباکوس (۳۵,۱ kN.m)، روابط موسسه بتن آمریکا (۳۲,۵۶ kN.m) و برنامه کامپیوتری (۳۲,۷ kN.m) می توان نتیجه گرفت که نتایج عددی مطابقت خوبی با روابط تئوری دارند.

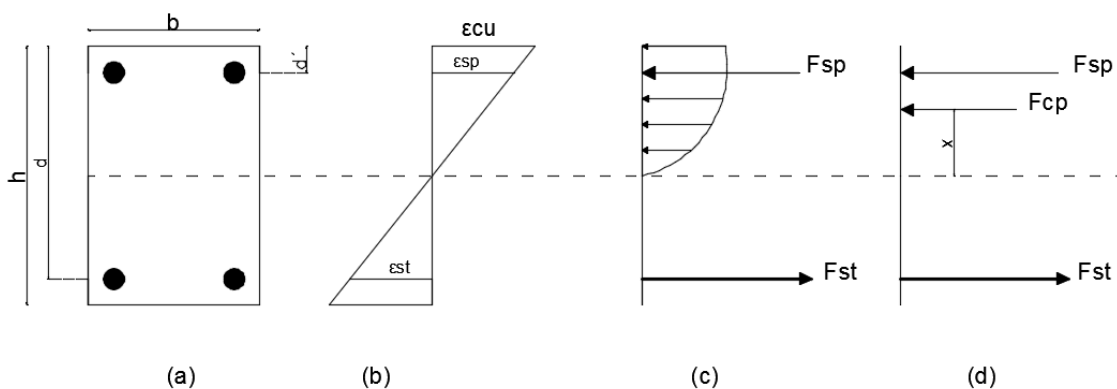
همچنین، از به نتایج بدست آمده در هر سه مورد می توان به این نتیجه رسید که، می توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر مورد مطالعه از آرماتور فشاری صرفنظر نمود. ولیکن می دانیم استفاده از آرماتور فشاری عمدتاً بر شکل پذیری تیرهای بتن آرمه موثر است.

---

۱-American Concrete Institute Whitney

۲-Strain distribution

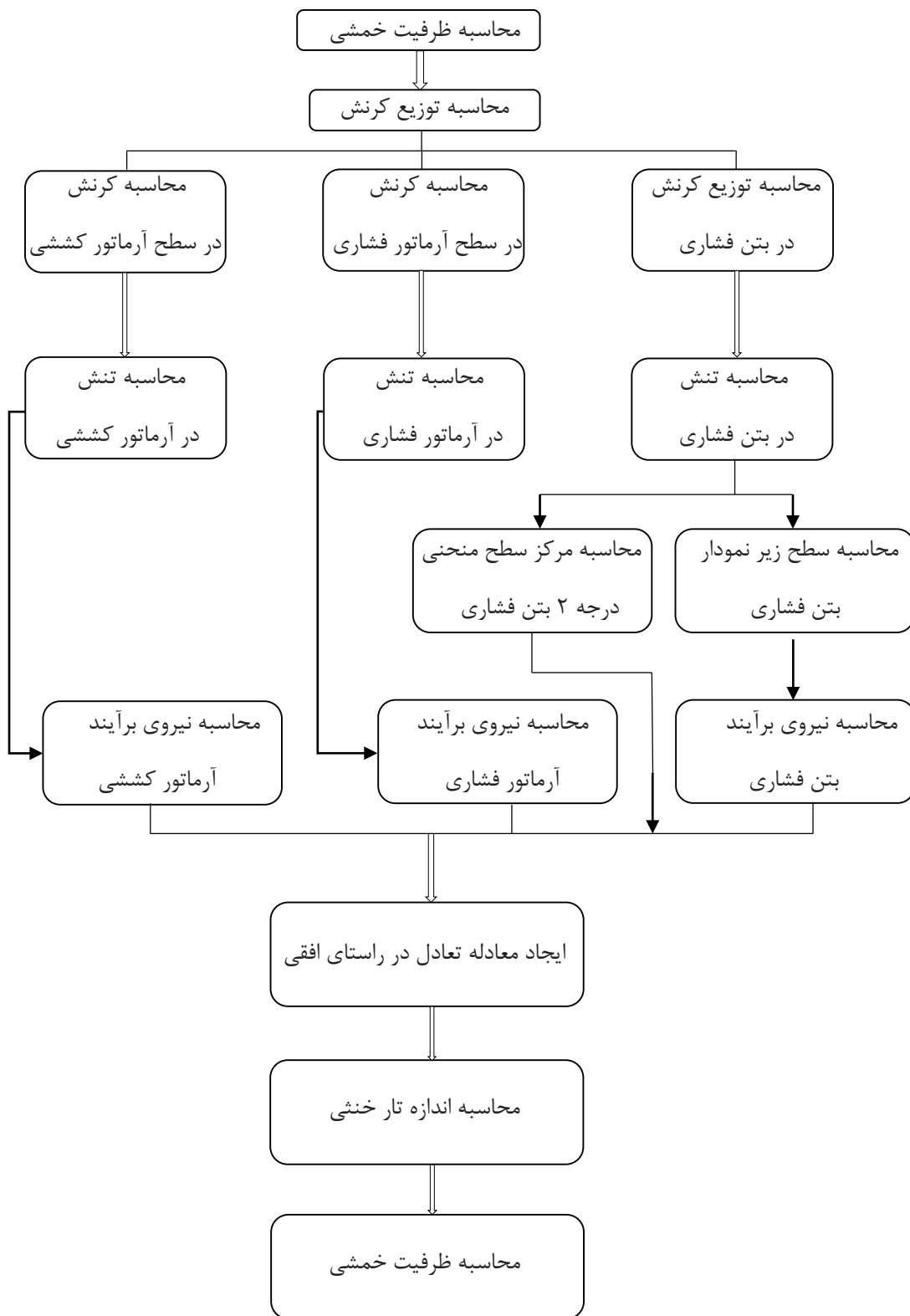
۳- Actual Compressive Sress Block



شکل ۱۶.۴ : جزئیات برنامه کامپیوتری نوشته شده جهت محاسبه ظرفیت خمشی مقطع

جدول ۸.۴ : محاسبه ظرفیت خمشی تیر کنترل [۶۰]

| محاسبه ظرفیت خمشی تیر کنترل مطابق با ACI 318-14 |                     |                             |
|---|---------------------|-----------------------------|
| $\beta_1$                                       | 0.84                | Table 22.2.2.4.3            |
| c   | 30.45 (mm)          | $f'_s < f_y$<br>$f_s = f_y$ |
| a   | 25.58 (mm)          | $\beta_1 * c$               |
| $\rho$  | 0.0038              |                             |
| $\rho(\min)$                                    | 0.0024              | Code 9.6.1.2                |
| $A_s(\min)$                                     | 144 mm <sup>2</sup> | $\rho(\min) * b * d$        |
| $\rho(\max)$                                    | 0.0163              | Code 9.3.3.1                |
| $A_s(\max)$                                     | 978 mm <sup>2</sup> | $\rho(\max) * b * d$        |
| $M_n$   | 32.56 (kN.m)        |                             |

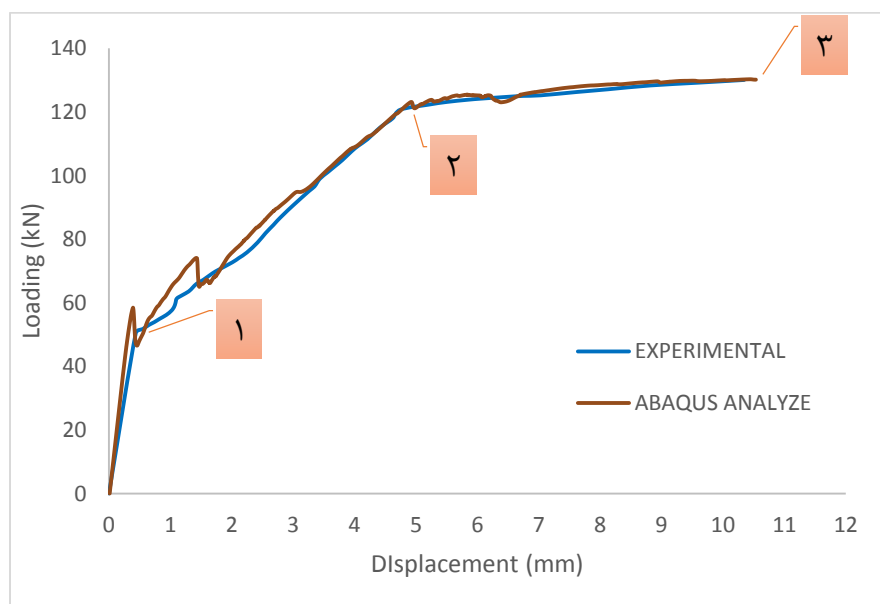


شکل ۴. ۱۷: فلوچارت برنامه کامپیوتری نوشته شده جهت محاسبه ظرفیت خمشی

## ۲.۶.۲.۴ اعتبار سنجی تیر مقاوم سازی شده

شکل ۱۸.۴ مقایسه نتایج مابین، تیر مقاوم سازی شده آزمایشگاهی و مدل شده در نرم افزار را نشان می دهد. در این بخش هم همانند بخش قبلی به شرح نقاط و نواحی پراهمیت مشخص شده در شکل پرداخته می شود.

حداصل بین مبدا مختصات و نقطه شماره ۱ ناحیه الاستیک می باشد. در این ناحیه کرنش های موجود در تمامی مصالح در حد خطی بوده و کرنش در شبکه BFRP کمی بیشتر از کرنش های موجود در آرماتورهای کششی می باشد. در ناحیه بین نقاط شماره ۱ و ۲ کرنش ها افزایش یافته، اما کرنش در شبکه BFRP و فولاد از حد خطی تجاوز نمی کند. در نقطه ۲ با توجه به تغییر شیب منحنی بار - تغییر مکان فولاد در آستانه جاری شدن قرار می گیرد. پس از نقطه ۲ با توجه به تسلیم فولاد، کرنش های موجود در شبکه BFRP و ECC به سرعت افزایش می یابند. در نقطه شماره ۳ که در واقع نقطه انتهای بارگذاری می باشد. مد خرابی تیر مقاوم سازی شده به این صورت است که ابتدا میلگرد کششی تسلیم می شود و در ادامه با پاره شدن شبکه BFRP به پایان می رسد.



شکل ۱۸.۴ : نمودار نیرو - تغییر مکان وسط دهانه تیر مقاوم سازی شده

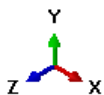
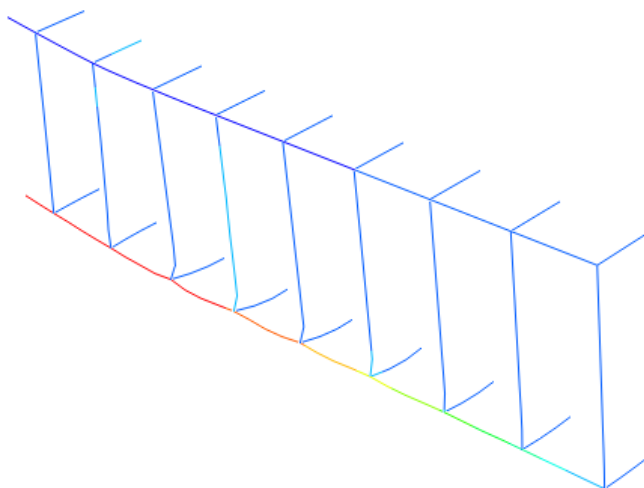
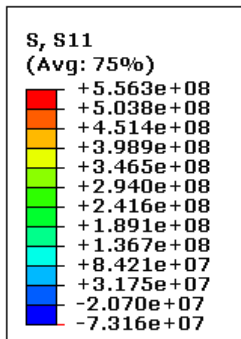
از مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج بدست آمده از تحلیل عددی و روابط تئوری در دو حالت تیر کنترل و تیر مقاوم سازی شده، می توان نتیجه گرفت که، رفتار واقعی تیر آزمایشگاهی با دقت قابل قبولی مدل سازی شده و می توان از نتایج تحلیل عددی در یک مطالعه پارامتریک استفاده کرد.

شکل های ۱۹۰.۴ و ۲۰۰.۴ تنش های طولی ایجاد شده در آرماتورها، را در لحظه تسلیم و انتهای بارگذاری در تیر کنترل را نشان میدهد.

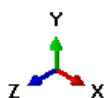
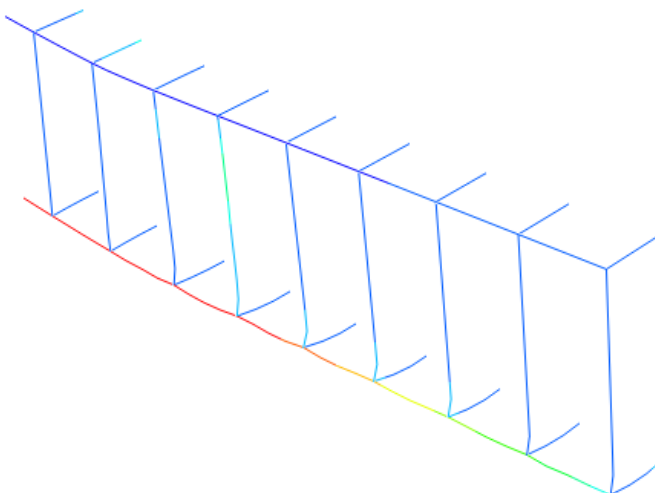
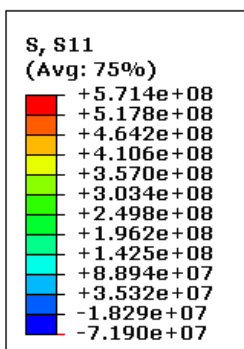
شکل های ۲۱۰.۴ و ۲۲۰.۴ تنش های طولی ایجاد شده در آرماتورها، را در لحظه تسلیم و انتهای بارگذاری در تیر مقاوم سازی شده را نشان می دهد.

شکل های ۲۳۰.۴ و ۲۴۰.۴ و ۲۵۰.۴ آسیب های پلاستیک حداکثر اصلی ایجاد شده در تیر کنترل و مقاوم سازی شده و مصالح پایه سیمانی مهندسی شده را نشان می دهد.

شکل ۲۶.۴ و ۲۷.۴ نیز ترک های ایجاد شده در تیر کنترل و تیر مقاوم سازی شده را پس از انجام آزمایش نشان می دهد.

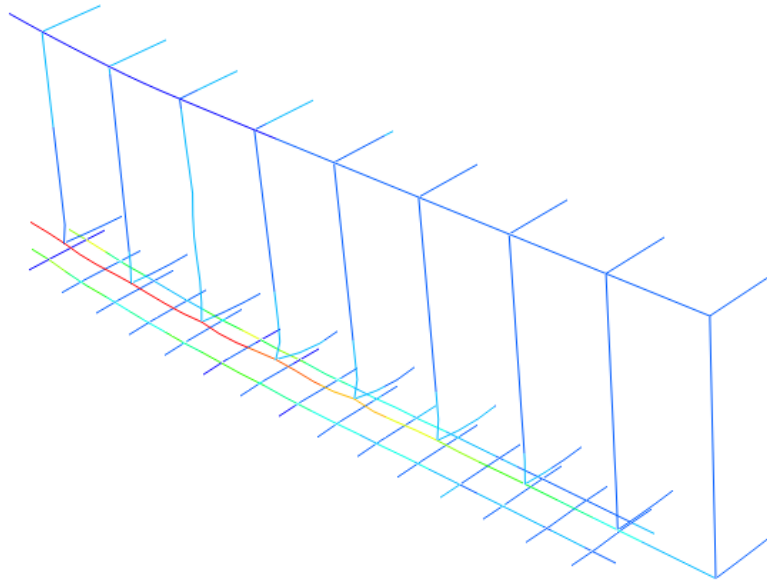
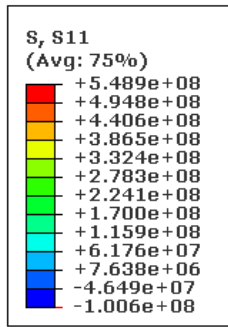


شکل ۱۹.۴ : تنش طولی ایجاد شده در آرماتور در لحظه تسلیم (تیر کنترل)

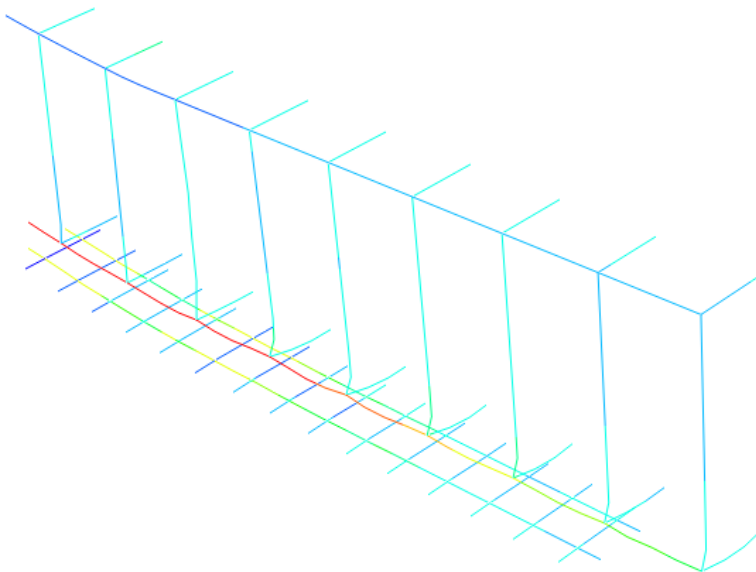
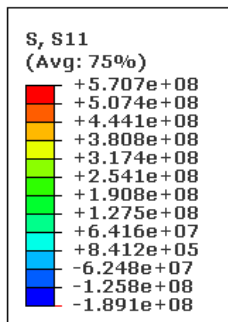


شکل ۲۰.۴ : تنش طولی ایجاد شده در آرماتور در لحظه نهائی بارگذاری (تیر کنترل)

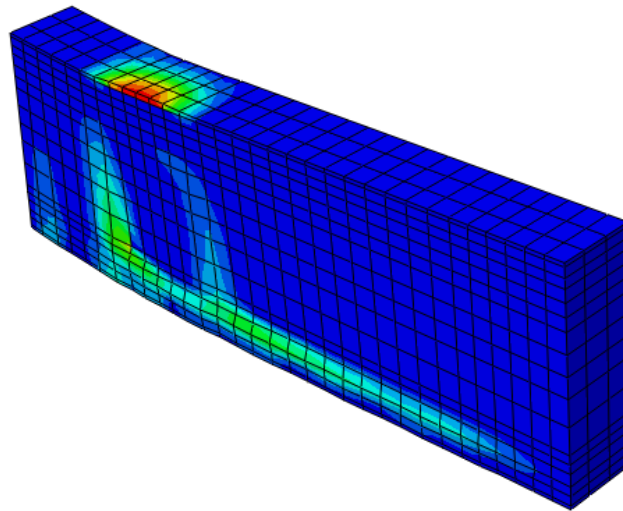
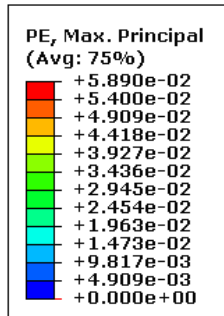
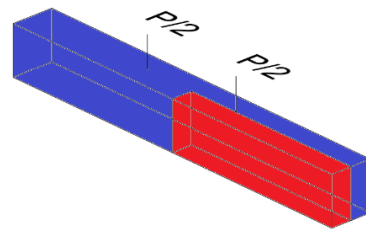




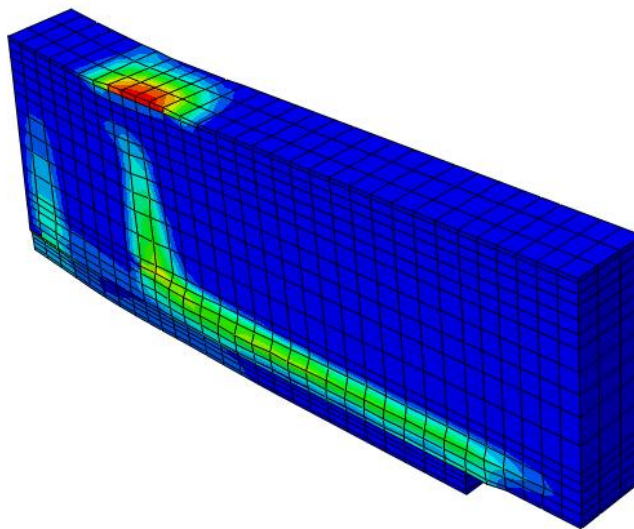
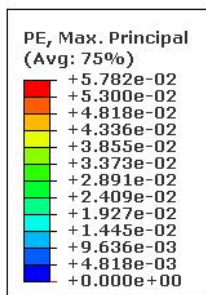
شکل ۲۱.۴: تنش طولی ایجاد شده در آرماتور در لحظه تسلیم (تیرمقاوم سازی شده)



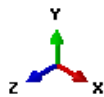
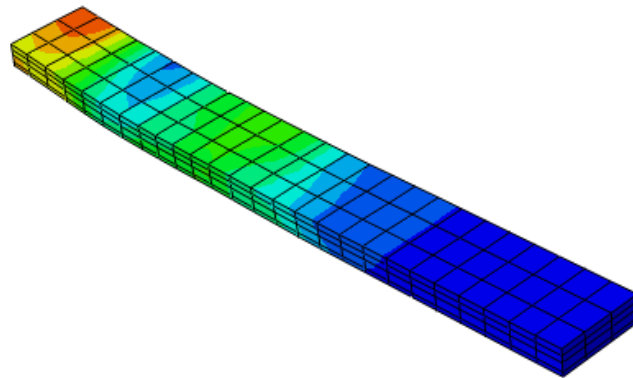
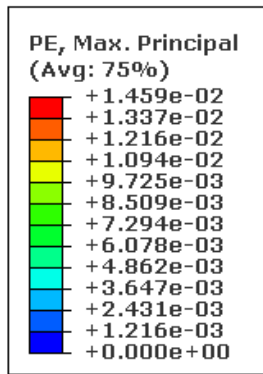
شکل ۲۲.۴: تنش طولی ایجاد شده در آرماتور در لحظه نهائی بارگذاری (تیرمقاوم سازی شده)



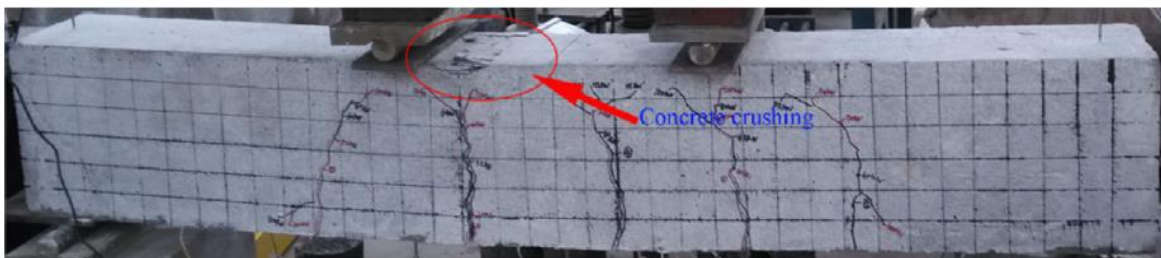
شکل ۴. ۲۳: آسیب های پلاستیک حداکثر اصلی ایجاد شده در تیر کنترل در انتهای بارگذاری



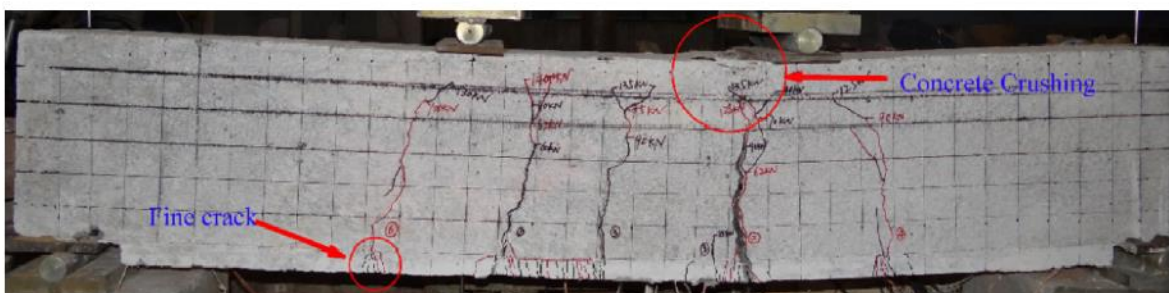
شکل ۴. ۲۴: آسیب های پلاستیک حداکثر اصلی ایجاد شده در تیر مقاوم سازی شده در انتهای بارگذاری



شکل ۴. ۲۵: آسیب های پلاستیک حداکثر در مصالح پایه سیمانی مهندسی شده در انتهای بارگذاری



شکل ۴. ۲۶: ترک های ایجاد شده در تیر کنترل پس از انجام آزمایش [۳۷]



شکل ۴. ۲۷: ترک های ایجاد شده در تیر مقاوم سازی شده پس از پارگی شبکه BFRP [۳۷]

# فصل ۵

## مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری

## ۱.۵ مقدمه

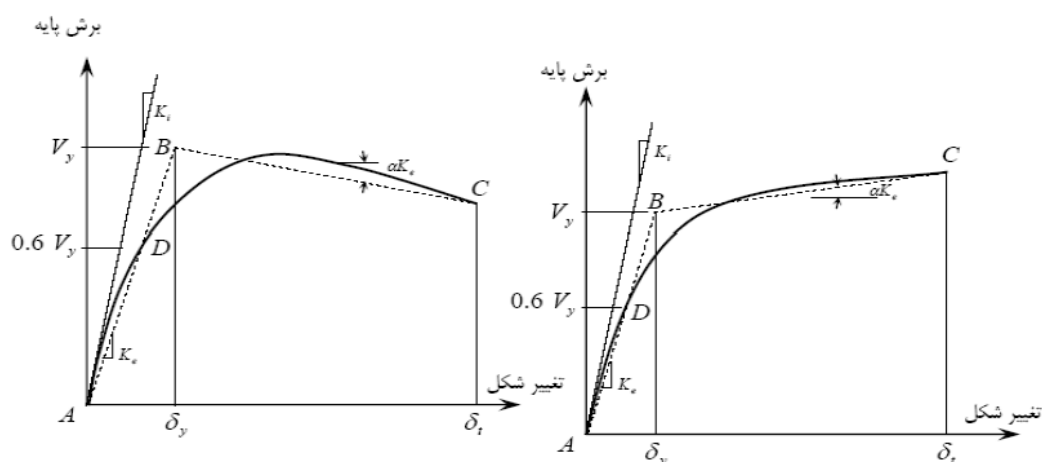
مطالعه پارامتری، به منظور بررسی عوامل موثر بر رفتار آن انجام می گیرد. در این فصل مدل صحت سنجی شده در فصل قبل مورد مطالعه قرار می گیرد. متغیرهای مورد بررسی، تاثیر درصد تسلیح، قطرهای مختلف لایه BFRP، گروه های مختلف FRP ( کربن، شیشه، آرامید )، ضخامت لایه ECC می باشد.

## ۲.۵ شکل پذیری

شکل پذیری در واقع قابلیت حفظ تغییر شکل های پلاستیک قبل از خرابی سازه بدون افت قابل توجهی در مقاومت می باشد. مواد شکل پذیر می توانند کرنش های بزرگ را حتی پس از رسیدن به نقطه تسلیم تحمل کنند. از طرف دیگر مواد ترد مقاومت کمی در برابر کرنش های پلاستیک دارند و در برخی موارد هیچ کرنش پلاستیکی را تحمل نمی کنند. شکل پذیری از نسبت تغییر شکل نهائی به تسلیم معادل شده محاسبه می شود. ضریب شکل پذیری از رابطه زیر بدست می آید .

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (1.5)$$

در رابطه فوق  $\Delta u$  و  $\Delta y$  به ترتیب تغییر شکل نهائی و تغییر شکل تسلیم می باشند. بنابراین برای محاسبه ضریب شکل پذیری، بایستی وضعیت نهائی و تسلیم سازه مشخص گردد. با توجه به این که در اغلب موارد نمودارهای رفتاری سازه ها غیر خطی هستند، بایستی نمودار رفتاری سازه با یک نمودار دو خطی ساده جایگزین گردد. برای دو خطی کردن نمودار، روش های متعددی وجود دارد که در این پایان نامه از روش نشریه ۳۶۰ ( دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود ) استفاده شده است. برای این منظور موقعیت نقطه ی مشترک بین دو شاخه ی منحنی دو خطی ( نقطه B) باید با سعی و خطا چنان انتخاب شود که سطح زیر منحنی رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیر خطی بوده و نیز طول پاره خط AD برابر AB ۰,۶ باشد.

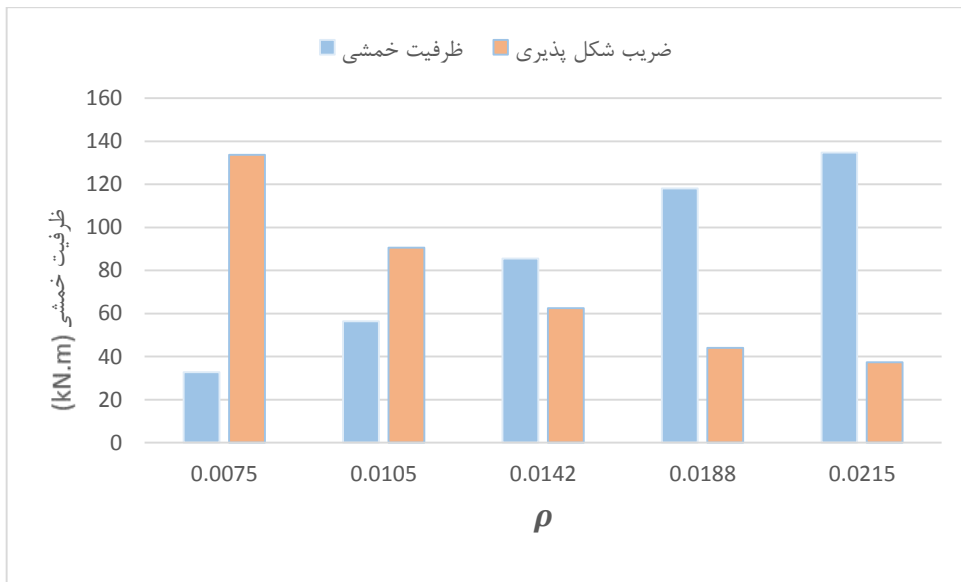


شکل ۱.۵: منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان

### ۳.۵ تاثیر درصد تسلیح تیر

یکی از عوامل موثر در ظرفیت خمشی تیر، به درصد تسلیح تیر بستگی دارد. با تغییر در قطر آرماتور و تعداد آنها می توان درصد تسلیح را تغییر داد. که در این پایان نامه جهت ساده سازی تحلیل و مدل سازی از تغییر در قطر آرماتور استفاده گردید. نتایج تحلیل نشان می دهد که افزایش درصد تسلیح تیر، باعث افزایش ظرفیت خمشی تیر می شود. به طوری که با تغییر قطر میلگرد کششی از ۱۲ میلی متر به ۱۶، ۲۰، ۲۴ و ۲۶ میلی متر ظرفیت خمشی تیر، به مقدار ۷۲،۴ و ۲۶۱ و ۳۶۱ و ۴۱۲ درصد افزایش می یابد. اما با افزایش قطر آرماتور کششی شکل پذیری کاهش پیدا می کند. به طوری که با تغییر قطر میلگرد از ۱۲ میلی متر به ۱۶، ۲۰، ۲۴ و ۲۶ میلی متر شکل پذیری تیر، به مقدار ۳۲ و ۵۳ و ۶۷ و ۷۲ درصد کاهش پیدا می کند. باید توجه داشت که افزایش درصد تسلیح تا مقداری مجاز است که مقطع کماکان شکل پذیری لازم را داشته باشد. که نتایج تحلیل نشان می دهد، اگر از دو عدد آرماتور کششی با قطر ۲۶ میلی متر و آرماتور فشاری با قطر ۱۲ میلی متر استفاده شود، مقطع تیر ترد می گردد. در مقاطع ترد ابتدا بتن فشاری خرد می گردد، و گسیختگی فاقد هرگونه هشدار قبلی می باشد.

شکل ۲.۵ تاثیر درصد تسلیح در ظرفیت خمشی و شکل پذیری تیر را در دو حالت نمودار خطی و میله ای نشان می دهد.



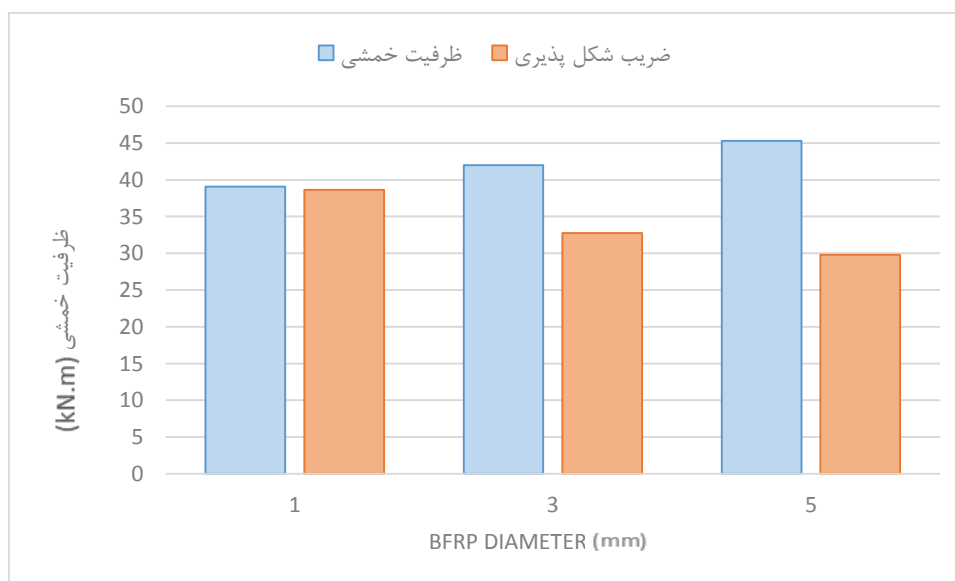
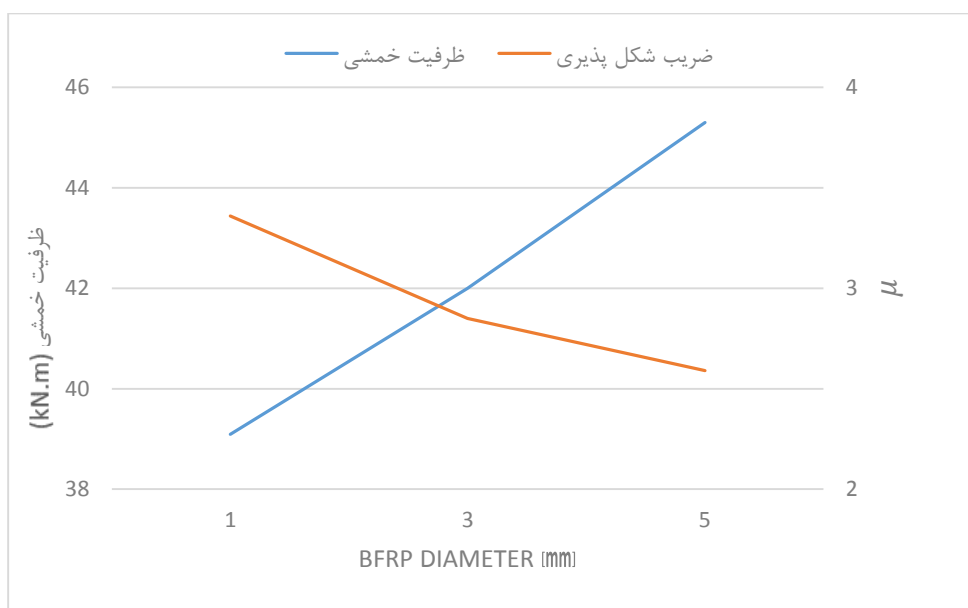
شکل ۵. ۲۰: تاثیر درصد تسلیح در ظرفیت خمشی و شکل پذیری تیر

## ۴.۵ تغییر در قطر شبکه BFRP

یکی از عوامل موثر دیگر در ظرفیت خمشی تیر، به قطر شبکه BFRP بستگی دارد. نتایج تحلیل نشان می دهد که افزایش قطر شبکه BFRP باعث افزایش ظرفیت خمشی تیر می شود. به طوری که با تغییر قطر شبکه BFRP از ۱ میلی متر به ۳ و ۵ میلی متر، ظرفیت خمشی تیر به مقدار ۷,۴۴ و ۱۵,۹ درصد افزایش می یابد. و همچنین شکل پذیری تیر مقاوم سازی شده، به اندازه ۱۵,۱۷ و ۲۳ درصد کاهش

می یابد. این امر نشان می دهد که، در صورت نیاز به ظرفیت خمشی بیشتر می توان قطر شبکه BFRP را افزایش داد. البته باید توجه نمود که ممکن است، مد خرابی تیرهای مقاوم شده با شبکه های BFRP قطورترا، به سمت جداسدگی میل کند. همچنین باید دقت نمود که با تقویت عوامل کششی مقطع، شکل پذیری تیر کاهش خواهد یافت.

شکل ۳.۵ تاثیر افزایش قطر شبکه BFRP در ظرفیت خمشی و شکل پذیری تیر مقاوم سازی شده را در دو حالت نمودار خطی و میله ای نشان می دهد.



شکل ۳.۵: تاثیر افزایش قطر شبکه BFRP در ظرفیت خمشی و شکل پذیری تیر مقاوم سازی شده



## ۵.۵ گروه های مختلف FRP

الیاف ها نیز ممکن است از انواع مختلف از جمله شیشه، کربن، آرامید و یا بازالت انتخاب شوند. در این صورت محصولات کامپوزیت مربوطه به نام های GFRP، CFRP، AFRP، BFRP شناخته می شوند. در ادامه به بررسی مشخصات الیاف های متداول پرداخته می شود.

### ۱.۵.۵ الیاف شیشه

الیاف شیشه بر حسب مقاومت در شرایط محیطی اسیدی، قلیائی، یون کلراید، مواد شیمیائی و خواص مکانیکی مختلف دارای طبقه بندی های متفاوتی می باشند. [۶۱]

- A-Glass : دارای مقاومت خیلی پائین در محیط قلیائی
- AR-Glass : مقاوم در محیط قلیائی
- C-Glass : مقاوم در برابر مواد شیمیائی
- E-Glass : دارای مقاومت خیلی پائین در صورت وجود یون کلراید
- E-CR-Glass : مقاومت بسیار بالا در محیط اسیدی
- R-Glass : دارای خواص مکانیکی خوب
- S-Glass : دارای مقاومت کششی بسیار بالا

E-Glass از متداول ترین الیاف شیشه می باشد، که در صنعت ساختمان استفاده دارد.

الیاف شیشه، دارای تنش تسلیم ۴۸۲-۱۵۸۵ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۳۵-۵۱ گیگاپاسکال می باشد.

### ۲.۵.۵ الیاف کربن

الیاف کربن، مقاومت بسیار خوبی در محیط قلیائی و اسیدی داشته و در شرایط سخت محیطی، از نظر شیمیائی کاملاً پایدار است. این الیاف در دو دسته زیر طبقه بندی می شوند:

- الیاف کربنی با مبنای الیاف مصنوعی از نوع PAN<sup>۱</sup> که از سه نوع مختلف هستند. نوع اول که تردترین آنها بوده و دارای بالاترین مدول الاستیسیته است. نوع دوم که مقاوم ترین نوع از الیاف کربن می باشد. و نهایتاً نوع سوم که نرم ترین نوع الیاف کربنی بوده و مقاومتی بین نوع اول و دوم دارد.

- الیاف با اساس قیری که از تقطیر ذغال سنگ به دست می آیند. الیاف کربن، دارای تنش تسلیم ۳۶۸۸-۶۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۵۷۹-۱۰۳ گیگاپاسکال می باشد.

### ۳.۵.۵ الیاف آرامید

الیاف آرامید، دارای مقاومت کششی بالا، چگالی پائین، ضریب انبساط حرارتی منفی، جاذب ارتعاشات، مقاومت خوب در مقابل ضربه و خستگی، مقاومت در برابر عوامل شیمیائی می باشد. الیاف آرامید سبک تر از الیاف کربن و الیاف شیشه بوده و بیشترین مقدار مقاومت کششی نسبت به وزن را در میان آنها داراست. این الیاف تقریباً ۴۳ درصد سبکتر از الیاف شیشه و ۲۰ درصد سبکتر از الیاف کربن می باشد. وزن مخصوص کم و مقاومت کششی بالای این الیاف، سبب تشکیل یک ساختار چقرمه و مقاوم به ضربه با سختی حدود نصف الیاف کربن می شود.

الیاف آرامید، دارای تنش تسلیم ۲۵۳۷-۱۷۲۴ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۱۲۵-۴۱ گیگاپاسکال می باشد.

### ۴.۵.۵ الیاف بازالت

از جمله مزایای الیاف بازالت مقاومت حرارتی بالا، اشتعال پذیری کم، افت کم عملکرد و استحکام در دماهای بالاتر از ۹۰۰ درجه سانتی گراد و همچنین در رطوبت زیاد، مقاومت بالای سایشی و کششی،

---

<sup>۱</sup>-Polyacrylonitrile

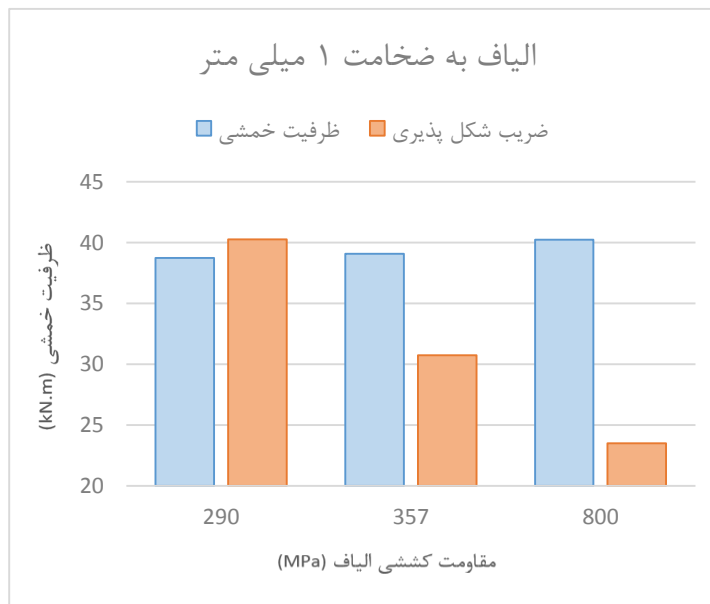
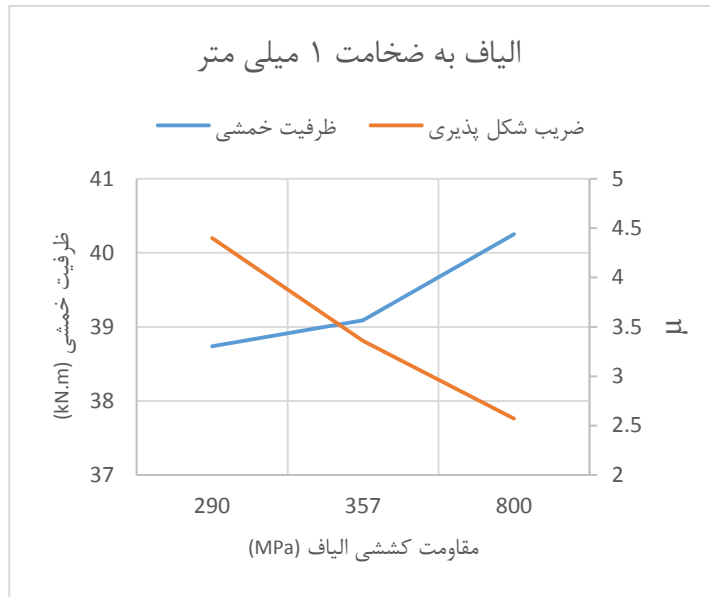
را می توان نام برد. از مشخصه های مواد دارای ترکیبات بازالت، سازگاری با محیط زیست و غیر سمی بودن آنهاست.

## ۵.۵.۵ مدل سازی الیاف

از آنجائیکه در مقاله اصلی، از الیاف BFRP با مقاومت کششی ۳۵۷ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۵۱ گیگا پاسکال جهت مقاوم سازی استفاده شده است، و با توجه به اینکه الیاف های مورد استفاده در مقاوم سازی سازه ها دارای دامنه بسیار وسیعی از نظر مقاومت کششی می باشند. لذا در این پایان نامه جهت مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری به منظور عدم خطا در نتایج ارائه شده، از الیاف شیشه با مقاومت کششی ۲۹۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۳۵ گیگاپاسکال با قطرهای ۱، ۳ و ۵ میلی متر و همچنین الیاف کربن با مقاومت کششی ۸۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۱۲۰ گیگاپاسکال با قطرهای ۱، ۳ و ۵ میلی متر استفاده گردید.

همانطور که انتظار می رفت، نتایج تحلیل نشان داد که تغییر در خصوصیات مکانیکی الیاف ( مقاومت کششی و مدول الاستیسیته) باعث تغییر در ظرفیت خمشی تیر می شود. به طوری که با تغییر مقاومت کششی شبکه الیاف با قطر ۱ میلی متر از ۳۵۷ به ۸۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته از ۵۱ به ۱۲۰ گیگاپاسکال باعث افزایش ۳ درصدی ظرفیت خمشی تیر می گردد. و همچنین با تغییر مقاومت کششی شبکه الیاف با قطر ۱ میلی متر از ۳۵۷ به ۲۹۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته از ۵۱ به ۳۵ گیگا پاسکال باعث کاهش ۱ درصدی ظرفیت خمشی تیر می گردد. علت کم بودن تاثیر نوع الیاف در مقاومت خمشی مقطع، کم بودن سطح مقطع الیاف می باشد.

شکل ۴.۵ تاثیر تغییر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف، با ضخامت ۱ میلی متر بر لنگر خمشی مقاوم را در دو حالت نمودار خطی و میله ای نشان می دهد.

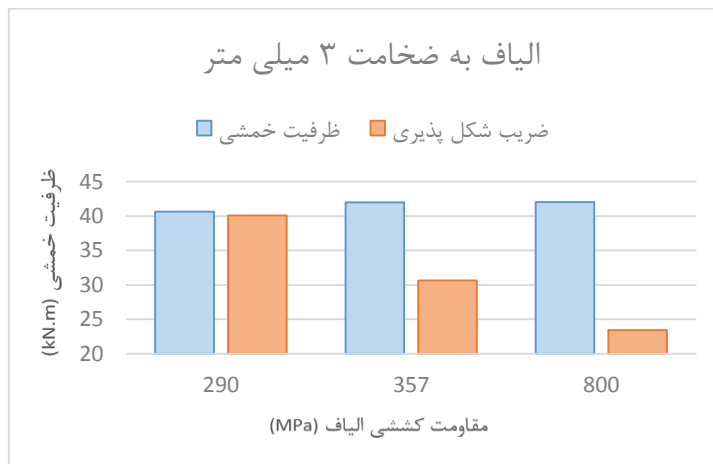
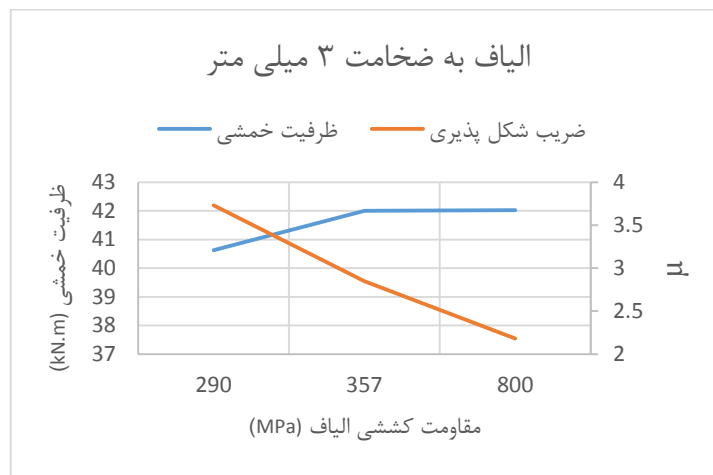


شکل ۵. ۴: تاثیر تغییر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف با ضخامت ۱ میلی متر بر ظرفیت خمشی

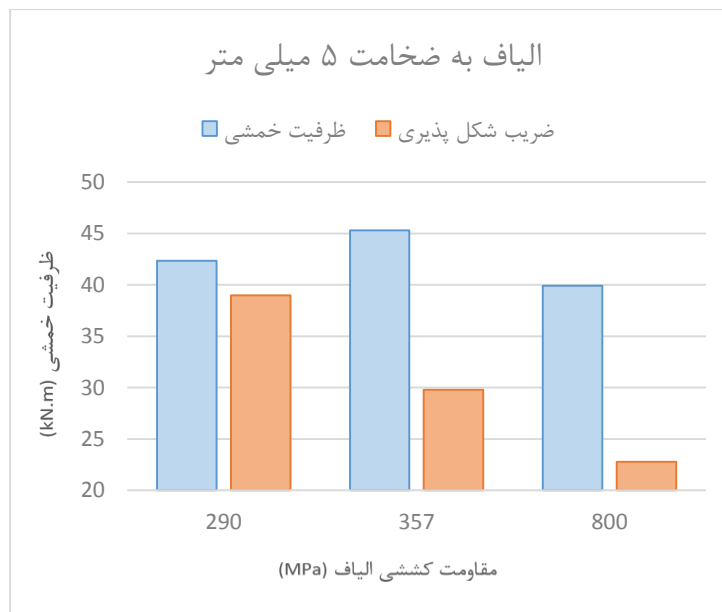
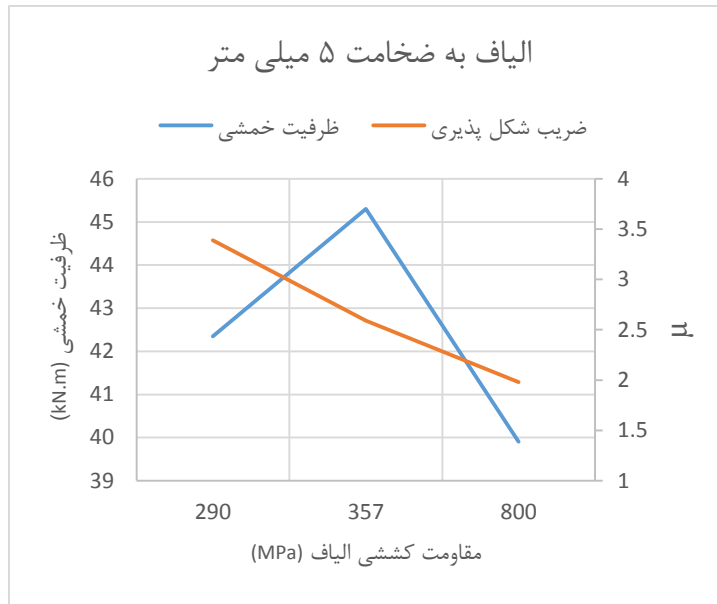
شکل ۵. ۵ و ۶. ۵، مقایسه ظرفیت خمشی با الیاف به قطر ۳ و ۵ میلی متر را نشان می دهد. نتایج تحلیل نشان می دهد که ظرفیت خمشی تیر، در صورت استفاده از الیاف با مقاومت ۸۰۰ مگاپاسکال تا ضخامت ۳ میلی متر افزایش پیدا می کند. و ضخامت بالاتر باعث کاهش در ظرفیت خمشی تیر خواهد شد و آن هم به علت کم شدن شکل پذیری مقطع و در نتیجه گسیختگی مقطع ناشی از خرد شدن بتن فشاری، صورت می گیرد. در حالی که با استفاده از الیاف با مقاومت کششی ۳۵۷ مگاپاسکال و

ضخامت ۵ میلی متر باعث افزایش ۲۸,۴۶ درصدی ظرفیت خمشی، تیر مقاوم سازی شده نسبت به تیر کنترل می گردد.

شکل ۵.۵ و ۶.۵ تاثیر تغییر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف، با ضخامت ۳ و ۵ میلی متر بر ظرفیت خمشی تیر مقاوم سازی شده را در دو حالت نمودار خطی و میله ای نشان می دهد.

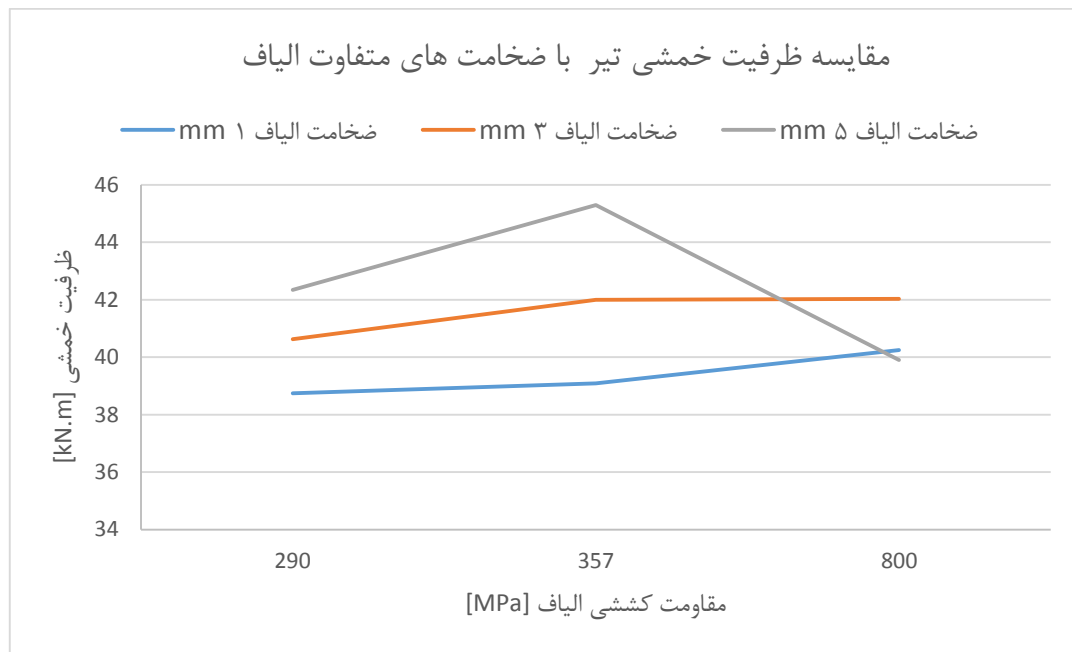


شکل ۵.۵: تاثیر تغییر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف با ضخامت ۳ میلی متر بر ظرفیت خمشی



شکل ۵. ۶: تاثیر تغییر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف با ضخامت ۵ میلی متر بر ظرفیت خمشی

شکل ۷.۵ مقایسه ظرفیت خمشی تیر با ضخامت ها و مقاومت کششی متفاوت الیاف را نشان می دهد.

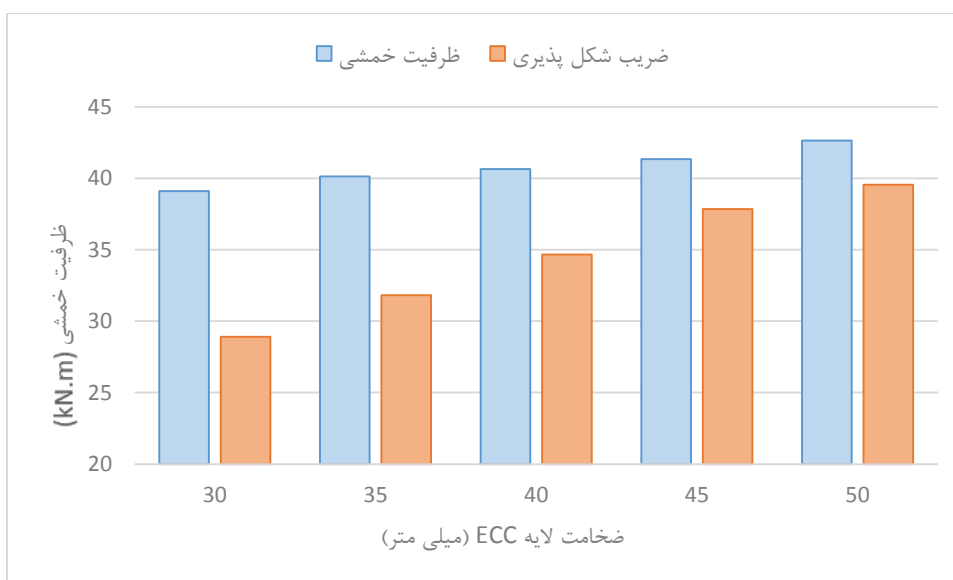
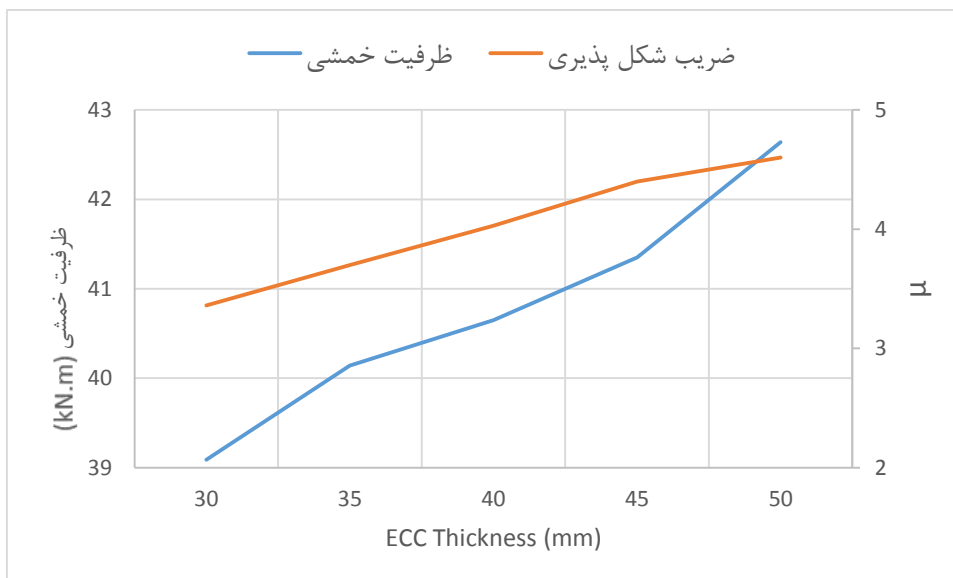


شکل ۷.۵: مقایسه ظرفیت خمشی تیر مقاوم سازی شده با ضخامت و مقاومت کششی متفاوت الیاف

## ۶.۵ تاثیر ضخامت لایه ECC

در این بخش، تاثیر ضخامت لایه ECC بر ظرفیت خمشی تیر مقاوم سازی شده بررسی می شود. نتایج تحلیل نشان دهنده ارتباط نسبتاً خطی بین ضخامت لایه ECC و ظرفیت خمشی تیر مقاوم سازی شده است. و افزایش ضخامت لایه ECC باعث افزایش ظرفیت خمشی تیر مقاوم سازی شده می شود. به طوری که با تغییر ضخامت لایه مقاوم سازی شده از ۳۰ به ۳۵، ۴۰، ۴۵ و ۵۰ میلی متر باعث افزایش ظرفیت خمشی به مقدار ۲،۷، ۴، ۵،۸ و ۹ درصد می شود.

شکل ۸.۵ تاثیر ضخامت لایه ECC بر ظرفیت خمشی، تیر مقاوم سازی شده را در دو حالت نمودار خطی و میله ای نشان می دهد.



شکل ۵. ۸: تاثیر افزایش ضخامت لایه ECC بر ظرفیت خمشی، تیر مقاوم سازی شده



## ۷.۵ جمع بندی

با توجه به مطالعات صورت گرفته در این فصل، چکیده نتایج بدست آمده در خصوص تحلیل پارامتری تیر مقاوم سازی شده در جدول ۱.۵ آمده است.

جدول ۱.۵: چکیده مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری در خصوص تیر مقاوم سازی شده

| توضیحات                                 | ضریب شکل پذیری | ظرفیت خمشی [kN.m] | مطالعه پارامتریک              |
|---|----------------|-------------------|-------------------------------|
| مقاومت                                  | ۳,۳۶           | ۳۹,۰۹             | شبکه BFRP با ضخامت ۱ میلی متر |
| کششی الیاف<br>۳۵۷                       | ۲,۸۵           | ۴۲                | شبکه BFRP با ضخامت ۳ میلی متر |
| مگا پاسکال                              | ۲,۵۹           | ۴۵,۳              | شبکه BFRP با ضخامت ۵ میلی متر |
| مقاومت                                  | ۲,۵۷           | ۴۰,۲۵             | شبکه CFRP با ضخامت ۱ میلی متر |
| کششی الیاف<br>۸۰۰                       | ۲,۱۸           | ۴۲,۰۳             | شبکه CFRP با ضخامت ۳ میلی متر |
| مگا پاسکال                              | ۱,۹۸           | ۳۹,۹              | شبکه CFRP با ضخامت ۵ میلی متر |
| مقاومت                                  | ۴,۴            | ۳۸,۷۴             | شبکه GFRP با ضخامت ۱ میلی متر |
| کششی الیاف<br>۲۹۰                       | ۳,۷۳           | ۴۰,۶۳             | شبکه GFRP با ضخامت ۳ میلی متر |
| مگا پاسکال                              | ۳,۳۹           | ۴۲,۳۴             | شبکه GFRP با ضخامت ۵ میلی متر |
| با شبکه<br>به BFRP<br>قطر ۱ میلی<br>متر | ۳,۳۶           | ۳۹,۰۹             | لایه ECC با ضخامت ۳۰ میلی متر |
|   | ۳,۷            | ۴۰,۱۴             | لایه ECC با ضخامت ۳۵ میلی متر |
|   | ۴,۰۳           | ۴۰,۶۵             | لایه ECC با ضخامت ۴۰ میلی متر |
|   | ۴,۴            | ۴۱,۳۵             | لایه ECC با ضخامت ۴۵ میلی متر |
|   | ۴,۶            | ۴۲,۶۴             | لایه ECC با ضخامت ۵۰ میلی متر |

# فصل ۶

## نتیجه گیری و پیشنهادات

## ۱.۶ مقدمه

یک روش جدید مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح که از ترکیب شبکه FRP و یک لایه ECC که دارای رفتار سخت شوندهگی کرنشی، با قابلیت جذب انرژی بالا و ترک خوردگی زیاد، قبل از گسیخته شدن می باشد را می توان به عنوان یک هیبرید مناسب جهت ترمیم و مقاوم سازی، سازه های بتنی به ویژه سازه هایی که در خطر آتش سوزی قرار دارند را نام برد.

در این پایان نامه به منظور ایجاد یک مدل با قابلیت پیش بینی رفتار یک تیر مقاوم سازی شده با شبکه BFRP و یک لایه مصالح پایه سیمانی مهندسی شده تحت آزمایش چهار نقطه ای با استفاده از نرم افزار اجزا محدودی آباکوس انجام گرفت. به منظور رسیدن به نتایج بهتر مدل خسارت پلاستیک موجود در کتابخانه نرم افزار جهت شبیه سازی عددی انتخاب گردید. مدل پلاستیک آسیب دیده بتن که در نرم افزار اجزا محدود استفاده می شود، یکی از مناسب ترین الگوهای رفتار غیر خطی و مصالح ترد همانند بتن می باشد. این مدل تعمیر یافته معیار شکست، دارگر - پراگر می باشد. برای تعیین پارامترهای مدل پلاستیک آسیب دیده، ابتدا بایستی پارامترهایی را که تعیین کننده سطح گسیختگی مصالح می باشد را تعیین کرد. بعد از حصول اطمینان از نتایج شبیه سازی شده در تیر کنترل و انجام آنالیز حساسیت بر روی متغیرهای گوناگون پارامترهای بدست آمده در مدل تیر کنترل، به تیر مقاوم سازی شده بسط پیدا کردند. در نهایت نمودار نیرو-تغییر مکان وسط دهانه هر دو تیر کنترل و مقاوم سازی شده آزمایشگاهی و مدل سازی شده با یکدیگر مقایسه شدند. که نشان دهنده نزدیکی نتایج به یکدیگر بود. همچنین جهت بررسی نتایج آنالیز نرم افزار با روابط تئوری، ظرفیت خمشی تیر کنترل بر اساس حداکثر بار اعمالی، توسط نرم افزار با روابط موسسه بتن آمریکا مورد مقایسه قرار گرفت.

از طرف دیگر، جهت بررسی ناحیه غیرخطی بتن فشاری برنامه کامپیوتری به همین منظور نوشته شد. که در آن سطح زیر نمودار ناحیه غیرخطی بتن و مرکز سطح آن محاسبه گردید. و بر اساس تعادل نیروهای موجود ظرفیت خمشی مقطع بدست آمد.

## ۲.۶ نتیجه گیری

(۱) افزایش درصد تسلیح تیر، باعث افزایش ظرفیت خمشی تیر می شود. به طوری که با افزایش قطر میلگرد کششی تا ۲۴ میلی متر، ظرفیت خمشی ( تیر کنترل ) تا ۳۶۱ درصد افزایش می یابد. و همچنین با افزایش قطر میلگرد کششی تا ۲۶ میلی متر، ظرفیت خمشی ( تیر کنترل ) تا ۴۱۲ درصد افزایش می یابد. اما باید توجه داشت که با افزایش ظرفیت خمشی، شکل پذیری کاهش پیدا می کند و باعث بوجود آمدن مقطع ترد می گردد. به طوری که در صورت استفاده از آرماتور کششی با قطر ۲۶ میلی متر، شاهد کاهش ۷۲ درصدی در شکل پذیری خواهیم بود و در نتیجه مقطع ترد خواهد شد.

(۲) افزایش قطر شبکه الیاف، باعث افزایش ظرفیت خمشی (تیرمقاوم سازی شده) می شود. به طوری که با تغییر قطر شبکه الیاف تا ۵ میلی متر، ظرفیت خمشی تا ۱۵,۹ درصد افزایش می یابد. و همچنین شکل پذیری تا ۲۳ درصد کاهش پیدا می کند.

(۳) تغییر در خصوصیات مکانیکی الیاف ( مقاومت کششی و مدول الاستیسیته)، باعث تغییر در ظرفیت خمشی می شود. روند افزایش ظرفیت خمشی، تا زمانی اتفاق می افتد که مقاومت کششی شبکه الیاف آنقدر زیاد نباشد که قبل از گسیختگی شبکه الیاف، بتن فشاری دچار گسیختگی گردد. در صورت استفاده از الیاف با مقاومت ۸۰۰ مگاپاسکال و ضخامت ۳ میلی متر ظرفیت خمشی افزایش پیدا می کند، و ضخامت بالاتر باعث کاهش در ظرفیت خمشی تیر خواهد شد، و آن هم به علت کاهش ۱۳ درصدی شکل پذیری مقطع و در نتیجه گسیختگی مقطع، ناشی از خرد شدن بتن فشاری، می باشد. در حالی که با استفاده از الیاف با

مقاومت کششی ۳۵۷ مگاپاسکال و ضخامت ۵ میلی متر باعث افزایش ۲۸,۴۶ درصدی ظرفیت خمشی، تیر مقاوم سازی شده نسبت به تیر کنترل می گردد.

(۴) رابطه نسبتاً خطی بین ضخامت لایه ECC و ظرفیت خمشی تیر است و افزایش ضخامت لایه ECC باعث افزایش ظرفیت خمشی تیر می شود. به طوری که با تغییر ضخامت لایه مقاوم سازی شده تا ۵۰ میلی متر، باعث افزایش ظرفیت خمشی تیر تا ۹ درصد می شود. و همچنین شکل پذیری تا ۳۷ درصد افزایش پیدا می کند.

(۵) از آنجائیکه در مقاوم سازی مقاطع بتن مسلح، امکان تعویض و یا تغییر آرماتورها وجود ندارد (افزایش درصد تسلیح)، بنابراین با توجه به مطالب گفته شده در بالا بهترین حالت جهت مقاوم سازی تیر بتنی مورد آزمایش، استفاده از شبکه الیاف با قطر ۵ میلی متر و مقاومت کششی ۳۵۷ مگاپاسکال و لایه ECC به ضخامت ۵ سانتی متر می باشد. که در این صورت ظرفیت خمشی تا ۳۷,۴۶ درصد نسبت به تیر کنترل افزایش می یابد.

## ۳.۶ پیشنهادات

به منظور بررسی جامع تر و دقیق تر تیرهای مقاوم شده با مصالح پایه سیمانی مهندسی شده مسلح به الیاف پیشنهادهایی، برای انجام پژوهش های آینده ارائه می شود:

- (۱) بررسی رفتار تیرهای مقاوم سازی شده در یک قاب
- (۲) بررسی تاثیر انواع تکیه گاه ها، بر رفتار و عملکرد تیر مقاوم سازی شده
- (۳) بررسی تاثیر و عملکرد این روش مقاوم سازی شده در ستون
- (۴) تغییر در خواص مکانیکی مصالح پایه سیمانی مهندسی شده نظیر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته
- (۵) استفاده از مصالح پایه سیمانی مهندسی شده به جای بتن و بررسی رفتار تیرهای مقاوم سازی

شده

۶) بررسی رفتار بارگذاری چرخه ای و ضربه ای

۷) از آنجا که مطالعه حاضر بصورت عددی به این مسئله پرداخته، توصیه می شود یک مطالعه

آزمایشگاهی جامع در خصوص این گونه تیرهای مقاوم سازی شده انجام گیرد.



- [1] ROMUALDI, James P.; BATSON, Gordon B. Behavior of reinforced concrete beams with closely spaced reinforcement. In: *Journal Proceedings*. 1963. p. 775-790.
- [2] ROMUALDI, James P.; MANDEL, James A. Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement. In: *Journal Proceedings*. 1964. p. 657-672.
- [3] AVENSTON, J.; COOPER, G. A.; KELLY, A. Single and multiple fracture in the properties of fiber-composites. *Proceedings of the National Physical Laboratory*, 1971, 15-26.
- [4] LI, Victor C.; KANDA, Tetsushi. Innovations forum: engineered cementitious composites for structural applications. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 1998, 10.2: 66-69.
- [5] NAAMAN, Antoine E.; REINHARDT, H. W. High performance fiber reinforced cement composites HPFRCC-4: International RILEM Workshop. *Materials and Structures*, 2003, 36.10: 710-712.
- [6] LI, Victor C. Engineered cementitious composites (ECC) material, structural, and durability performance. 2008.
- [7] LI, Victor; FISCHER, Gregor. International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC) in Structural Applications: Proceedings. 2006.
- [8] YOKOTA, Hiroshi; ROKUGO, Keitetsu; SAKATA, Noboru. JSCE recommendations for design and construction of high-performance fiber reinforced cement composite with multiple fine cracks. *High Perform. Fiber Reinf. Cem. Compos. 2 Proc. Int. Work*, 1996.
- [9] LI, Victor C. On engineered cementitious composites (ECC). *Journal of advanced concrete technology*, 2003, 1.3: 215-230.
- [10] WANG, S.; LI, V. C. Materials design of lightweight PVA-ECC. *Proceedings of HPFRCC*, 2003, 379-390.
- [11] LI, Victor C.; YANG, En-Hua. Self healing in concrete materials. In: *Self healing materials*. Springer, Dordrecht, 2007. p. 161-193.
- [12] LI, Victor C., et al. Development of green ECC for sustainable infrastructure systems. 2004.
- [13] WANG, Shuxin; LI, Victor C. High-early-strength engineered cementitious composites. *ACI Materials journal*, 2006, 103.2: 97.



- [14] LEPECH, Michael D., et al. Design of green engineered cementitious composites for improved sustainability. *ACI Materials Journal*, 2008, 105.6: 567.
- [15] LI, Victor C., et al. Tensile strain-hardening behavior of polyvinyl alcohol engineered cementitious composite (PVA-ECC). *ACI Materials Journal-American Concrete Institute*, 2001, 98.6: 483-492.
- [16] ŞAHMARAN, Mustafa, et al. Internal curing of engineered cementitious composites for prevention of early age autogenous shrinkage cracking. *Cement and Concrete Research*, 2009, 39.10: 893-901.
- [17] FISCHER, Gregor; LI, Victor C. Deformation behavior of fiber-reinforced polymer reinforced engineered cementitious composite (ECC) flexural members under reversed cyclic loading conditions. *Structural Journal*, 2003, 100.1: 25-35.
- [18] KUNIEDA, Minoru; ROKUGO, Keitetsu. Measurement of crack opening behavior within ECC under bending moment. In: *International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in Structural Applications*. Bagnaux: RILEM Publications SARL, 2006. p. 313-321.
- [19] SUTHIWARAPIRAK, Peerapong; MATSUMOTO, Takashi; KANDA, Tetsushi. Flexural fatigue failure characteristics of an engineered cementitious composite and polymer cement mortars. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 2002, 2002.718: 121-134.
- [20] MARUTA, M. New high-rise RC structure using pre-cast ECC coupling beam. *Concrete Journal*, 2005, 43.11: 18-26.
- [21] KUNIEDA, Minoru; ROKUGO, Keitetsu. Recent progress on HPFRCC in Japan. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2006, 4.1: 19-33.
- [22] KIM, Yun Yong; FISCHER, Gregor; LI, Victor C. Performance of bridge deck link slabs designed with ductile engineered cementitious composite. *Structural Journal*, 2004, 101.6: 792-801.
- [23] LEPECH, Michael; LI, Victor C. Water permeability of cracked cementitious composites. 2005.
- [24] MITAMURA, H., et al. Application of overlay reinforcement method on steel deck utilizing engineered cementitious composites-Mihara Bridge. *Bridge and Foundation Engineering*, 2005, 39.8: 88-91.
- [25] KOJIMA, S., et al. Application of direct sprayed ECC for retrofitting dam structure surface-application for Mitaka-Dam. *Concrete Journal*, 2004, 42.5: 135-139.
- [26] FISCHER, Gregor; LI, Victor C. Effect of matrix ductility on deformation behavior of steel-reinforced ECC flexural members under reversed cyclic loading conditions. *Structural Journal*, 2002, 99.6: 781-790.
- [27] WALTER, Rasmus; LI, Victor C.; STANG, Henrik. Comparison of FRC and ECC in a composite bridge deck. 2004.

- [28] FUKUYAMA, H. Structural performance of engineered cementitious composite elements. composite and hybrid structures. In: *Proceedings of 6th ASCCS Conference*. ASCCS-6 Secretariat, 2000. p. 969-976.
- [29] KABELE, Petr; KANAKUBO, Toshiyuki. Experimental and numerical investigation of shear behavior of PVA-ECC in structural elements. In: *Proceedings, Fifth International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 5)*. Reinhardt and Naaman, eds, 2007. p. 137-146.
- [30] PARRA-MONTESINOS, Gustavo; WIGHT, James K. Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections. *Journal of structural engineering*, 2000, 126.10: 1113-1121.
- [31] KESNER, Keith; BILLINGTON, Sarah L. Investigation of infill panels made from engineered cementitious composites for seismic strengthening and retrofit. *Journal of Structural Engineering*, 2005, 131.11: 1712-1720.
- [32] WU, Chao; LI, Victor C. Thermal-mechanical behaviors of CFRP-ECC hybrid under elevated temperatures. *Composites Part B: Engineering*, 2017, 110: 255-266.
- [33] SMITH, Scott T.; TENG, J. G. FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models. *Engineering structures*, 2002, 24.4: 385-395.
- [34] SMITH, Scott T.; TENG, J. G. FRP-strengthened RC beams. II: assessment of debonding strength models. *Engineering structures*, 2002, 24.4: 397-417.
- [35] MAALEJ, M.; LEONG, K. S. Engineered cementitious composites for effective FRP-strengthening of RC beams. *Composites Science and Technology*, 2005, 65.7-8: 1120-1128.
- [36] AFEFY, Hamdy M.; KASSEM, Nesreen; HUSSEIN, Mohamed. Enhancement of flexural behaviour of CFRP-strengthened reinforced concrete beams using engineered cementitious composites transition layer. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2015, 11.8: 1042-1053.
- [37] ZHENG, Yu-Zhou; WANG, Wen-Wei; BRIGHAM, John C. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with a composite reinforcement layer: BFRP grid and ECC. *Construction and Building Materials*, 2016, 115: 424-437.
- [38] DU BETON, Comite Euro-International. CEB-FIP model code 1990. *Design Code*, 1991, 54-58.
- [39] LIN, Xiaoshan; GRAVINA, Rebecca J. An effective numerical model for reinforced concrete beams strengthened with high performance fibre reinforced cementitious composites. *Materials and Structures*, 2017, 50.5: 212.
- [40] HUSSEIN, Mohamed; KUNIEDA, Minoru; NAKAMURA, Hikaru. Strength and ductility of RC beams strengthened with steel-reinforced strain hardening cementitious composites. *Cement and Concrete Composites*, 2012, 34.9: 1061-1066.

- [41] KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil and mechanical engineering*, 2011, 11.3: 623-636.
- [42] LUBLINER, J., et al. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, 1989, 25.3: 299-326.
- [43] W.-F. Chen and D.-J. Han. *Plasticity for structural engineers*. J. Ross Publishing, 2007.
- [44] WAHALATHANTRI, Buddhi Lankananda, et al. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS. In: *Proceedings of the first international conference on engineering, designing and developing the built environment for sustainable wellbeing*. Queensland University of Technology, 2011. p. 260-264.
- [45] *Abaqus Analysis Users Manual, Version 6-14*
- [46] WEISS, W. Jason; GULER, Kadir; SHAH, Surendra P. Localization and size-dependent response of reinforced concrete beams. *Structural Journal*, 2001, 98.5: 686-695.
- [47] HOGNESTAD, Eivind. *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station., 1951.
- [48] KENT, Dudley Charles; PARK, Robert. Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 1971.
- [49] THORENFELDT, El. Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. In: *Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete*, Norway, 1987. 1987.
- [50] WAHALATHANTRI, Buddhi Lankananda, et al. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS. In: *Proceedings of the first international conference on engineering, designing and developing the built environment for sustainable wellbeing*. Queensland University of Technology, 2011. p. 260-264.
- [51] A. Standard, "Building code requirements for structural concrete (aci 318m-08) and commentary,"  
Reported by ACI Committee, vol.318, 2008.
- [52] Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings, Brussels, 2004.
- [53] CASHELL, K. A.; ELGHAZOULI, A. Y.; IZZUDDIN, B. A. Ultimate behavior of idealized composite floor elements at ambient and elevated temperature. *Fire technology*, 2010, 46.1: 67-89.

- [54] BELARBI, Abdeldjelil; HSU, Thomas TC. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *Structural Journal*, 1994, 91.4: 465-474.
- [55] DEHESTANI, M.; MOUSAVI, S. S. Modified steel bar model incorporating bond-slip effects for embedded element method. *Construction and Building Materials*, 2015, 81: 284-290.
- [56] Wu, Yu-Fei, and Xue-Mei Zhao. "Unified Bond Stress–Slip Model for Reinforced Concrete." *Journal of Structural Engineering* 139, no. 11, 2012: 1951-1962.
- [57] Borosnyói, A., and G. L. Balázs. "Models for flexural cracking in concrete: the state of the art." *Structural Concrete* 6, no. 2, 2005: 53-62.
- [58] Comité euro-international du béton. CEB-FIP Model Code 1990: Design Code. No. 213-214. FIB-Féd. Int. du Béton, 1993.
- [59] MAEKAWA, Koichi; OKAMURA, Hajime; PIMANMAS, Amorn. Non-linear mechanics of reinforced concrete. CRC Press, 2003.
- [60] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14): an ACI Report. American Concrete Institute. ACI, 2014.
- [61] ZHANG, Meng; MATINLINNA, Jukka Pekka. E-glass fiber reinforced composites in dental applications. *Silicon*, 2012, 4.1: 73-78.



## **Abstract**

Nowadays, rehabilitation and retrofitting of existing structures is one of the effective ways to improve the performance of structures. Materials such as Fiber Reinforced Polymer (FRP) composites are a good choice in this regard. However, FRP loses its mechanical properties against fire due to the presence of polymeric materials and the reinforcing effect of FRP cannot be maintained. To address this problem, cement-based materials were introduced by some researchers for reinforcing concrete structures with FRP, while most cement-based adhesives lack proper ductility. Therefore, applied loads cannot be transferred from concrete to FRP composites and their fracture is generally brittle and shows no warning. It is necessary to produce and develop a cement-base adhesive with optimal ductility to be able to effectively transfer loads from the structural concrete to the FRP composites without being damaged at high temperatures. Engineered Cementitious Composite (ECC) is a promising and suitable candidate for such retrofitting and reinforcement applications. ECC ductility is obtained by fine cracks of less than 100 microns (in the strain hardening stage). In the present study, a numerical modeling of reinforced concrete beams retrofitted by engineered cement base materials and Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) grid was investigated. ECC was evaluated at different thicknesses as well as several fiber grids with different mechanical properties and diameters for reinforcement of the beams, and a numerical model was developed using ABAQUS software to simulate the beam under four-point loading test. Experimental results were used for validation and finally a parametric study on factors influencing beam resistance was performed. The results showed that increasing the thickness of ECC layer increases the flexural capacity of the strengthened beams. In addition increase in the diameter of fiber grids increases the flexural capacity of the beams only if debonding or crushing of concrete in compression does not happen.

### **Keywords:**

Beams Reinforcement, Engineered Cementitious Composite, Fiber Reinforced Polymers, Nonlinear Finite Elements, ABAQUS





Shahrood University of Technology

Faculty of of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

**Behavior of RC Beams Retrofitted by Fibre Reinforced  
Engineered Cementitious Composites (ECC)**

By: Abbas Shafiey Sabet

Supervisor:

Dr Farshid Jandaghi Alaei

September 2019



