

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

رساله دکتری مهندسی سازه

بررسی تاثیر مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی بر عملکرد لرزه‌ای دیوارهای بنایی

نگارنده: علیرضا نماینده نیاسر

استاد راهنمای اول

دکتر فرشید جندقی علایی

استاد راهنمای دوم

دکتر سیدسهیل مجیدزمانی

دی ماه ۱۳۹۸

شماره: ۹۱۴۳۲
تاریخ: ۲۱/۱۱/۲۹
ویرایش:

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره ۱۲: صورت جلسه نهایی دفاع از رساله دکتری (Ph.D)

بدینوسیله گواهی می شود آقای علیرضا نماینده نیاسر دانشجوی دکتری رشته مهندسی عمران- سازه به شماره دانشجویی ۹۲۱۶۱۷۵ ورودی ۰۶ ماه سال ۱۳۹۲ در تاریخ ۹۸/۱۰/۱۶ از رساله نظری / عملی خود با عنوان: بررسی تاثیر مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی بر عملکرد لزرزه ای دیوارهای بنایی دفاع و با اخذ نمره ۱۹/۲ به درجه : ۳۰ نائل گردید.

جدول تعیین درجه نمره رساله برای ورودیه های ۹۴ و ماقبل

<input type="checkbox"/> الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰	<input checked="" type="checkbox"/> ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹-۱۷
<input type="checkbox"/> ج) درجه خوب: نمره ۱۶/۹۹-۱۵	<input type="checkbox"/> د) مردود: کمتر از ۱۵

جدول تعیین درجه نمره رساله برای ورودیه های ۹۵ و مابعد

<input type="checkbox"/> الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰	<input type="checkbox"/> ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹-۱۸
<input type="checkbox"/> ج) درجه خوب: نمره ۱۷/۹۹-۱۶	<input type="checkbox"/> د) مردود: کمتر از ۱۶

ردیف	هیئت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱	دکتر فرشید جندقی علایی	استاد راهنمای اول	دانشیار	
۲	دکتر سید سهیل مجیدزمانی	استاد راهنمای دوم	استادیار	
۳	دکتر فرنوش باسلیقه	استاد مدعو داخلی	استادیار	
۴	دکتر جعفر سبحانی	استاد مدعو خارجی	دانشیار	
۵	دکتر جلیل شغالی	استاد مدعو داخلی	استادیار	
۶	دکتر میثم جلالی	سرپرست (نماینده) تحصیلات تکمیلی دانشکده	استادیار	

مدیر محترم تحصیلات تکمیلی دانشگاه:

ضمن تأیید مراتب فوق مقرر فرمائید اقدامات لازم در خصوص انجام مراحل دانش آموختگی آقای علیرضا نماینده نیاسر بعمل آید.

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده:
تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:
مدیریت تحصیلات تکمیلی

تقدیم اثر

به خانواده عزیزم

که من را در این راه همراهی کردند

تشکر و قدردانی

از استاد ارجمند جناب آقای دکتر فرشید بندقی علایی که در تمامی مراحل این تحقیق راهنمای اینجانب بودند و من را در نیل به اهداف این تحقیق یاری نمودند مراتب سپاس و قدردانی را دارم.

همچنین از رهنمودها و حمایت‌های بی دریغ استاد بزرگوار جناب آقای دکتر سید سهیل میبیزمانی در تمامی مراحل تحقیق و انجام آزمایشات صمیمانه تشکر می‌نمایم.

از خانواده ۴۱ بویژه همسر عزیزم به خاطر سفتی‌ها و زحماتی که متحمل شدند و همواره مشوق و باعث دلگرمی اینجانب در همه مراحل انجام این تحقیق بودند قدردانی و تشکر می‌نمایم.

همچنین از دوست عزیزم جناب آقای مهندس جامعی که در مراحل مختلف آزمایشات همراهی و همفکری نمودند سپاس فراوان دارم.

از پرسنل محترم آزمایشگاه‌های مصالح و سازه مرکز تحقیقات راه و مسکن که برای انجام بخش عظیمی از آزمایشات، اینجانب را صمیمانه همراهی کردند نهایت تشکر و سپاس را دارم.

تعمیرنامه

اینجناب علیرضا نماینده نیاسر دانشجوی دوره دکتری رشته مهندسی عمران - سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی تاثیر مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی بر عملکرد

لرزه‌ای دیوارهای بنایی تحت راهنمایی آقای دکتر فرشید جندقی علایی متعهد می‌شوم:

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

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

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

چکیده

تعداد قابل توجهی ساختمان‌های بنایی غیرمسلح در ایران ساخته شده‌است. به دلیل نقصان طراحی، کیفیت پایین مصالح یا اجراء، این ساختمانها در برابر زلزله آسیب‌پذیر می‌باشند. بنابراین روش‌های مختلف مقاوم‌سازی لرزه‌ای این ساختمان‌ها توسط محققین بررسی شده‌است. علاوه بر مطالعه روش‌های مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها قبل از خسارت، لازم است این روش‌ها بر روی دیوارهای آسیب‌دیده پس از وقوع زلزله نیز مورد توجه قرار گیرد. هدف این تحقیق بررسی عملکرد داخل صفحه دیوار بنایی باربر غیرمسلح سالم و ترک‌خورده تقویت شده با مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده که به اختصار ملات ECC نامیده می‌شود از طریق روش‌های آزمایشگاهی و عددی می‌باشد. آزمایشات در دو گروه آزمایشات مصالح (مصالح بنایی و ECC) و آزمایش سازه‌ای (دیوارهای بنایی) انجام شد. آزمایش مصالح با هدف استفاده از نتایج آن در مدلسازی عددی و همچنین کسب اطمینان از انطباق مشخصات آنها با مفروضات آزمایشات نمونه‌های سازه‌ای انجام شد. برای آزمایشات سازه‌ای، سه نمونه دیوار بنایی شامل نمونه شاهد، نمونه سالم تقویت شده و نمونه آسیب‌دیده تقویت شده باربر ساخته شدند و تحت بار ثقلی ثابت به میزان $0/1$ مگاپاسکال و بار جانبی رفت و برگشتی قرار گرفتند. لایه ECC روی نمونه‌های سالم و آسیب‌دیده با روش مال‌کاری و به صورت یکطرفه اجرا شد. لایه ECC روی هر دو نمونه سالم و آسیب‌دیده به ترتیب با ضخامت ۱۵ و ۲۰ میلیمتر اجرا و از طریق شبکه آرماتورهای دوخت به شالوده متصل شد. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که ملات ECC باعث بهبود انسجام بین واحدهای بنایی می‌شود به نحوی که باعث پایداری کلی داخل صفحه نمونه‌ها تا پایان آزمایش می‌گردد. برای نمونه‌های شاهد (سالم و ترک‌خورده)، مود شکست لغزش درز ملات و برای نمونه‌های تقویت شده، مود شکست خمشی مشاهده شد. مقاومت برشی و اتلاف انرژی هر دو نمونه ترک‌خورده و سالم به میزان قابل توجهی افزایش یافت. میزان مقاومت برشی و اتلاف انرژی دیوار سالم مقاوم‌سازی شده به ترتیب 170% و 40% بیشتر از نمونه تقویت نشده بدست آمد. این میزان برای دیوار

ترک‌خورده مقاوم‌سازی شده به ترتیب ۳۳۰٪ و ۱۱۵٪ بیشتر از نمونه تقویت نشده بدست آمد. البته میزان شکل‌پذیری نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه شاهد تغییر محسوسی نداشت. در تغییر مکان‌های نسبی یکسان کمتر از ۰/۰۱ درصد، اختلاف مقادیر سختی نمونه‌های تقویت شده با نمونه شاهد نزدیک ۲۰ درصد بدست آمد. اما با افزایش تغییر مکان نسبی این اختلاف بیشتر شد. دلیل آن را می‌توان به انسجام دیوار بنایی به دلیل وجود لایه ECC و تاخیر در کاهش سختی نمونه تقویت شده در تغییر مکان‌های بزرگ نسبت داد. از طریق روش عددی تاثیر سایر پارامترها شامل تغییر بار ثقلی دیوار، تغییر ضخامت لایه ECC و همچنین اجرای دو طرفه لایه ECC بر عملکرد نمونه سالم مورد واکاوی قرار گرفت. نتایج روش عددی نشان داد، مقدار ظرفیت دیوار برشی سالم تقویت شده به صورت یک‌طرفه برای بار ثقلی ۰/۵ مگاپاسکال و ۱ مگاپاسکال به ترتیب ۸۰٪ و ۳۰٪ بیشتر از دیوار تقویت نشده می‌باشد. این مقدار برای تقویت دو طرفه به ترتیب ۱۷۰٪ و ۷۰٪ بدست آمد. این نتایج اینگونه می‌تواند تفسیر شود که با افزایش نیروی محوری دیوار (نیروی ناشی از بارهای ثقلی) تاثیر ملات ECC در افزایش ظرفیت برشی دیوار کاهش می‌یابد. مطابق نتایج روش عددی، ظرفیت دیوار تقویت شده به صورت یک‌طرفه، تحت بار ثقلی ۰/۱ مگاپاسکال و برای ضخامت‌های لایه ECC برابر ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۳۰ میلیمتر به ترتیب ۱۴۰٪، ۱۸۰٪، ۲۳۰٪ و ۳۵۰٪ بیشتر از ظرفیت دیوار تقویت نشده می‌باشد. در واقع با افزایش ضخامت لایه ECC مقاومت برشی دیوار تقویت شده متناسب با ضخامت لایه ECC افزایش می‌یابد. بر اساس نتایج بدست آمده رابطه ساده‌ای برای تخمین مقاومت برشی دیوارهای بنایی تقویت شده با ملات ECC ارائه شد. به طور کلی نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان داد که استفاده از ملات ECC می‌تواند به میزان معناداری رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح سالم و آسیب دیده را (بویژه افزایش مقاومت برشی و اتلاف انرژی) بهبود دهد.

کلمات کلیدی: دیوار بنایی برابر آسیب‌دیده، مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده، زلزله، نیروی رفت و برگشتی، مدل‌سازی عددی، مقاوم‌سازی، مود شکست

لیست مقالات مستخرج از رساله

الف - مقالات ژورنالی

۱- نماینده نیاسر علیرضا، جندقی علایی فرشید، مجیدزمانی سهیل. بررسی عددی عملکرد داخل صفحه دیوارهای بنایی تقویت شده با مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی با تاکید بر تاثیر اتصال به شالوده. مهندسی عمران مدرس. ۱۳۹۸؛ ۱۹ (۲): ۲۰۸-۱۹۷.

2-Niasar, A. N, Alaei, F. J, and Zamani, S. M. "Experimental investigation on the performance of unreinforced masonry wall, retrofitted using engineered cementitious composites". J of Construction and Building Materials, Volume 239, 10 April 2020.

ب - مقالات کنفرانسی

3- Niasar, A. N, Alaei, F. J, and Zamani, S. M. "Parametric Study of Masonry Wall Retrofitted by Engineered Cementitious Composites". 8th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, 11-13 Nov. 2019, Tehran, Iran.

4- Niasar, A. N, Alaei, F. J, and Zamani, S. M. "Experimental investigation on the shear-sliding behaviour of masonry, retrofitted by engineered cementitious composites". 8th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, 11-13 Nov. 2019, Tehran, Iran.

۵- نماینده نیاسر علیرضا، جندقی علایی فرشید، مجیدزمانی سهیل. بررسی عددی تاثیر مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده بر عملکرد لرزه ای دیوارهای بنایی. یازدهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، ۱۸-۲۰ اردیبهشت ۱۳۹۷.

فهرست مطالب

فهرست جداول	ض
فهرست اشکال	ظ
فصل اول: مقدمه	
۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- مروری بر کارهای انجام شده	۳
۱-۲-۱- ویژگی و رفتار دیوارهای بنایی غیرمسلح	۳
۲-۲-۱- روش‌های مدل‌سازی دیوار بنایی	۸
۱-۲-۲-۱- روش میکرو	۸
۲-۲-۲-۱- روش ماکرو	۹
۳-۲-۱- مدل‌سازی اجزای بنایی	۱۱
۱-۳-۲-۱- مدل‌سازی واحدهای بنایی	۱۲
۲-۳-۲-۱- مدل‌سازی سطح تماس اجزا	۱۳
۴-۲-۱- ویژگی و رفتار مصالح مرکب پایه سیمانی	۱۵
۱-۴-۲-۱- مشخصات الیاف	۱۵
۲-۴-۲-۱- مشخصات ماتریس	۱۶
۵-۲-۱- دسته‌بندی مصالح مرکب پایه سیمانی	۱۷
۱-۵-۲-۱- کامپوزیت‌های پایه سیمانی فرا فوق توانمند	۱۷
۲-۵-۲-۱- مصالح مرکب پایه سیمانی فوق توانمند	۱۸
۱-۲-۵-۲-۱- مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده	۲۰
۱-۱-۲-۵-۲-۱- مشخصات رفتاری و مقاومتی	۲۱
۲-۱-۲-۵-۲-۱- مدل‌های رفتاری مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده	۲۵
۶-۲-۱- روش‌های مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی	۲۶
۱-۶-۲-۱- روش مش فولادی و شاتکریت بتنی	۲۷

۲۷۱-۲-۶-۲- مصالغ مرکب پلیمری
۲۸۱-۲-۶-۳- ملات ECC
۳۲۱-۲-۷- ترمیم و مقاوم سازی دیوارهای بنایی آسیب دیده
۳۶۱-۳- مطالعه مقدماتی مبتنی بر روش عددی
۳۶۱-۳-۱- روش مدلسازی مصالح بنایی
۳۷۱-۳-۱- نحوه معرفی مشخصات لایه تماسی در نرم افزار
۳۸۱-۳-۱-۲- نحوه مدلسازی مصالح بنایی
۳۸۱-۳-۱-۲-۱- مدل بتن شکننده
۳۹۱-۳-۱-۲-۲- مدل بتن ترک خورده
۳۹۱-۳-۱-۲-۳- مدل بتن آسیب دیده پلاستیک
۴۰۱-۳-۱-۳- نحوه مدلسازی ملات ECC
۴۱۱-۳-۲- اعتبار سنجی مدل عددی
۴۴۱-۳-۳- مشخصات نمونه های آزمایشگاهی
۴۵۱-۳-۴- نتایج حاصل از مدلسازی عددی
۴۵۱-۳-۴-۱- نتایج بدون اتصال به شالوده
۴۵۱-۳-۴-۱-۱- مشخصات مود شکست
۴۷۱-۳-۴-۲- بررسی پارامترهای رفتاری
۴۹۱-۳-۴-۲-۱- مقاومت تسلیم
۴۹۱-۳-۴-۲-۲- مقاومت نهایی
۴۹۱-۳-۴-۲-۳- اتلاف انرژی
۵۰۱-۳-۴-۲-۴- سختی
۵۰۱-۳-۴-۲- نتایج حالت با اتصال به شالوده
۵۰۱-۳-۴-۲-۱- مشخصات مود شکست
۵۳۱-۳-۴-۲-۲- بررسی پارامترهای رفتاری
۵۴۱-۳-۴-۲-۱- مقاومت تسلیم
۵۴۱-۳-۴-۲-۲- مقاومت نهایی
۵۵۱-۳-۴-۲-۳- اتلاف انرژی

۸۶ ۳-۳-۱-۱- ساخت نمونه‌های بنایی
۸۶ ۳-۳-۱-۲- اجرای ملات ECC
۸۷ ۳-۳-۲- روش پیش تنیده کردن نمونه‌ها
۸۸ ۳-۳-۳- روش انجام آزمایش
۸۹ ۳-۳-۴- نتایج آزمایشات و بحث و بررسی
۹۲ ۳-۳-۵- خلاصه نتایج آزمایشات
۹۵ فصل چهارم: آزمایشات دیوارهای بنایی باربر تقویت شده با ملات ECC
۹۶ ۴-۱- مقدمه
۹۶ ۴-۲- مشخصات نمونه‌ها
۹۷ ۴-۳- جزییات ساخت نمونه‌ها
۹۷ ۴-۳-۱- شالوده زیر دیوار
۹۹ ۴-۳-۲- ساخت دیوار بنایی و کلاف روی دیوار
۱۰۰ ۴-۳-۳- اجرای ملات ECC
۱۰۱ ۴-۳-۳-۱- اجرای آرماتورهای فولادی دوخت
۱۰۱ ۴-۳-۳-۲- ساخت و اجرای ملات ECC
۱۰۴ ۴-۳-۴- چیدمان آزمایش و روش انجام آن
۱۰۶ ۴-۴- الگوی بارگذاری
۱۰۸ ۴-۵- نتایج و بحث و بررسی آزمایشات
۱۰۸ ۴-۵-۱- اتلاف انرژی
۱۰۹ ۴-۵-۲- سختی
۱۱۰ ۴-۵-۳- مقاومت و شکل‌پذیری
۱۱۱ ۴-۵-۴- منحنی چرخه‌ای و مشاهدات آزمایشگاهی نمونه‌ها
۱۱۱ ۴-۵-۴-۱- نمونه شاهد (S1-UD-UR)
۱۱۳ ۴-۵-۴-۲- نمونه سالم تقویت شده با ملات ECC (S2-UD-R-T15)
۱۱۵ ۴-۵-۴-۳- نمونه ترک خورده ترمیم شده با ملات ECC
۱۱۵ ۴-۵-۴-۱- قبل از تقویت
۱۱۵ ۴-۵-۴-۲- پس از تقویت

۱۱۸ ۴-۵-۵- بررسی ویژگی‌های مهم نمونه‌ها
۱۱۹ ۴-۵-۵-۱- مقاومت نمونه‌ها
۱۲۰ ۴-۵-۵-۲- سختی
۱۲۰ ۴-۵-۵-۳- اتلاف انرژی
۱۲۲ ۴-۵-۵-۴- پارامترهای شکل‌پذیری
۱۲۵ فصل پنجم : مطالعات پارامتریک نمونه‌های آزمایشگاهی با استفاده از روش عددی
۱۲۶ ۵-۱- مقدمه
۱۲۶ ۵-۲- مفروضات مدلسازی مصالح
۱۲۶ ۵-۲-۱- مدل رفتاری مصالح بنایی و المان تماسی
۱۲۷ ۵-۲-۲- مدل رفتاری ملات ECC
۱۲۷ ۵-۳- اعتبارسنجی مدل عددی
۱۳۰ ۵-۴- بررسی پارامتریک
۱۳۰ ۵-۴-۱- تاثیر تغییرات بار قائم و اجرای دو طرفه لایه ECC
۱۳۴ ۵-۵- تاثیر ضخامت لایه ECC
۱۳۶ ۵-۶- تخمین ظرفیت دیوار تقویت شده با ملات ECC
۱۳۸ ۵-۷- مقایسه نتایج اندازه‌گیری شده با مقادیر محاسباتی
۱۳۸ ۵-۸- مقایسه فنی و اقتصادی روش ملات ECC و مش فولادی و شاتکریت
۱۳۹ ۵-۸-۱- مقایسه فنی
۱۴۰ ۵-۸-۲- مقایسه اقتصادی
۱۴۳ فصل ششم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات
۱۴۴ ۶-۱- نتایج
۱۴۴ الف- نمونه سالم
۱۴۵ ب- نمونه ترک‌خورده
۱۴۶ ۶-۲- پیشنهادات
۱۴۷ مراجع

فهرست جداول

- جدول ۱-۱- نمونه طرح اختلاط ملات برای ساخت ماتریس مصالح مرکب پایه سیمانی [19]..... ۱۶
- جدول ۱-۲- انواع کامپوزیت‌های پایه سیمانی [20] ۱۸
- جدول ۱-۳- مشخصات الیاف مصالح مرکب پایه سیمانی فوق توانمند [19] ۲۰
- جدول ۱-۴- ویژگی‌های الیاف برای ساخت ملات ECC [21] ۲۳
- جدول ۱-۵- طرح اختلاط نمونه‌های ملات ECC [23] ۲۴
- جدول ۱-۶- ضریب تاثیر ضخامت دیوار بر چسبندگی دیوار و لایه ECC [46] ۳۱
- جدول ۱-۷- مشخصات طرح اختلاط ملات ECC [46] ۴۲
- جدول ۱-۸- مشخصات مصالح بنایی جهت مدلسازی [46] ۴۲
- جدول ۱-۹- مشخصات سختی و مقاومت المان تماسی مصالح بنایی [54] ۴۲
- جدول ۱-۱۰- مشخصات سختی و مقاومت المان تماسی بنایی [54] ۴۴
- جدول ۱-۱۱- ویژگی‌های رفتاری دیوار مرجع و تقویت شده با ملات ECC (بدون آرماتور دوخت) ۴۸
- جدول ۱-۱۲- ویژگی‌های رفتاری دیوار مرجع و تقویت شده با ملات ECC و آرماتور دوخت ۵۳
- جدول ۱-۱۳- مقایسه مقادیر مقاومت برشی محاسباتی و عددی ۵۷
- جدول ۲-۱- ابعاد آجرها (میلیمتر) ۶۳
- جدول ۲-۲- میزان جذب رطوبت آجرها ۶۴
- جدول ۲-۳- مقاومت فشاری آجر ۶۵
- جدول ۲-۴- مشخصات نمونه‌ها و نتایج آزمایش مقاومت فشاری محوری آجرها ۶۷
- جدول ۲-۵- نتایج آزمایش فشاری محوری ملات ماسه سیمان ۶۹
- جدول ۲-۶- وزن مصالح مصرفی جهت ساخت ملات ECC در واحد حجم (کیلوگرم) ۷۰

- جدول ۲-۷- مشخصات الیاف PVA ۷۱
- جدول ۲-۸- مشخصات مکانیکی نمونه‌های دمبلی در کشش ۷۳
- جدول ۲-۹- مشخصات مکانیکی نمونه‌های استوانه‌ای در کشش ۷۵
- جدول ۲-۱۰- میانگین مشخصات مکانیکی ملات ECC ۷۵
- جدول ۳-۱- ضرایب اصلاح مقادیر مقاومت فشاری منشور بنایی [59] ۷۹
- جدول ۳-۲- مشخصات نمونه‌های منشور بنایی ۷۹
- جدول ۳-۳- نتایج آزمایش برش درز ملات برخی از مطالعات ۸۴
- جدول ۳-۴- مشخصات نمونه‌های آزمایش برش درز ملات ۸۵
- جدول ۳-۵- نتایج آزمایش سه آجره تقویت نشده بدون فشار محوری ۹۰
- جدول ۳-۶- نتایج آزمایش سه آجره تقویت شده، بدون فشار محوری ۹۰
- جدول ۳-۷- خلاصه نتایج آزمایش برش درز ملات ۹۳
- جدول ۴-۱- طرح اختلاط بتن شالوده زیر دیوار (کیلوگرم بر مترمکعب) ۹۸
- جدول ۴-۲- نتایج آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای بتن شالوده زیر دیوار ۹۸
- جدول ۴-۳- وزن مصالح برای ساخت ملات ECC جهت مقاوم سازی نمونه ترک نخورده (کیلوگرم) ۱۰۲
- جدول ۴-۴- مقادیر پارامترهای شکل‌پذیری نمونه‌ها ۱۲۳
- جدول ۵-۱- مشخصات سختی و مقاومت المان تماسی مصالح بنایی ۱۲۷
- جدول ۵-۲- مقایسه نتایج عددی و محاسباتی ظرفیت برشی دیوار بنایی باربر تقویت شده ۱۳۸
- جدول ۵-۳- مشخصات لایه تقویت و مقادیر ظرفیت برشی دو روش ۱۳۹
- جدول ۵-۴- هزینه اجرای روش ملات ECC ۱۴۰
- جدول ۵-۵- هزینه اجرای روش مش فولادی و شاتکریت ۱۴۱

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱- دیوار بنایی باربر تحت بار قائم و جانبی.....۴
- شکل ۱-۲- منحنی رفتاری دیوارهای بنایی باربر غیرمسلح [2].....۵
- شکل ۱-۳- مودهای شکست دیوارهای باربر بنایی [1].....۵
- شکل ۱-۴- تغییرات مقاومت برشی و مود شکست دیوار بنایی نسبت به تغییرات تنش محوری [4].....۶
- شکل ۱-۵- تفکیک نوع شکست در ساختمان‌های آجری با ملات ماسه سیمان [8].....۷
- شکل ۱-۶- چارچوب مدلسازی دیوارهای بنایی [9].....۸
- شکل ۱-۷- روش‌های مدلسازی سازه‌های بنایی [10].....۹
- شکل ۱-۸- مدل فنر مرکب برای دیوار بنایی [13].....۱۰
- شکل ۱-۹- مدل ماکرو پیشنهادی آقای chen و همکاران [14].....۱۰
- شکل ۱-۱۰- مدلسازی زوج المان صلب تحت اثر بارهای محوری افقی و قائم [15].....۱۱
- شکل ۱-۱۱- نمونه دیوار بنایی و واحد بنایی شبیه سازی شده با چهار المان صلب [16].....۱۱
- شکل ۱-۱۲- مکانیزم شکست المان بنایی [17].....۱۲
- شکل ۱-۱۳- مدل رفتار مکانیکی واحد بنایی جهت مدلسازی بنایی [5].....۱۲
- شکل ۱-۱۴- مدل کلاهیکی تماسی [17].....۱۳
- شکل ۱-۱۵- نحوه مدلسازی المان تماسی همگن شده [17].....۱۴
- شکل ۱-۱۶- خلاصه ویژگی‌های الیاف [19].....۱۵
- شکل ۱-۱۷- منحنی عمومی تنش- کرنش مصالح مرکب پایه سیمانی فوق توانمند در کشش [19].....۱۹
- شکل ۱-۱۸- منحنی تنش- کرنش بتن معمولی، مصالح مرکب سیمانی و سیمانی مهندسی شده [20].....۲۲
- شکل ۱-۱۹- تاثیر نوع الیاف بر رفتار ملات ECC تحت تاثیر کشش مستقیم [21].....۲۳
- شکل ۱-۲۰- منحنی تنش- کرنش کشش مستقیم طرح اختلاط S3 [23].....۲۴

- شکل ۱-۲۱- مشخصات مصالح جهت ساخت ملات ECC و نتیجه آزمایش کشش مستقیم [24] ۲۵
- شکل ۱-۲۲- جزییات آزمایش کشش قطری دیوارکها [46] ۳۱
- شکل ۱-۲۳- عملکرد سازه سالم، آسیب دیده و آسیب دیده ترمیم شده یا ارتقاء یافته [50] ۳۴
- شکل ۱-۲۴- منحنی تغییر مکان- نیرو در مود شکست لغزش در محل درز ملات [49] ۳۵
- شکل ۱-۲۵- مودهای شکست و رفتار تنش - لغزش المان تماسی [53] ۳۷
- شکل ۱-۲۶- پاسخ بتن تحت بار محوری [53] ۴۰
- شکل ۱-۲۷- پوش منحنی های شکست ملات ECC [25] ۴۱
- شکل ۱-۲۸- منحنی رفتاری جهت مدل سازی ملات ECC [23, 46] ۴۳
- شکل ۱-۲۹- نتایج آزمایشگاهی [46] و عددی دیوارک بنایی ۴۴
- شکل ۱-۳۰- کرنش پلاستیک ملات ECC (تقویت یک طرفه- بدون آرماتور دوخت) ۴۶
- شکل ۱-۳۱- منحنی نیرو- تغییر مکان (بدون آرماتور دوخت) ۴۷
- شکل ۱-۳۲- منحنی نیرو- تغییر مکان دوخطی [2] ۴۸
- شکل ۱-۳۳- کرنش پلاستیک ECC (مود قطری- با آرماتور دوخت) ۵۱
- شکل ۱-۳۴- کرنش پلاستیک ECC (مود لغزشی- با آرماتور دوخت) ۵۲
- شکل ۱-۳۵- منحنی نیرو- تغییر مکان نمونه ها (با آرماتور دوخت) ۵۳
- شکل ۱-۳۶- نسبت مقاومت تسلیم نمونه تقویت شده به مرجع ۵۴
- شکل ۱-۳۷- نسبت مقاومت نهایی نمونه تقویت شده به مرجع ۵۵
- شکل ۱-۳۸- نسبت مقدار اتلاف انرژی نمونه تقویت شده به مرجع ۵۶
- شکل ۱-۳۹- نسبت سختی نمونه تقویت شده به نمونه مرجع ۵۶
- شکل ۱-۴۰- برنامه آزمایشات این تحقیق ۶۰
- شکل ۲-۱- نحوه آماده سازی و انجام آزمایش تعیین مقاومت فشاری آجر ۶۴
- شکل ۲-۲- جزییات چیدمان آزمایش فشاری تک محوری نمونه های استوانه ای آجر ۶۶
- شکل ۲-۳- منحنی تنش-کرنش فشاری آجر ۶۷

- شکل ۲-۴- منحنی دانه‌بندی ماسه ۶۸
- شکل ۲-۵- جزییات چیدمان آزمایش فشاری تک محوری نمونه‌های استوانه‌ای ملات ماسه سیمان ۶۹
- شکل ۲-۶- منحنی تنش- کرنش فشاری ملات ماسه سیمان ۷۰
- شکل ۲-۷- مصالح استفاده شده برای ساخت ملات ECC ۷۱
- شکل ۲-۸- مشخصات نمونه دمبلی برای آزمایش کشش مستقیم ۷۲
- شکل ۲-۹- مشخصات قالب و تصویری از ملات ECC ساخته شده در آزمایشگاه ۷۳
- شکل ۲-۱۰- منحنی تنش- کرنش ملات ECC در کشش ۷۴
- شکل ۲-۱۱- چیدمان آزمایش و منحنی تنش- کرنش فشاری ملات ECC ۷۵
- شکل ۲-۱۲- پوش منحنی تنش- کرنش کششی و فشاری ملات ECC ۷۶
- شکل ۳-۱- روش های ساخت منشور بنایی [59] ۷۸
- شکل ۳-۲- نحوه تقویت منشور بنایی با ملات ECC ۸۰
- شکل ۳-۳- جزییات قرارگیری تغییرمکان سنج روی نمونه منشور بنایی و مود شکست نمونه‌ها ۸۱
- شکل ۳-۴- منحنی نیرو- تغییرمکان نسبی نمونه‌های بنایی مرجع و تقویت شده ۸۱
- شکل ۳-۵- سطوح شکست برش درز ملات بنایی با تنش فشاری محوری [63] ۸۲
- شکل ۳-۶- روش های آزمایش برش درز ملات ۸۳
- شکل ۳-۷- نحوه تقویت نمونه بنایی با ملات ECC ۸۶
- شکل ۳-۸- جزییات پیش تنیده کردن نمونه‌ها ۸۸
- شکل ۳-۹- چیدمان آزمایش سه آجره بدون فشار محوری ۸۸
- شکل ۳-۱۰- چیدمان آزمایش سه آجره با فشار محوری بعد از تقویت ۸۹
- شکل ۳-۱۱- چیدمان آزمایش سه آجره با فشار محوری قبل از تقویت ۸۹
- شکل ۳-۱۲- نتایج آزمایش سه آجره با فشار محوری بعد از تقویت- تنش محوری ۰,۵ مگاپاسکال ۹۱
- شکل ۳-۱۳- نتایج آزمایش سه آجره با فشار محوری بعد از تقویت- تنش محوری یک مگاپاسکال ۹۱
- شکل ۳-۱۴- نتایج آزمایش سه آجره با فشار محوری قبل از تقویت ۹۲

- شکل ۴- ۱- موقعیت دیوار انتخاب شده برای آزمایش ۹۷
- شکل ۴- ۲- جزییات اجرایی شالوده بتنی زیر دیوار ۹۸
- شکل ۴- ۳- آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی ساخت شالوده زیر دیوار ۹۹
- شکل ۴- ۴- ساخت دیوار و کلاف بتنی روی دیوار ۱۰۰
- شکل ۴- ۵- مراحل کاشت آماتور دوخت ۱۰۲
- شکل ۴- ۶- نحوه اجرای ملات ECC روی دیوار ۱۰۳
- شکل ۴- ۷- جزییات اجرایی ملات ECC روی دیوار بنایی باربر ۱۰۴
- شکل ۴- ۸- چیدمان آزمایش و جزییات قرارگیری تجهیزات بارگذاری و اندازه‌گیری نیرو و تغییرمکان ۱۰۵
- شکل ۴- ۹- چیدمان آزمایش و جزییات قرارگیری تجهیزات بارگذاری و اندازه‌گیری نیرو و تغییرمکان (در محل آزمایش) ۱۰۶
- شکل ۴- ۱۰- انواع مختلف پروتکل بارگذاری [66] ۱۰۷
- شکل ۴- ۱۱- پروتکل بارگذاری جانبی نمونه‌ها (سیکل بارگذاری - تغییر مکان نسبی) [67] ۱۰۸
- شکل ۴- ۱۲- نحوه محاسبه سختی دیوار در یک چرخه بارگذاری [47] ۱۰۹
- شکل ۴- ۱۳- نحوه دوخطی سازی منحنی پوش آزمایشگاهی [70] ۱۱۰
- شکل ۴- ۱۴- منحنی چرخه‌ای نمونه شاهد ۱۱۲
- شکل ۴- ۱۵- الگوی ترک خوردگی نمونه شاهد ۱۱۳
- شکل ۴- ۱۶- منحنی چرخه‌ای نمونه تقویت شده با ملات ECC ۱۱۴
- شکل ۴- ۱۷- الگوی ترک خوردگی نمونه تقویت شده با ملات ECC ۱۱۵
- شکل ۴- ۱۸- منحنی چرخه‌ای نمونه آسیب دیده قبل از تقویت ۱۱۶
- شکل ۴- ۱۹- الگوی ترک خوردگی نمونه آسیب دیده قبل از تقویت ۱۱۶
- شکل ۴- ۲۰- منحنی چرخه‌ای نمونه آسیب دیده بعد از تقویت ۱۱۷
- شکل ۴- ۲۱- الگوی ترک خوردگی نمونه آسیب دیده بعد از تقویت ۱۱۸
- شکل ۴- ۲۲- منحنی پوش نیرو- تغییرمکان نمونه شاهد و تقویت شده ۱۱۹

- شکل ۴- ۲۳- منحنی زوال سختی نمونه‌ها بر اساس تغییرمکان نسبی طبقات..... ۱۲۰
- شکل ۴- ۲۴- منحنی تجمعی اتلاف انرژی نمونه‌ها بر اساس سیکل‌های بارگذاری..... ۱۲۱
- شکل ۴- ۲۵- منحنی دو خطی نیرو- تغییرمکان نسبی..... ۱۲۲
- شکل ۵- ۱- مدل سه بعدی دیوار تقویت شده با مصالح بنایی و ملات ECC در ABAQUS..... ۱۲۸
- شکل ۵- ۲- توزیع کرنش پلاستیک نمونه تقویت شده..... ۱۲۹
- شکل ۵- ۳- منحنی نیرو تغییرمکان نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی..... ۱۲۹
- شکل ۵- ۴- منحنی نیرو- تغییرمکان دیوار تقویت شده با ملات ECC و تنش قائم ۰,۵ مگاپاسکال..... ۱۳۰
- شکل ۵- ۵- منحنی نیرو- تغییرمکان دیوار تقویت شده با ملات ECC و تنش قائم ۱ مگاپاسکال..... ۱۳۱
- شکل ۵- ۶- تغییرات ظرفیت برشی دیوار سالم و آسیب دیده نسبت به تنش قائم..... ۱۳۱
- شکل ۵- ۷- تغییرات نسبت ظرفیت برشی دیوار مقاوم‌سازی شده به دیوار سالم و آسیب دیده مرجع نسبت به تنش قائم..... ۱۳۱
- شکل ۵- ۸- توزیع کرنش پلاستیک در دیوار سالم تقویت شده با تنش قائم ۱ مگاپاسکال..... ۱۳۲
- شکل ۵- ۹- توزیع کرنش پلاستیک در دیوار سالم تقویت شده با تنش قائم ۰,۵ مگاپاسکال..... ۱۳۳
- شکل ۵- ۱۰- تاثیر تغییر ضخامت لایه ECC بر منحنی نیرو- تغییرمکان دیوار سالم..... ۱۳۵
- شکل ۵- ۱۱- توزیع کرنش پلاستیک دیوار سالم تقویت شده با ملات ECC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر..... ۱۳۵
- شکل ۵- ۱۲- توزیع نیرو و دیاگرام تنش- کرنش در دیوار تقویت شده با ملات ECC..... ۱۳۷

فصل اول: مقدمه

۱-۱- مقدمه

باتوجه به تعداد قابل توجه ساختمان‌های بنایی غیرمسلح در نقاط مختلف کشور بویژه مناطق لرزه‌خیز، تمایل محققان به بررسی رفتار این ساختمان‌ها را دو چندان می‌نماید. نگرش کلی راجع به مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها می‌تواند به دو دسته مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی سالم قبل از زلزله و مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی آسیب‌دیده ناشی از زلزله دسته‌بندی شود.

طی سال‌های گذشته بویژه بعد از دهه ۸۰ شمسی که اوج انجام مطالعات بهسازی لرزه‌ای در کشور می‌باشد این تحقیقات عمدتاً به سمت بررسی عملکرد ایده‌های بهسازی سوق پیدا کرده‌است. در واقع با انجام این تحقیقات که به صورت آزمایشگاهی و یا عددی می‌باشد، اطمینان نسبی از عملکرد مناسب این ایده‌ها برای جامعه علمی و حرفه‌ای ایجاد کرده‌است، هر چند در بعضی حوزه‌ها خلأ تحقیقات وجود دارد.

روش‌های رایج مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی غیرمسلح شامل مش و شاتکریت، دیوارهای برشی، مهاربندی ضربداری و FRP می‌باشد که در بین این روش‌ها، روش مش و شاتکریت بیشترین کاربرد را داشته و البته در این خصوص تحقیقات متعددی انجام شده‌است. اما در خصوص ساختمان‌های بنایی که پس از زلزله آسیب دیده‌اند و همچنین روش‌های بهسازی آنها، تحقیقات محدودی انجام شده‌است.

از جمله مصالح نوین که طی دو دهه گذشته از سوی محققان، عمدتاً در سطح بین‌المللی، جهت مقاوم‌سازی سازه‌های بنایی (بویژه میانقاب‌های بنایی) مورد توجه قرار گرفته‌است مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده می‌باشد. در این تحقیق، با استفاده از روش‌های آزمایشگاهی و عددی، تاثیر مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده بر رفتار داخل صفحه دیوار بنایی باربر سالم و آسیب‌دیده بررسی و نتایج آن ارائه می‌شود. در این فصل به بررسی مطالعات و تحقیقات انجام شده داخلی و بین‌المللی پرداخته می‌شود. در ادامه نتایج مطالعه مقدماتی موضوع این تحقیق که مبتنی بر

روش عددی انجام شده است ارائه می‌شود. در انتهای فصل ضرورت انجام تحقیق و روش انجام آن ارائه می‌شود.

۱-۲- مروری بر کارهای انجام شده

در این بخش به بررسی مطالعات و تحقیقات انجام شده داخلی و بین‌المللی شامل ویژگی و رفتار دیوارهای بنایی باربر غیرمسلح، روش‌های مدلسازی، روش‌های مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی سالم و آسیب‌دیده، ویژگی و رفتار مصالح مرکب پایه سیمانی، مدل‌های رفتاری مصالح مرکب پایه سیمانی پرداخته می‌شود.

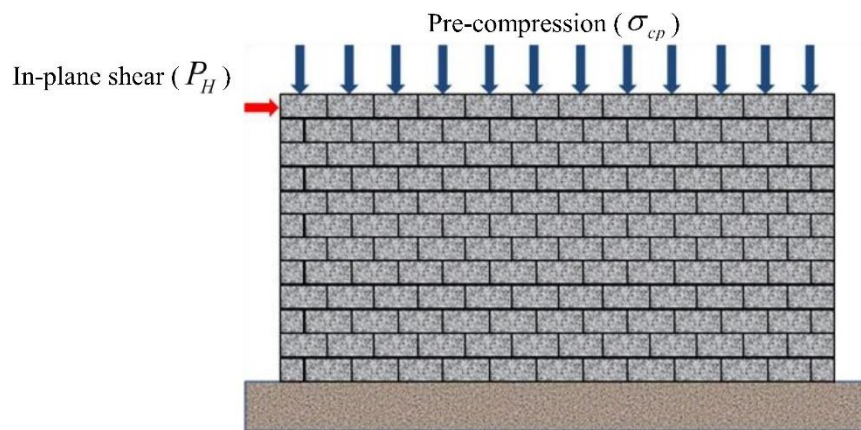
۱-۲-۱- ویژگی و رفتار دیوارهای بنایی غیرمسلح

دیوارهای بنایی غیرمسلح شامل قرارگیری واحدهای بنایی از طریق مصالح چسباننده (ملات) در کنار یکدیگر می‌باشد که بسته به نقش آن در سازه به صورت دیوار باربر ثقیل و جانبی در ساختمان بنایی و یا پرکننده (میانقاب) در ساختمان‌های بتنی و یا فولادی متفاوت می‌باشد. دلیل واژه غیرمسلح نبود المان کششی چون آرماتور فولادی در دیوار می‌باشد. المان بنایی شامل واحد بنایی (آجر، بلوک یا سنگ) و جزء ملات می‌باشد. از عوامل تاثیر گذار بر رفتار داخل و خارج از صفحه دیوارهای بنایی کیفیت واحدهای بنایی، کیفیت اتصال بین آنها، کیفیت چیدمان واحدهای بنایی، میزان بازشو، نسبت ابعاد دیوار، میزان بارثقلی و..... می‌باشد که با توجه به گستردگی این عوامل تاثیر همزمان آنها در یک تحقیق عملی نبوده و هر تحقیقی مبتنی بر فرض اولیه راجع به تعدادی از این عوامل می‌باشد.

در ادامه جهت بررسی رفتار و تعیین مودهای شکست دیوار بنایی غیرمسلح، نتایج تحقیقات انجام شده در این زمینه ارائه می‌گردد. لازم به ذکر است با توجه به گستره تحقیقات، دامنه این بررسی صرفاً برای دیوار ساده (بدون بازشو) و رفتار داخل صفحه دیوار می‌باشد.

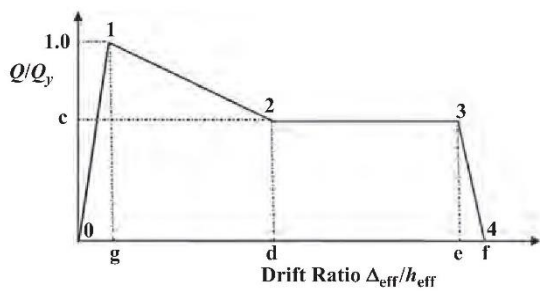
دیوار بنایی تحت بار فشاری مقاومت قابل قبولی از خود نشان می‌دهد ولی تحت نیروی برشی یا خمشی رفتار ترد دارد. در شکل (۱-۱) دیوار باربر تحت بار جانبی داخل صفحه و بار قائم نمایش داده شده‌است.

پدیده شکست در دیوارهای بنایی متداول بر اثر جدا شدن تماس واحد بنایی و ملات و یا ترک خوردن واحدهای بنایی و یا لایه‌های ملات می‌باشد. تغییرات مقاومت چسبندگی سطوح تماس ملات با آجر دلیل اصلی وقوع انواع شکست می‌باشد. درحالی که واحدها ضعیف باشند و مقاومت چسبندگی ملات بالا باشد سطح شکست از محل واحدها عبور می‌کنند. همچنین استفاده از ملات با مقاومت چسبندگی بالا و با ضخامت کمتر باعث افزایش مقاومت فشاری دیوار می‌شود [1].

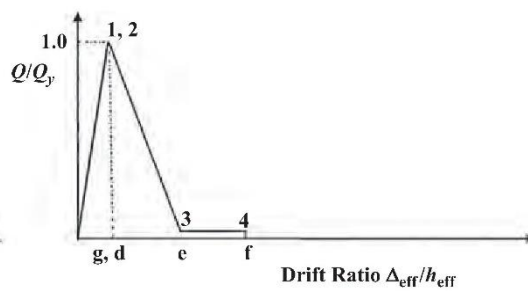


شکل ۱-۱- دیوار بنایی باربر تحت بار قائم و جانبی

مودهای شکست دیوار بنایی غیرمسلح متداول می‌تواند شامل مود شکست گهواره‌ای، لغزش درز ملات در ردیف پایینی دیوار، خردشدگی پنجه-پاشنه و ترک کششی در امتداد قطر دیوار و یا ترکیبی از آنها باشد. مطابق شکل (۲-۱) رفتار دو مود شکست اول به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و بقیه مودها کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشد [2]. وقوع هر یک از این مودهای شکست عمدتاً به عواملی همچون نسبت ارتفاع به طول دیوار، تنش قائم و خواص مصالح از جمله نسبت مقاومت چسبندگی به مقاومت فشاری دیوار بنایی وابسته می‌باشد. در شکل (۳-۱) سه مود شکست دیوار بنایی باربر با در نظر گرفتن تاثیر نسبت ابعادی نشان داده شده‌است.

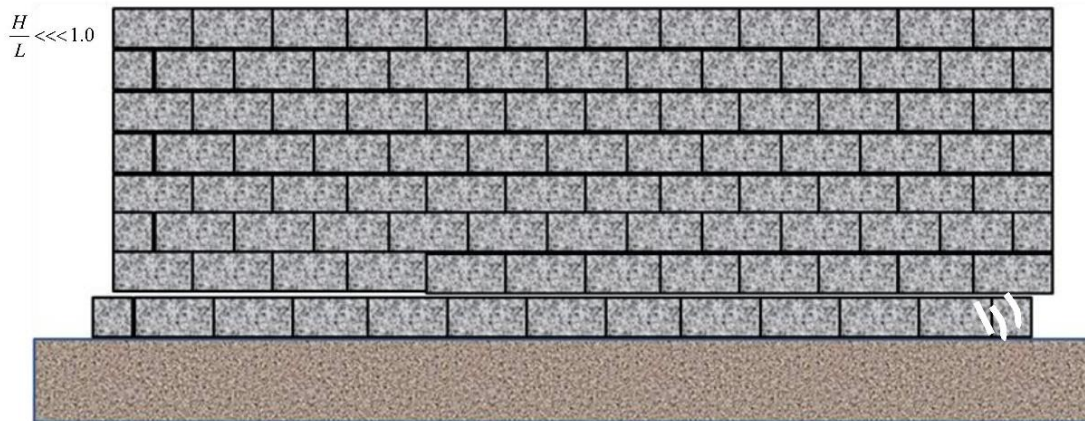


(ب) کنترل شونده توسط تغییر شکل

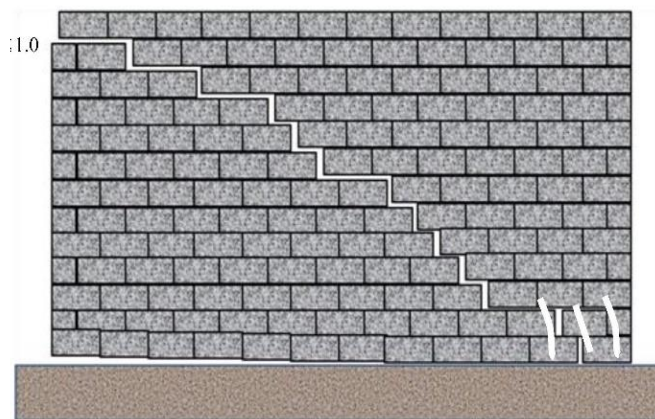


(الف) کنترل شونده توسط نیرو

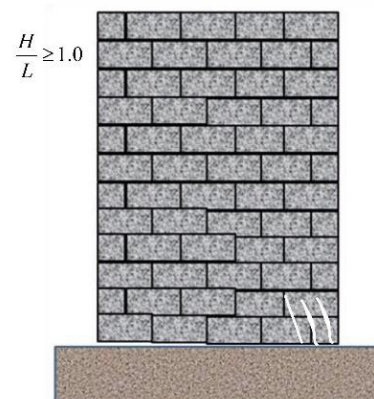
شکل ۱-۲- منحنی رفتاری دیوارهای بنایی باربر غیرمسلح [2]



(الف) مود لغزش درز ملات



(ج) مود قطری



(ب) مود خرد شدگی پنجه

شکل ۱-۳- مودهای شکست دیوارهای باربر بنایی [1]

برای محاسبه ظرفیت دیوار در هر یک از مودهای شکست از روابط (۱-۱) الی (۵-۱) استفاده می‌شود [2]. مقدار ظرفیت برشی دیوار برابر کمترین مقدار بدست آمده از روابط هر چهار مود می‌باشد. در این

روابط Q_1 ، Q_2 ، Q_3 و Q_4 به ترتیب مقاومت برشی دیوار در موده‌های گهواره‌ای، لغزش درز ملات، خردشدگی پنجه و کششی قطری می‌باشد. همچنین N ، f_a ، f'_m ، c ، f'_{dt} به ترتیب نیروی محوری داخل دیوار، تنش محوری فشاری دیوار، مقاومت فشاری منشور بنایی، مقاومت چسبندگی واحد بنایی و ملات و مقاومت کششی قطری منشور بنایی می‌باشد. L_w ، H_w و t_m به ترتیب طول، ارتفاع و ضخامت دیوار می‌باشد.

$$V_m = \min(Q_1, Q_2, Q_3, Q_4) \quad (1-1)$$

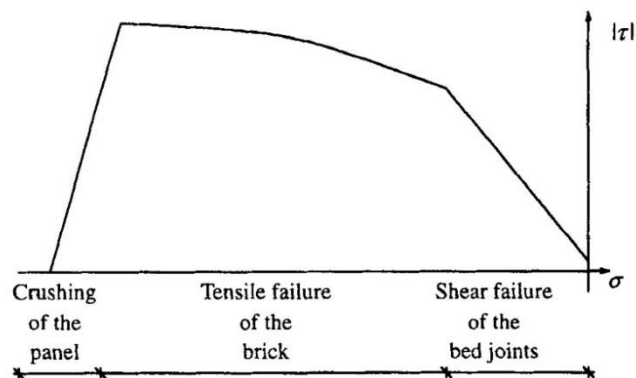
$$Q_1 = 0.9 \times N \times \left(\frac{L_w}{H_w}\right) \quad (2-1)$$

$$Q_2 = \frac{0.75 \times (c + f_a)}{1.5} \times L_w \times t_m \quad (3-1)$$

$$Q_3 = N \times \left(\frac{L_w}{H_w}\right) \times \left(1 - \frac{f_a}{0.7 \times f'_m}\right) \quad (4-1)$$

$$Q_4 = f'_{dt} \times \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_m}} \times L_w \times t_m \quad (5-1)$$

در صورتی که این نسبت کمتر از یک باشد، شکست برشی از نوع لغزش در پای دیوار و یا شکست قطری برشی می‌باشد. برای شرایط معکوس رفتار خمشی بر دیوار حاکم می‌شود. اثر تنش قائم یکی دیگر از عوامل موثر بر موده‌های شکست دیوار و ظرفیت برشی داخل صفحه دیوار می‌باشد. براساس تحقیقات انجام شده بار فشاری می‌تواند مود شکست دیوار را از خمشی به برشی قطری تغییر داده و باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار شود [3, 4, 5].

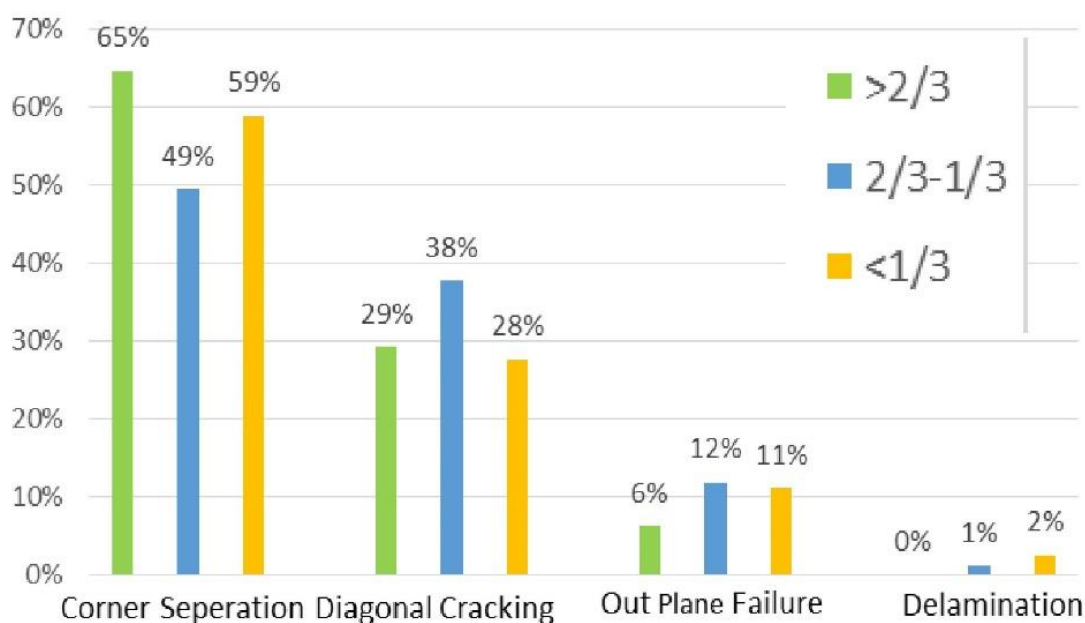


شکل ۱-۴- تغییرات مقاومت برشی و مود شکست دیوار بنایی نسبت به تغییرات تنش محوری [4]

تغییر فشار قائم دیوار از $0.05f'_m$ به $0.1f'_m$ باعث افزایش ظرفیت برشی داخل صفحه دیوار به میزان ۸۰ درصد می‌شود [3]. همچنین افزایش تنش فشار قائم از $0.02f'_m$ به $0.05f'_m$ باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار از ۱۳ به ۲۲ درصد می‌شود [6].

یکی دیگر از عوامل مهم موثر بر ظرفیت برشی داخل صفحه دیوار بنایی، خواص مصالح می‌باشد. این ویژگی‌ها شامل مشخصات واحدهای بنایی، چسبندگی و اصطکاک بین ملات و واحد بنایی می‌باشد. بنا به تحقیقات انجام شده مقاومت چسبندگی کششی و برشی بنایی زمانی بیشترین تاثیر را دارد که فشار قائم کم باشد [7].

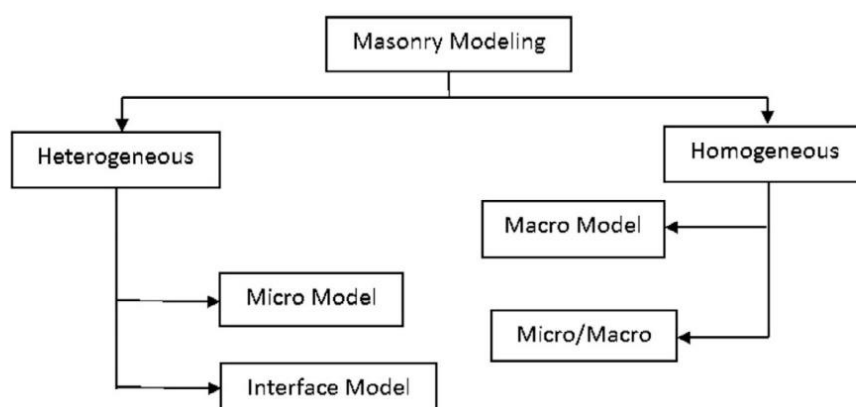
به لحاظ عملکرد دیوارهای بنایی غیر مسلح و مودهای شکست مشاهده شده در زلزله‌های اخیر می‌توان به زلزله Gorkha نپال در سال ۲۰۱۵ میلادی اشاره نمود. در این زلزله ۷/۸ ریشتری از بین حدود هفتصد هزار ساختمان آسیب دیده حدود ۵۸ درصد با ملات گل و ۲۱ درصد بنایی با ملات سیمانی، ۱۵ درصد بتن مسلح و ۶ درصد ساختمان‌های چوبی می‌باشند. با توجه به بررسی بعمل آمده و مطابق شکل (۵-۱) عمده خسارت وارده به سازه‌های بنایی از نوع شکست‌های داخل صفحه دیوار و از نوع مود شکست قطری می‌باشد [8].



شکل ۱-۵- تفکیک نوع شکست در ساختمان‌های آجری با ملات ماسه سیمان [8]

۱-۲-۲- روش‌های مدل‌سازی دیوار بنایی

مصالح بنایی بدلیل اجزای مختلف تشکیل‌دهنده آن از جمله واحد بنایی و ملات، یکی از انواع مصالح ناهمگن در دو جهت می‌باشد. فرض مصالح همگن یا ناهمگن، تصمیم‌گیری برای مدل‌سازی دیوار بنایی می‌باشد. مدل‌های میکرو و یا ماکرو بصورت گسترده برای دیوارهای بنایی توسعه داده شده‌اند. چارچوب مدل‌سازی دیوار بنایی مطابق شکل (۱-۶) می‌باشد [9].



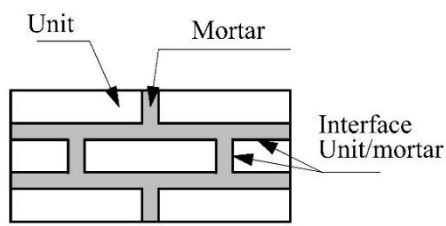
شکل ۱-۶- چارچوب مدل‌سازی دیوارهای بنایی [9]

۱-۲-۲-۱- روش میکرو

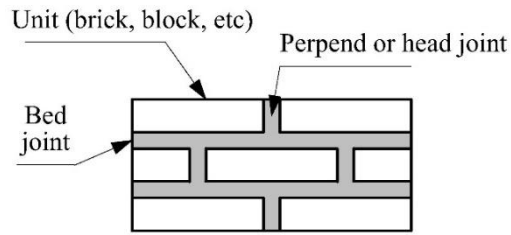
مدلسازی سطح میکرو می‌تواند به دو دسته مدل‌سازی سطح ریز شده مصالح و مدل‌سازی سطح ساده‌شده مصالح تقسیم شود.

در سطح ریز شده مطابق شکل (۱-۷) خواص هر یک از اجزاء مصالح تشکیل‌دهنده شامل واحد بنایی و ملات به صورت مجزا تعریف می‌شوند. ضمن آنکه سطح تماس ملات و واحد بنایی با اتصال گسسته جهت تاثیر ویژگی‌های چسبندگی برشی و کششی تعریف می‌گردد. در این روش با توجه به تعدد المان‌بندی و گره، یک تحلیل حجیم سازه‌ای کامپیوتری را ایجاد می‌نماید.

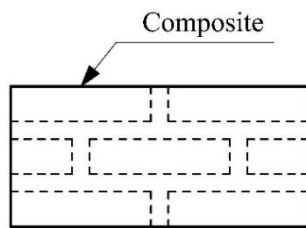
در مدل ساده‌شده میکرو، لایه ملات و لایه تماسی با یکدیگر همگن شده و با ضخامت صفر مدل‌سازی می‌شوند. کاهش ضخامت ملات، باعث کاهش ابعاد دیوار می‌شود که جهت حل این معضل لازم است به ابعاد هر واحد بنایی ضخامت ملات اضافه شود [10].



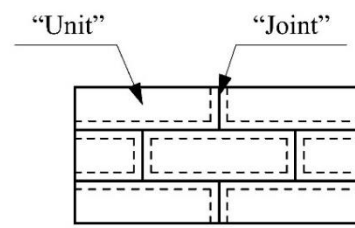
(ب) جزییات مدلسازی میکرو



(الف) نمونه بنایی



(د) مدلسازی ماکرو



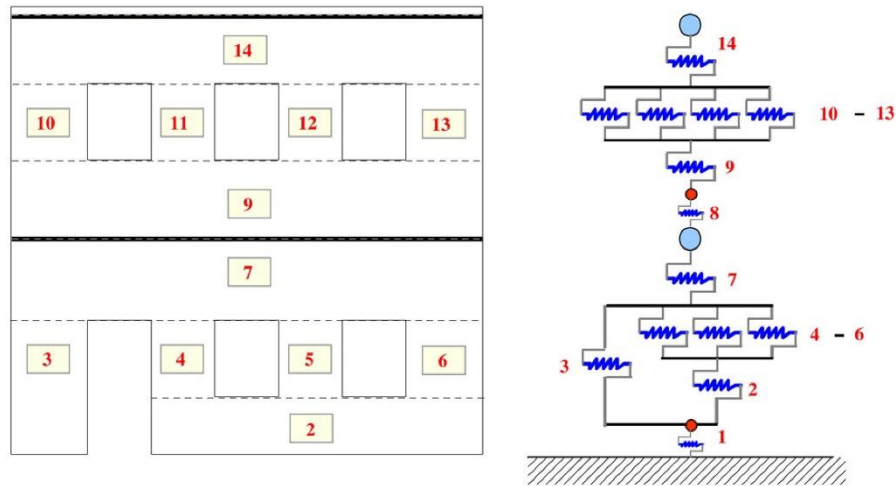
(ج) جزییات مدلسازی میکرو ساده شده

شکل ۱-۷- روش‌های مدلسازی سازه‌های بنایی [10]

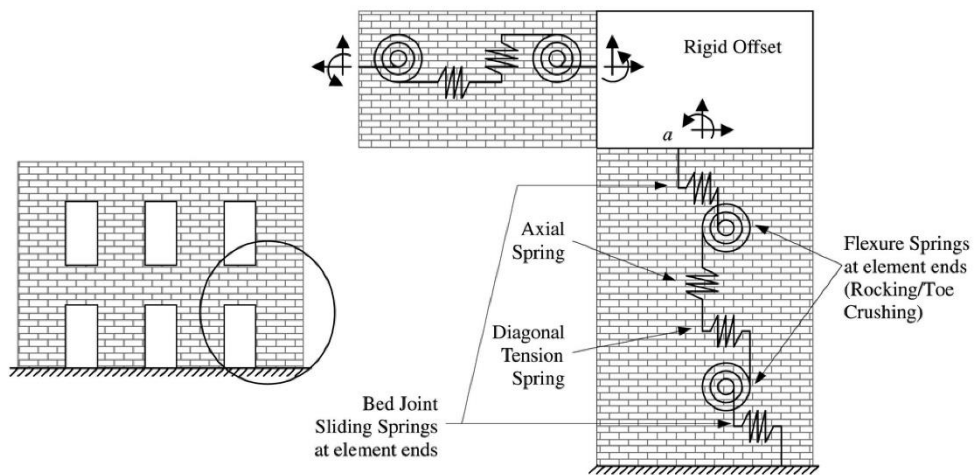
۱-۲-۲-۲- روش ماکرو

بعلت حجیم بودن محاسبات روش میکرو در طراحی سازه‌های بزرگ، استفاده از روش‌های مختلف مدلسازی در سطح ماکرو مطرح می‌شود. مقیاس ماکرو مرتبط با یکسری مفروضات ساده شده می‌باشد که باعث کاهش زمان تحلیل می‌شود [11]. بعنوان مثال Pasticier و همکاران برای تحلیل دو بعدی لرزه‌ای از یک المان ماکرو خیلی ساده استفاده کردند درحالی‌که هر پانل را به تعدادی پانل کوچکتر بعنوان قاب معادل تبدیل کردند [12]. برای تهیه منحنی شکنندگی ساختمان بنایی، آقای park و همکاران از یک مدل ساده استفاده کردند. در این مدل پانل‌های بنایی به تعدادی فنر با منحنی‌های چرخه‌ای متفاوت مدلسازی می‌شوند شکل (۱-۸). به نسبت مشخصات هر المان یک منحنی چرخه‌ای متناسب با موده‌های شکست دیوار بنایی شامل مود شکست لغزش درز ملات، مود شکست ترک خوردگی قطری و مود شکست چرخشی اختصاص می‌یابد. پر واضح است با استفاده از این روش نمی‌توان نحوه گسترش ترک در سازه را تعیین نمود [13].

همچنین در این زمینه می توان به مجموعه ای از فنرهای برشی و چرخشی غیرخطی استفاده شده توسط آقای chen و همکاران اشاره نمود که هر دو رفتار خمشی و برشی داخل صفحه دیوار شبیه سازی می شود. مطابق شکل (۹-۱) المان ماکرو پیشنهاد شده شامل فنر محوری، سه فنر برشی و دو فنر چرخشی برای شبیه سازی رفتار دیوارهای بنایی می باشد [14].

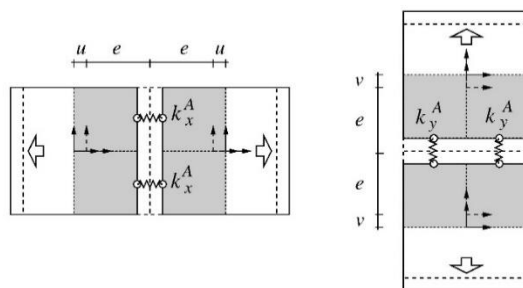


شکل ۱-۸ - مدل فنر مرکب برای دیوار بنایی [13]

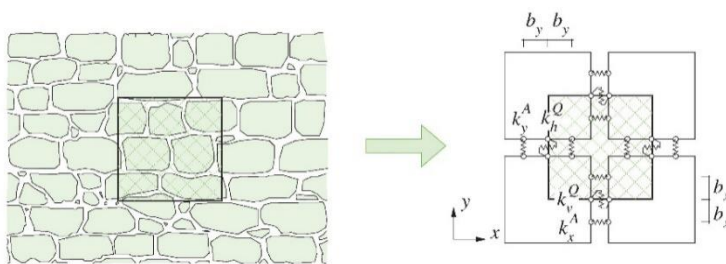


شکل ۱-۹ - مدل ماکرو پیشنهادی آقای chen و همکاران [14]

Casolo و همکاران مدل ماکرو را با استفاده از المان های صلب بزرگ و فنرهای متصل به آنها توسعه دادند شکل (۱۰-۱) و شکل (۱۱-۱). آنها مودها و فرکانس های دیوار بنایی مدل پیشنهادی را با مدل اجزای محدود مقایسه کردند. در این مدل ترک های پخش شده دیوار، با استفاده از پارامتر خسارت مشخص گردید [15, 16].



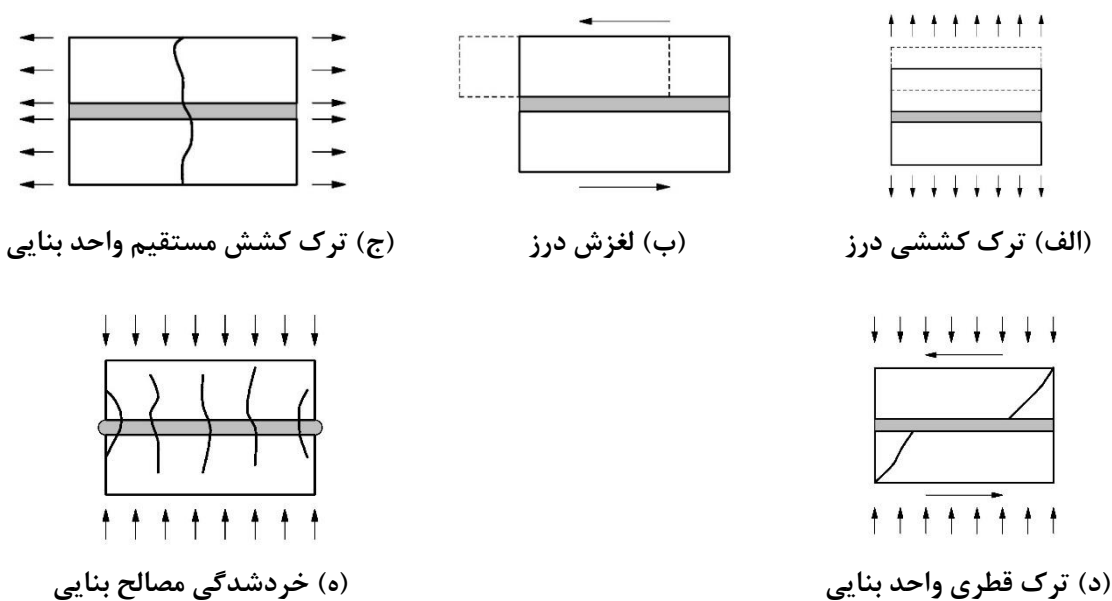
شکل ۱-۱۰- مدلسازی زوج المان صلب تحت اثر بارهای محوری افقی و قائم [15]



شکل ۱-۱۱- نمونه دیوار بنایی و واحد بنایی شبیه سازی شده با چهار المان صلب [16]

۱-۲-۳- مدلسازی اجزای بنایی

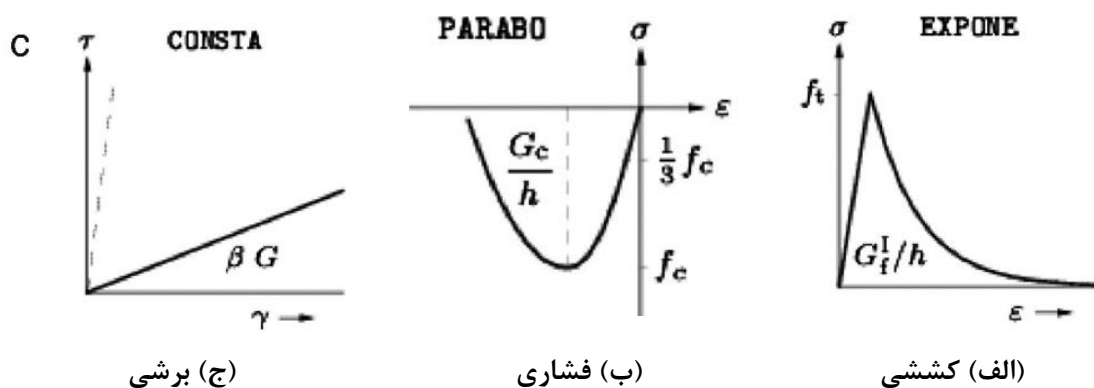
در بخش قبل نتایج تحقیقات انجام شده راجع به نحوه مدلسازی دیوارهای بنایی به دو روش میکرو و ماکرو ارائه گردید. اما برای مدلسازی با استفاده از این روش‌ها لازم است یکسری از ملزومات همچون مدل‌های رفتاری و یا مفروضات مربوط به رفتار اجزای تشکیل دهنده دیوار مورد بررسی قرار گیرد. مدل رفتاری واحد بنایی، ملات و سطح تماس ملات و واحد بنایی از جمله این ملزومات می‌باشد. برای مدلسازی دقیق بنایی انواع مکانیزم‌های ویژگی مصالح لازم است مورد توجه قرار گیرد. مطابق شکل (۱-۱۲) این مکانیزم‌ها شامل ترک‌خوردگی در محل درز واحدهای بنایی، لغزش در امتداد درزهای افقی و یا قائم ملات، ترک‌خوردگی در واحدهای بنایی در امتداد کشش، ترک‌خوردگی کشش قطری واحدهای بنایی می‌باشند [17]. باتوجه به شکل (۱-۱۲) پدیده اول و دوم مربوط به مکانیزم درز دیوار، پدیده سوم مربوط به مکانیزم واحد بنایی و پدیده‌های چهارم و پنجم مربوط به مکانیزم ترکیبی از درز ملات و واحد بنایی می‌باشد.



شکل ۱-۱۲- مکانیزم شکست المان بنایی [17]

۱-۲-۳-۱- مدلسازی واحدهای بنایی

در تحقیقات متعدد انجام شده جهت مدلسازی دیوارهای بنایی، از یک الگوی واحد جهت مدلسازی رفتار واحد بنایی استفاده نشده است. مطابق شکل (۱-۱۳) Haach و همکاران رفتار واحد بنایی را به صورت رفتار نرم‌شوندگی در کشش و رفتار سخت‌شوندگی در فشار تعریف نموده‌اند [5]. از طرفی Dolatshahi و همکاران واحدهای بنایی را بصورت کاملاً صلب مدلسازی کرده‌اند [18].

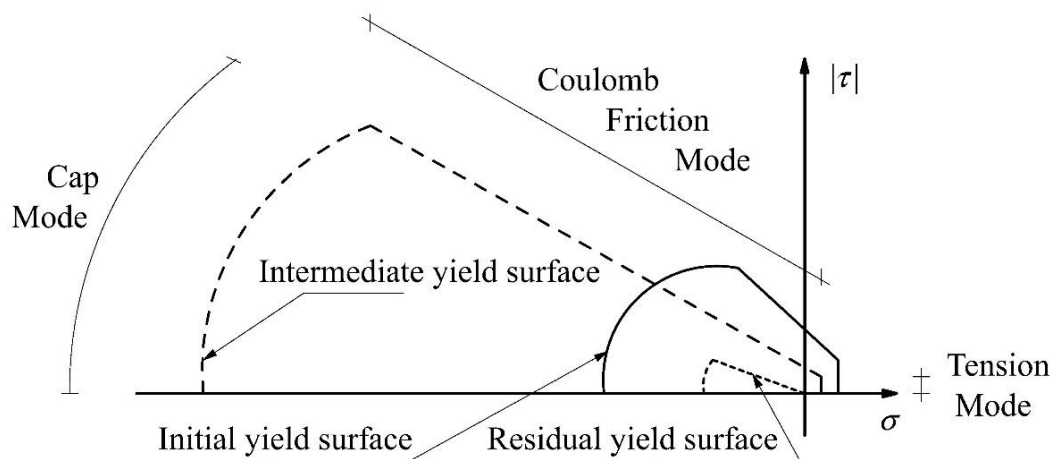


شکل ۱-۱۳- مدل رفتار مکانیکی واحد بنایی جهت مدلسازی بنایی [5]

۱-۲-۳-۲- مدلسازی سطح تماس اجزا

در مصالح بنایی سطح تماس اجزای بنایی ضعیف‌ترین بخش می‌باشد که الگوی شکست دیوار بنایی را تحت تاثیر قرار می‌دهد. اساساً همگن نبودن دیوار بنایی ناشی از نحوه و کیفیت قرارگیری بند ملات و چسبندگی ملات و واحد بنایی می‌باشد.

خاصیت مهم مکانیکی برهم کنش واحد بنایی و ملات تحت عنوان کشش و لغزش تانژانتی یا مقاومت چسبندگی کششی و چسبندگی برشی می‌باشد. این ویژگی‌ها تابع میزان چسبندگی ملات و میزان جذب آب در واحدهای بنایی می‌باشند. این ویژگی‌ها به طور معناداری به کیفیت ساخت وابسته است. مدل‌های متعددی جهت بیان رفتار سطح تماسی مصالح بنایی ارائه شده‌است که از جمله می‌توان به مدل Lourenco اشاره نمود [17]. در این پیشنهاد مدل تماسی از نوع چند سطحی می‌باشد. المان‌های تماسی شامل سطوح لغزش، ترک و خردشدگی می‌باشند. مدل کلاهیکی تماسی پیشنهادی مصالح بنایی در شکل (۱-۱۴) نمایش داده شده‌است.

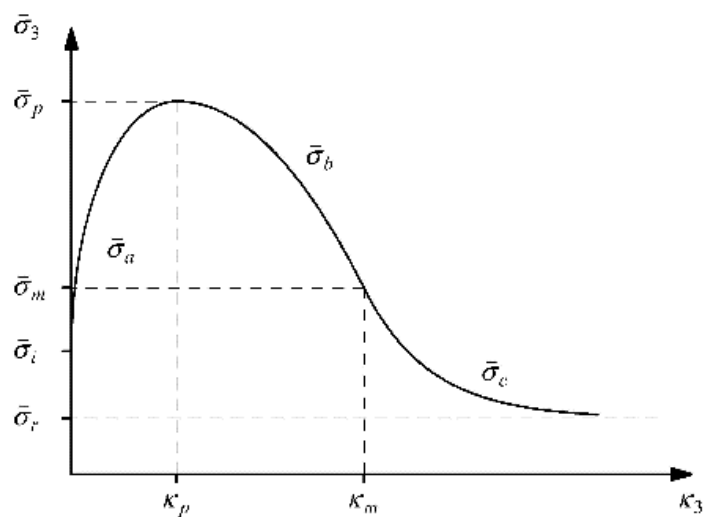


شکل ۱-۱۴- مدل کلاهیکی تماسی [17]

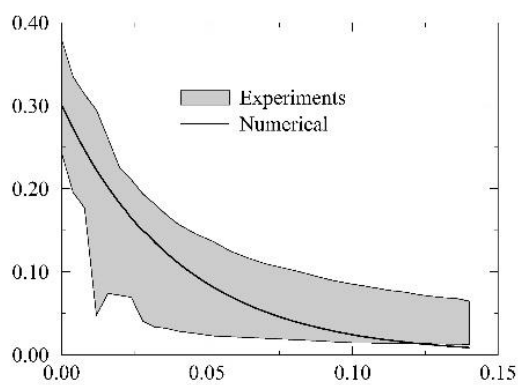
این مدل شامل جداشدگی کششی برای مود یک، پوش اصطکاکی کلمب برای مود دو و نهایتاً مدل کلاهیکی برای مود شکست فشاری می‌باشد. تابع تسلیم کلاهیکی مود شکست فشاری طی شکل (۱-۱۵) الف نمایش داده شده‌است. پارامترهای مندرج در این شکل بعنوان پارامترهای مصالح می‌باشند

که بر شکل کلاهدک شکست فشاری و تعریف نقطه برخورد آن با تابع شکست کلمب تاثیرگذار می باشد.

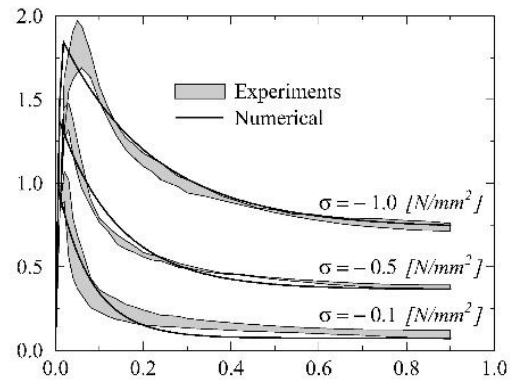
تابع شکست اصطکاکی کلمب طی شکل (۱-۱۵) ج نمایش داده شده است. این تابع شامل انرژی اصطکاک برشی، زاویه اصطکاک و چسبندگی در محل تماس ملات و واحد بنایی می باشد. پارامترهای موثر بر این تابع و رفتار چسبندگی برشی بوسیله آزمایش چسبندگی برشی بدست می آید. برای مود شکست کششی، تغییرات نرم شوندگی کششی مطابق شکل (۱-۱۵) ب می باشد. تابع شکست مود کششی تابعی از انرژی شکست کششی می باشد که از طریق آزمایش چسبندگی کششی محوری حاصل می شود.



(الف) قانون سخت شوندگی یا نرم شوندگی در مود فشاری



(ج) رفتار برشی



(ب) رفتار کششی

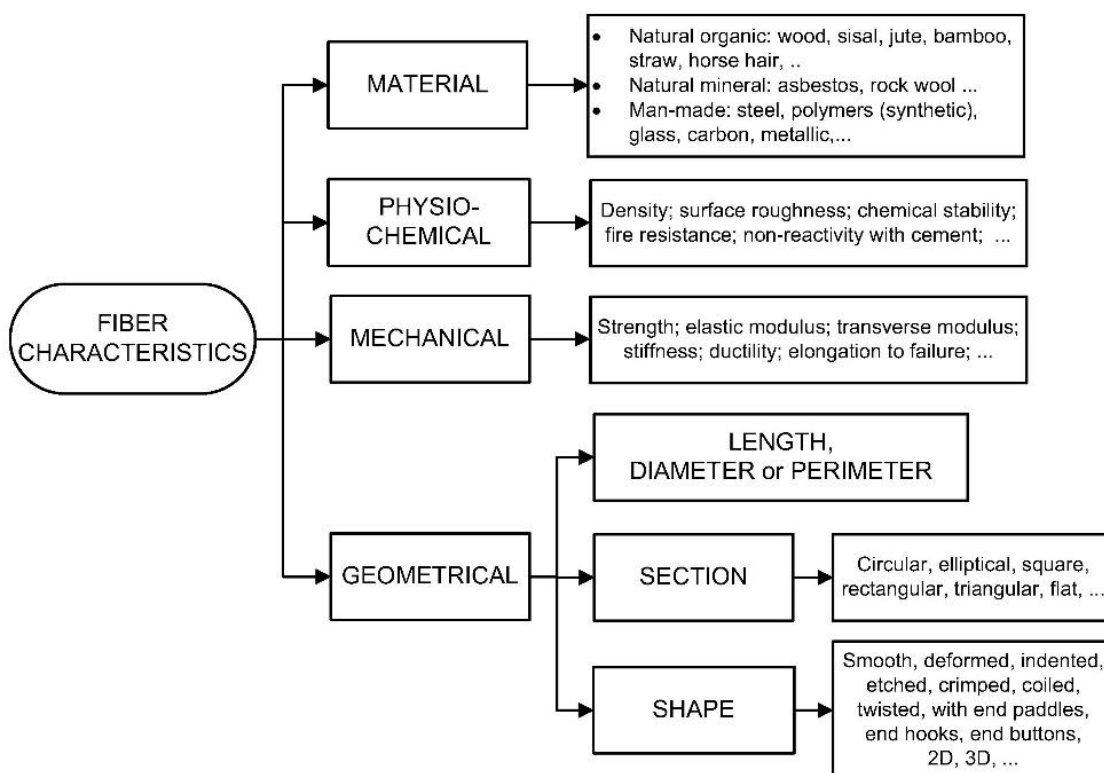
شکل ۱- ۱۵- نحوه مدل سازی المان تماسی همگن شده [17]

۱-۲-۴- ویژگی و رفتار مصالح مرکب پایه سیمانی

ساختار مصالح مرکب پایه سیمانی که به^۱ (FRC) معروف می‌باشند از سه جزء اصلی ماتریس^۲، الیاف^۳ و سطح تماس به این دو المان تشکیل شده است [19].

۱-۲-۴-۱- مشخصات الیاف

وجود الیاف باعث افزایش دوام بتن، کنترل ترک خوردگی و تورق می‌گردد که در واقع به نحوی معایب بتن معمولی را کاهش می‌دهد. خلاصه‌ای از مشخصات الیاف در شکل (۱-۱۶) ذکر شده است. الیاف به لحاظ جنس مصالح می‌تواند به صورت فولادی، سرامیک یا پلیمری تک رشته‌ای یا چند رشته‌ای پیوسته یا غیر پیوسته باشد.



شکل ۱-۱۶- خلاصه ویژگی‌های الیاف [19]

۱ - Fiber Reinforcement Cementations

۲ - Matrix

۳ - Fibers

این الیاف تحت عنوان الیاف فولادی، الیاف فولادی مجعد، الیاف فولادی قلابدار، الیاف پلیمری (PVA)^۴ و پلی پروپیلن^۵ (PP) مورد استفاده قرار می‌گیرند. شکل الیاف، نوع و نحوه توزیع آن در ماتریس تاثیر قابل توجهی بر رفتار کامپوزیت دارد.

۱-۲-۴-۲- مشخصات ماتریس

ماتریس که به عنوان یکی از اجزای اصلی مصالح مرکب سیمانی می‌باشد نقش قابل توجهی بر رفتار و دسته‌بندی این گروه از مصالح دارد.

جدول ۱-۱- نمونه طرح اختلاط ملات برای ساخت ماتریس مصالح مرکب پایه سیمانی [19]

ID	C	FA	SF	W	S	A	SP	f'_c MPa
M1	0.3	0.7	--	0.9	5 ^c	--	--	7
M2	0.3	0.7	--	0.575	3.5 ^c	--	--	13
M3	0.7	0.3	--	0.65	3.5 ^a	--	--	20
M4	0.8	0.2	--	0.45	1 ^a	--	--	44
M5	0.8	0.2	--	0.45	1 ^b	--	0.03	55
M6	0.8	0.2	--	0.27	1.1 ^d +0.38 ^b	--	0.02	63
M7	0.8	0.2	0.07	0.26	1 ^d	--	0.04	76
M8	0.8	0.2	0.07	0.26	1 ^a	--	0.04	84
M9	0.8	0.2		0.26	0.5 ^b +0.5 ^d	--	0.02	86
M10	1	--	0.24	0.27	1.1 ^d +0.38 ^b	--	0.10	90
M11	1	--	0.12	0.28	0.67 ^a	1	0.05	101

Note: C = Cement; FA = Fly Ash; SF = micro-silica from Silica Fume; W = Water; S = Sand; A = coarse Aggregate, here crushed limestone with maximum size 10 mm; SP = Superplasticizer; f'_c = compressive strength from cylinders. The sand used is a silica sand with the following characteristics: (a) ASTM -50-70; (b) ASTM -270; (c) ASTM 30-70; silica sand passing ASTM sieve No. 16. These mixtures were selected from various investigations carried out by the author and his students at the University of Michigan.

۴- Polyvinyl Alcohol

۵- Polypropylene

طرح اختلاط و ترکیبات اجزای ماتریس متفاوت بوده و در نهایت منتج به مشخصات منحصر بفرد می‌گردد. در جدول (۱-۱) نمونه طرح اختلاط از نوع ملات و مقاومت فشاری نظیر آن ارائه شده‌است.

۱-۲-۵- دسته‌بندی مصالح مرکب پایه سیمانی

در دسته‌بندی کلی می‌توان نسل‌های مختلف کامپوزیت‌های پایه سیمانی را به سه دسته معمولی (FRC)، فوق توانمند^۶ (HPFRCC) و فرا فوق توانمند^۷ (UHPFRCC) تقسیم نمود. در جدول (۱-۲) خلاصه‌ای از انواع کامپوزیت‌های پایه سیمانی ارائه شده‌است. در ادامه راجع به مشخصات انواع کامپوزیت‌های پایه سیمانی فرا فوق توانمند و فوق توانمند و کاربرد آنها توضیحات مختصری ارائه می‌گردد [20].

۱-۲-۵-۱- کامپوزیت‌های پایه سیمانی فرا فوق توانمند

از ویژگی‌های مهم کامپوزیت‌های پایه سیمانی می‌توان به رفتار سخت شونده‌گی متفاوت در کشش برای مقاومت فشاری خیلی بالا (۵ تا ۱۰ برابری مقاومت فشاری کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده) اشاره نمود. توسعه این قبیل بتن‌های با مقاومت فشاری فوق العاده بالا، کامپوزیت‌های پایه سیمانی فرا فوق توانمند نامیده می‌شود.

دستیابی به مقاومت فشاری بالا می‌تواند با تراکم بالای ذرات در ماتریس حاصل شود. نتیجه این ماتریس چگال هم باعث افزایش مقاومت فشاری و هم باعث افزایش چسبندگی بالای الیاف و ماتریس می‌شود. البته با افزایش مقاومت فشاری بتن، شکل‌پذیری بتن پایین می‌آید لیکن با افزودن الیاف فولادی، شکل‌پذیری کامپوزیت تامین می‌شود. بنابراین وجه تمایز کامپوزیت‌های پایه سیمانی فرا فوق توانمند و فرا فوق توانمند در مشخصات ماتریس آنها می‌باشد.

۶- High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites

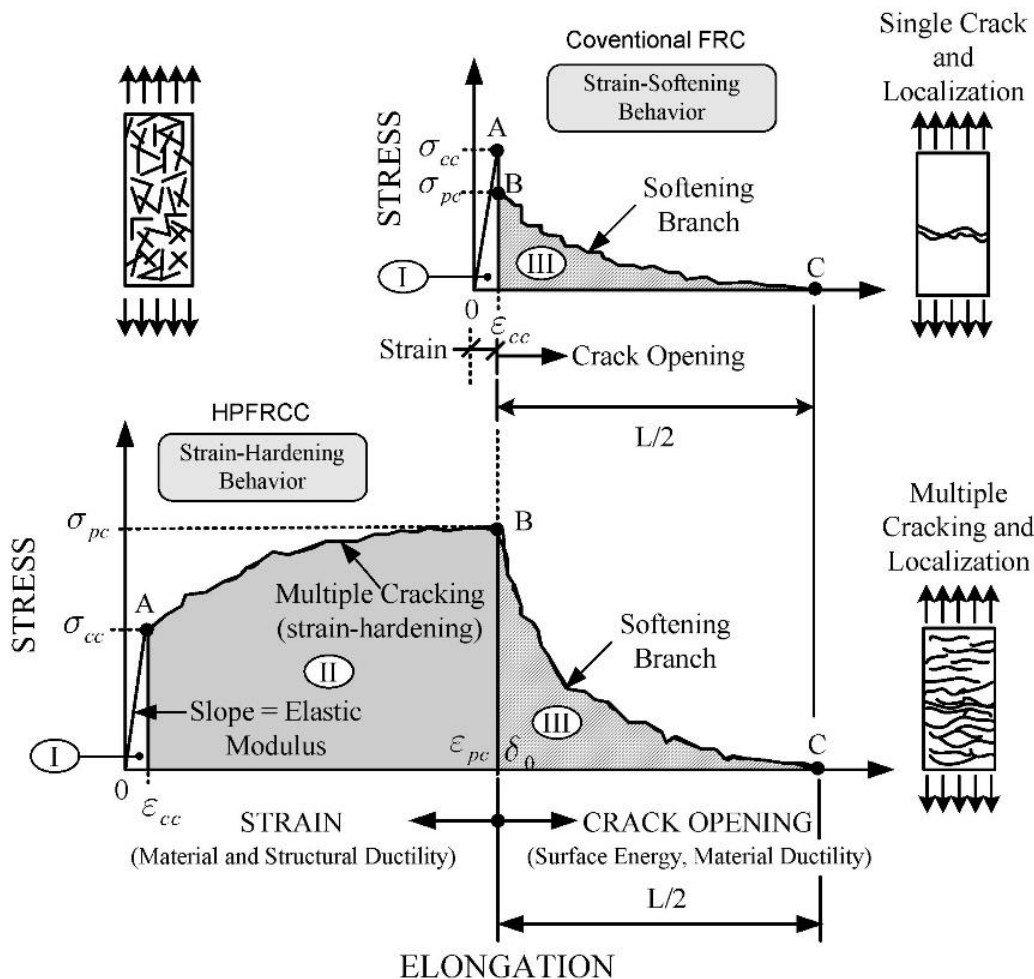
۷- Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites

جدول ۱-۲- انواع کامپوزیت‌های پایه سیمانی [20]

	Abbreviation	Name	Commercial Product	Period of Development
	SFRC	Steel Fiber Reinforced Concrete	-	1960s
	DSP	Densified Small Particle Concrete	Densit	1970s
Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Materials	CRC	Compact Reinforced Composite	-	1990s
	RPC	Reactive Powder Concrete	DUCTAL [®]	1990s
	MSFRCC	Multis-Scale Fiber Reinforced Cementitious Composite	CEMTECH [®]	1990s
	HFC	Hybrid Fiber Concrete	-	2000+
High Performance Fiber Reinforced Cementitious Materials	SIFCON	Slurry Infiltrated Fiber Concrete	-	1980s
	ECC	Engineered Cementitious Composite	-	1990s
	HPFRC	High Performance Fiber Reinforced Concrete	-	2000+

۱-۲-۵- مصالح مرکب پایه سیمانی فوق توانمند

مطابق شکل (۱-۱۷) برای دسته‌بندی مصالح مرکب پایه سیمانی از منحنی رفتاری تنش - کرنش کششی یا منحنی رفتاری خمشی نیرو- تغییرشکل بعنوان شاخص می‌توان استفاده نمود [19]. با این شاخص‌ها مصالح مرکب پایه سیمانی تحت نیروی کششی خالص که دارای رفتار سخت‌شوندگی کرنشی می‌باشند تحت عنوان مصالح مرکب پایه سیمانی فوق توانمند شناخته می‌شوند.



شکل ۱-۱۷- منحنی عمومی تنش- کرنش مصالح مرکب پایه سیمانی فوق توانمند در کشش [19]

البته برخی از مصالح مرکب پایه سیمانی معمولی در کشش مستقیم دارای رفتار سخت‌شوندگی کرنشی نمی‌باشند لیکن در خمشی دارای رفتار سخت‌شوندگی خمشی می‌باشند که از آنها تحت عنوان مصالح مرکب پایه سیمانی شکل‌پذیر نامبرده می‌شود. البته باید به این نکته توجه شود که سخت‌شوندگی خمشی از ابعاد و سطح مقطع نمونه تاثیر می‌پذیرد و تنها به خواص مصالح مربوط نمی‌شود. برای مصالح مرکب پایه سیمانی که در این دو دسته قرار نمی‌گیرند تحت عنوان مصالح مرکب پایه سیمانی با نرم‌شوندگی خمشی یاد می‌شود. تفاوت اساسی بین مصالح مرکب با سخت‌شوندگی کرنشی و مصالح مرکب با نرم‌شوندگی کرنشی آن است که شکل‌پذیری دومی فقط در سطح مصالح موثر است و به طور کلی بر شکل‌پذیری سازه تاثیر ندارد. به عبارتی دیگر مصالح در رفتار شکل‌پذیری واکنش نشان می‌دهد ولی بر اثر تنش وارده دچار نرم‌شوندگی و گسیختگی ناشی از

ترک خوردگی با بازشدگی زیاد در یک منطقه محدود می‌گردد. در سطح سازه‌ای این نوع از شکل‌پذیری بر روی سازه اثر کمی داشته و بعد از وقوع شکست موضعی سازه کماکان به صورت الاستیک باقی می‌ماند. البته راهکار این مشکل استفاده از میلگردهای سازه‌ای جهت انتقال تنش از محل ترک به سایر نقاط سازه می‌باشد. البته مصالح با نرم‌شوندگی کرنشی می‌تواند در مواردی که سازه نقطه ضعف برشی داشته باشد شکل‌پذیری خمشی در سازه ایجاد نماید.

نمونه‌های از مصالح مرکب پایه سیمانی فوق توانمند و مشخصات الیاف مصرفی در جدول زیر ارائه شده‌است.

جدول ۱-۳- مشخصات الیاف مصالح مرکب پایه سیمانی فوق توانمند [19]

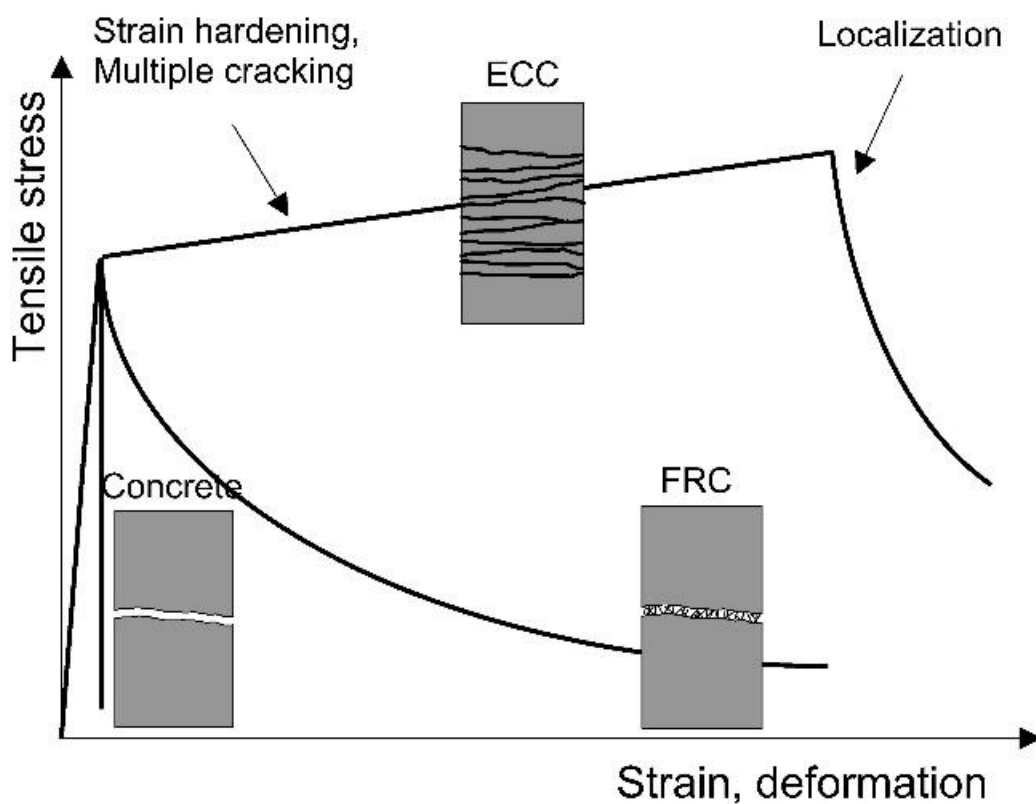
Material	Short fibers (6 mm Ø 0.16 mm)	Medium fibers (13-30mm Ø0.15-0.5mm)	Long fibers (60 mm Ø 0.71 mm)	Fiber volume fraction	Fiber material
CRC	X			5 - 10 %	Steel
RPC		X		1.5 - 3 %	Steel
MSFRCC	X	X	X	7 - 11 %	Steel
HFC	X	X	X	1 - 6 %	Steel
SIFCON			X	5 - 12 %	Steel
ECC		X (but Ø 0.038 mm)		0.5 - 4 %	PVA / UHMWPE (synthetic fibres)
HPFRC		X (UHMWPE Ø 0.038 mm)		1.5 - 2 %	Steel / UHMWPE

۱-۲-۵-۲-۱- مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده

مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده که به اختصار^۸ ECC نامیده می‌شود توسط Li و همکاران در سال ۱۹۹۲ توسعه داده شد. واژه مهندسی شده بر استفاده از اصل میکرو مکانیک برای بدست آوردن خواص ماکروسکوپی مصالح مرکب می‌باشد [21]. نتایج آزمایشگاهی نشان داده‌است که برای

۸- Engineered Cementitious Composites

آزمایشات این عدد به ۴ درصد و در بالاترین مقدار به ۸ درصد محدود می‌شود. این نشان می‌دهد که المانهای سازه‌ای ساخته شده از ECC به میزان قابل توجهی شکل‌پذیر بوده و قادرند تغییرشکل‌های تحمیلی ناشی از نیروهای وارده همچون زلزله را تحمل نمایند. مقاومت کششی ECC بسته به درصد حجمی الیاف، نوع الیاف و اجزای تشکیل دهنده ماتریس بین ۲ تا ۸ مگاپاسکال می‌باشد. مقاومت فشاری نیز متناسب با اجزای تشکیل دهنده ماتریس و بسته به نوع الیاف بین ۴۰ (برای الیاف PE) تا ۸۰ (برای الیاف PVA) می‌باشد [20].



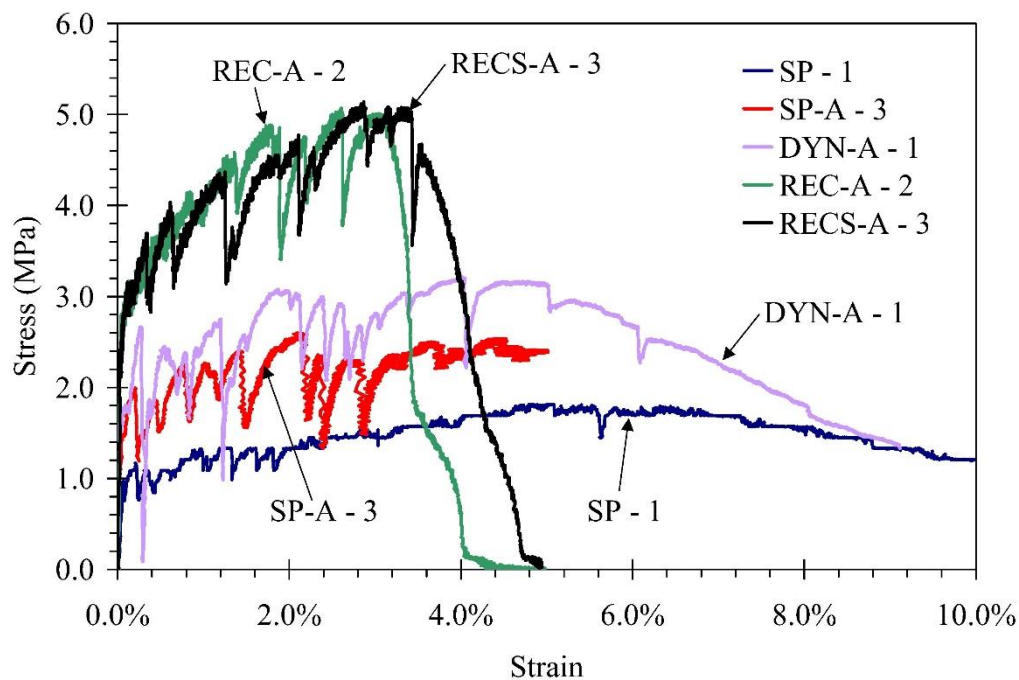
شکل ۱-۱۸-۱- منحنی تنش- کرنش بتن معمولی، مصالح مرکب سیمانی و سیمانی مهندسی شده [20]

یکی از پارامترهای تاثیر گذار بر رفتار مصالح ECC نوع الیاف می باشد. مطابق آزمایشات انجام شده بر انواع الیاف PE و PVA که مشخصات آنها طی جدول (۱-۴) ارائه شده است، نمونه‌های ساخته شده با الیاف PVA دارای مقاومت نهایی بیشتری نسبت به الیاف PE می‌باشد [21]. دلیل آن می‌تواند مقاومت چسبندگی تماسی بیشتر این نوع از الیاف باشد. البته میزان ظرفیت تغییر شکل‌پذیری نمونه‌های با الیاف PE بیشتر از نمونه‌های با الیاف PVA می‌باشد شکل (۱-۱۹).

جدول ۱-۴- ویژگی‌های الیاف برای ساخت ملات ECC [21]

Fiber	Material	Modulus	Diameter	Length	Aspect ratio	Interfacial bond strength ²
		GPa	μm	mm	L_f/d_f^1	GPa
Spectra	UHMWPE	73	38	12.7	335	0.5 to 1.0
Dyneema	UHMWPE	73	10	6.7	670	0.5 to 1.0
Kuralon II REC	PVA	39	40	12.7	318	3.8
Kuralon II RECS	PVA	39	40	12.7	318	3.8

1. L_f : length of fiber; d_f : diameter of fiber
2. Range of values taken from Redon et al., 2001.



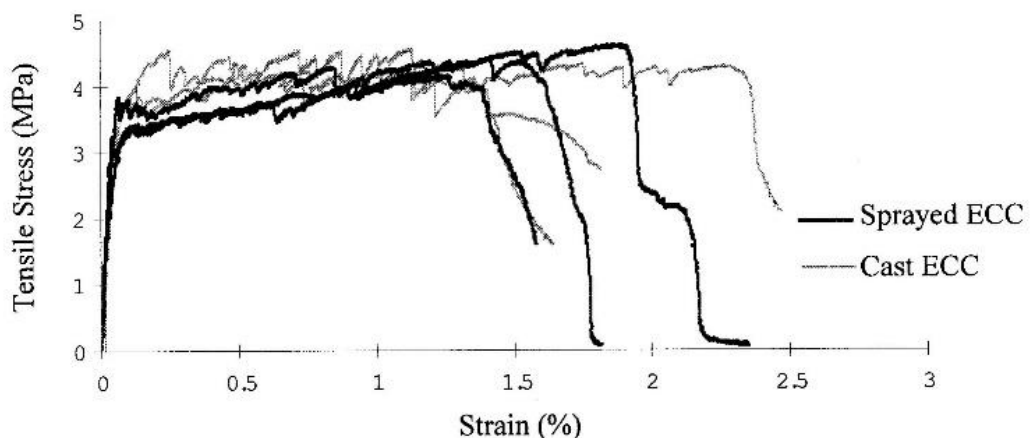
شکل ۱-۱۹- تاثیر نوع الیاف بر رفتار ملات ECC تحت تاثیر کشش مستقیم [21]

نوع ماتریس می‌تواند بر مقاومت و همچنین ظرفیت شکل‌پذیری مصالح ECC تاثیر قابل توجهی داشته باشد. وجود مصالح سیمانی با نسبت بالا باعث افزایش ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌ها و کاهش مقاومت گردد. در ادامه دو نمونه از طرح اختلاط ملات ECC که با الیاف PVA ساخته شده و تحت آزمایش کشش مستقیم قرار گرفته‌اند ارائه شده‌است.

نمونه اول مربوط به مطالعات آزمایشگاهی Li و همکاران می‌باشد. این طرح اختلاط برای اجرای ملات ECC به صورت بتن پاششی ارائه شده‌است. مطابق جدول (۱-۵) نسبت مصالح سیمانی به مصالح سنگدانه حدود ۱/۵ می‌باشد. همچنین نسبت خاکستر بادی به سیمان حدود ۰/۳ می‌باشد. مطابق شکل (۱-۲۰) در این طرح حداکثر کرنش کششی نمونه حدود ۲/۵٪ می‌باشد [23].

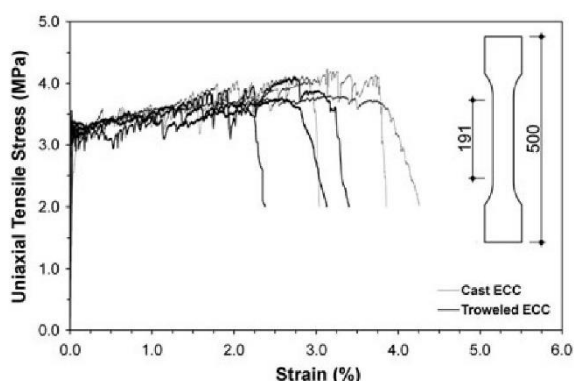
جدول ۱-۵ - طرح اختلاط نمونه‌های ملات ECC [23]

Mixture	Cement	Water	Sand	Fly ash	HPMC*	HRWRA [†]	CA [‡]	V _f [§]
S-0	1.00	0.47	0.80	0.30	0.0005	0.020	0	0.015
S-1	0.95	0.47	0.80	0.30	0.0005	0.015	0.05	0.015
S-2	0.95	0.47	0.80	0.30	0.0005	0.015	0.05	0.020
S-3	0.95	0.46	0.80	0.30	0.0005	0.0075	0.05	0.020



شکل ۱-۲۰ - منحنی تنش - کرنش کشش مستقیم طرح اختلاط S3 [23]

دهقانی و همکاران طرح اختلاط ملات ECC با نسبت وزنی بالا برای مصالح سیمانی پیشنهاد دادند [24]. مطابق شکل (۱-۲۱) در این طرح نسبت مصالح سیمانی به مصالح سنگدانه حدود ۹/۵ می‌باشد. همچنین نسبت میزان خاکستر بادی به سیمان و پودر سنگ حدود ۱/۵ می‌باشد. تاثیر استفاده بیشتر از مصالح سیمانی نسبت به سنگدانه و همچنین خاکستر بادی نسبت به سیمان باعث افزایش ظرفیت کرنش ملات در کشش می‌شود.



(ب) منحنی تنش - کرنش کششی

Cement	Fly ash	Fine sand	Quartz powder	Water	Superplasticizer
1	2	0.35	0.35	0.9	0.00187

(الف) نسبت وزنی مصالح

شکل ۱- ۲۱- مشخصات مصالح جهت ساخت ملات ECC و نتیجه آزمایش کشش مستقیم [24]

۱-۲-۵-۲-۱- مدل‌های رفتاری مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده

Han و همکاران در سال ۲۰۰۳ مدل ساختاری کارآمد و مطمئن بر اساس مدل ترک متعامد برای مدلسازی اجزای ساخته شده با مصالح مرکب مسلح الیافی شکل‌پذیر تحت بارگذاری سیکلی و لرزه‌ای پیشنهاد دادند [25]. این مدل می‌تواند به صورت مدل ترک ثابت که در آن ترک‌ها بر مبنای تجاوز از مقاومت کششی تعیین می‌شوند و یا به صورت مدل ترک چرخشی که توسط Cope و همکاران پیشنهاد شده است فرمول‌بندی گردد [26].

همچنین Leong و Maalej با مبنا قرار دادن رفتار کششی ECC به دست آمده از نمونه‌های کشش مستقیم، لایه تقویت ECC چسبیده شده به تیر بتنی را مدلسازی کردند [27]. در این تحقیق رفتار فشاری ECC با مدل دراگر-پراگر و رفتار کششی آن با مدل پیشنهاد شده توسط Hognestad مدلسازی شده است [28] و بر این اساس نشان داده شده است که نتایج مدلسازی اجزاء محدود با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد.

برخی دیگر از محققان برای مدلسازی این دسته از مصالح از مدل‌های ساختاری فازی کمک گرفته‌اند. Chuang و Ulm در سال ۲۰۰۲ مدل ساختاری دو فازی شامل یک فاز بیانگر ماتریس و فاز دیگر بیانگر الیاف با در نظر گرفتن اندرکنش الیاف و ماتریس ارائه دادند [29]. آنها با استفاده از ترمودینامیک یک بعدی، تنش‌های درون الیاف و ماتریس را به عنوان نیروهای ترمودینامیکی همراه با

تغییر شکل‌های غیرقابل بازگشت الیاف و ماتریس محاسبه نمودند. این مدل با استفاده از دو پارامتر مصالح شامل مدول چسبندگی الیاف و ماتریس و نسبت مقاومت اصطکاکی به شکست، می‌تواند افزایش شکل‌پذیری کامپوزیت سیمانی را نسبت به بتن الیافی معمولی برآورد کند. آنها دریافتند که مدول چسبندگی، بیشتر وابسته به حجم الیاف و کیفیت ماتریس می‌باشد در حالی که نسبت شکل‌پذیری وابسته به پارامترهای طراحی ماده می‌باشد.

برخی دیگر از محققان تلاش کردند که مدلسازی این مصالح را بر اساس شناخت رفتار حاکم بر عملکرد سطوح جانبی ترک انجام دهند. Fischer و همکاران با مبنا قرار دادن مطالعات آزمایشگاهی مبتنی بر ترک منفرد، مدلی را برای برآورد رفتار کششی نمونه‌های دمبلی و مدلسازی ترک‌خوردگی‌های متعدد و رفتار سخت‌شوندگی کرنشی ECC در کشش پیشنهاد دادند [30]. در این مدل که بر پایه فنرهای سری می‌باشد سعی شده‌است پارامترهایی که پیش‌بینی آنها به طور ذاتی دشوار است مانند مقاومت کششی الیاف، توزیع اندازه درزهای ماتریس، چسبندگی در مرز الیاف و ماتریس و دیگر پارامترها در نظر گرفته شود.

در بیشتر مطالعات عنوان شده، مدلسازی عددی این مصالح به صورت پیچیده بوده و در ارتباط با بررسی ECC در حوزه مصالح به تنهایی مقدور می‌باشد. در صورتیکه موضوع تحقیق صرفاً بررسی مصالح ECC نباشد بهتر است از روش‌های ساده‌تر برای مدلسازی این مصالح همچون روش Leong و Maalej استفاده گردد [27].

۱-۲-۶- روش‌های مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی

بررسی نتایج تحقیقات در خصوص رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی مقاوم‌سازی شده در دو بخش دیوارهای بنایی باربر و دیوارهای بنایی میانقابی مورد توجه این بخش خواهد بود. هر چند موضوع این تحقیق مرتبط با دیوارهای بنایی باربر می‌باشد لیکن جهت بهره‌برداری از فصل مشترک عملکرد دیوارهای بنایی در شرایط میانقابی این حالت نیز مورد توجه قرار می‌گیرد.

۱-۲-۶-۱- روش مش فولادی و شاتکریت بتنی

یکی از روش‌های تقویت دیوارهای بنایی باربر غیرمسلح استفاده از مش فولادی و لایه بتنی می‌باشد که به صورت یک طرفه یا دو طرفه روی دیوار اجرا می‌شود. ElGawady و همکاران سه نمونه دیوار بنایی باربر با مقیاس یک به دو مورد آزمایش قرار دادند [31]. نمونه اول بدون تقویت، نمونه دوم با تقویت یک طرفه شامل مش فولادی و لایه شاتکریت به ضخامت ۴۰ میلیمتر و نمونه سوم با تقویت دو طرفه مش فولادی و لایه شاتکریت به ضخامت ۲۰ میلیمتر مورد آزمایش قرار گرفتند. مش‌ها با قطر ۴ میلیمتر و ابعاد ۱۰۰ در ۱۰۰ میلیمتر استفاده شده‌است. در این تحقیق مقاومت برشی نمونه‌های تقویت شده تقریباً ۳ برابر مقاومت نمونه شاهد بدست آمده‌است.

قیاسی و همکاران باتوجه به نتایج آزمایشگاهی و مطالعات عددی روابطی برای محاسبه ظرفیت برشی و همچنین پیش‌بینی مود شکست دیوارهای تقویت شده با این روش پیشنهاد داده‌اند. در روش پیشنهادی چهار مود شکست دیوار بنایی باربر مورد توجه قرار گرفته‌است [32].

۱-۲-۶-۲- مصالح مرکب پلیمری

استفاده از مصالح مرکب پلیمری مسلح شده با مصالح^{۱۱} FRP یکی دیگر از روش‌های تقویت دیوارهای بنایی می‌باشد که تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه صورت گرفته‌است [33, 34, 35]. در این مصالح پلیمرها یا به عبارت دیگر رزین‌هایی چون اپوکسی نقش فاز پیوسته یا ماتریس را در آنها دارند و با الیاف‌های مختلفی مانند کربن با شیشه آرامید بعنوان فاز ناپیوسته یا تقویت‌کننده مسلح شده‌اند. بهبود مقاومت برشی و همچنین افزایش اتلاف انرژی دیوارهای بنایی تقویت‌شده از مهمترین مزایای این روش می‌باشد. همچنین نسبت بالای مقاومت به وزن و وزن بسیار کم از دیگر مزایای استفاده از این مصالح می‌باشد. اما تغییر نامحسوس در بهبود رفتار خارج از صفحه دیوار و حاکم شدن

۱۱- Fiber Reinforced Polymers

مود شکست جداولگی لایه FRP از دیوار بدلیل محدودیت‌های رطوبتی و دمایی رزین اتصال‌دهنده از محدودیت‌های این روش می‌باشد.

در مطالعات اخیر برای رفع این محدودیت‌ها به جای پیوندهای آلی یا معدنی (همچون اپوکسی) از رزین معدنی (همچون مواد سیمانی) استفاده می‌شود، [36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43]. بر این اساس مصالح الیافی مسلح‌کننده با ماتریس سیمانی^{۱۲} (FRCM) مورد مطالعات محققین قرار گرفته‌است. به طور عمومی سیستم FRCM شامل ماتریس از جنس مصالح سیمانی و شبکه‌ای از الیاف با جنس‌های مختلف می‌باشد. جنس این الیاف می‌تواند از مصالحی همچون الیاف شیشه، الیاف کربن و الیاف بازالت باشد. بسته به نوع مصالح ماتریس و نوع و شکل الیاف آن، انواع این دسته از مصالح شامل: ملات مسلح‌شده به تکستایل^{۱۳} (TRM)، بتن مسلح شده به تکستایل^{۱۴} (TRC)، مصالح مرکب با الیاف مشبک و ماتریس معدنی^{۱۵} (CMG) و ماتریس غیر معدنی^{۱۶} (IMG) می‌باشد.

۱-۲-۶-۳- ملات ECC

یکی دیگر از روش‌های تقویت دیوارهای بنایی استفاده از مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده می‌باشد. در این ارتباط تحقیقات متعددی روی دیوارهای بنایی بویژه میانقاب‌های بنایی انجام شده است.

Kyriakides و همکاران با مطالعات آزمایشگاهی، عملکرد قاب‌های بتنی مسلح غیرشکل‌پذیر با میانقاب‌های بهسازی شده با مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده را بررسی کرده‌اند [44]. در این تحقیق چهار نمونه دیوار بنایی و قاب بتنی با مقیاس یک به پنج شامل یک مدل بدون تقویت و

۱۲- Fabric-Reinforced Cementitious Matrix

۱۳- Textile Reinforced Mortar

۱۴-Textile Reinforced Concrete

۱۵- Cementitious Matrix-Grid

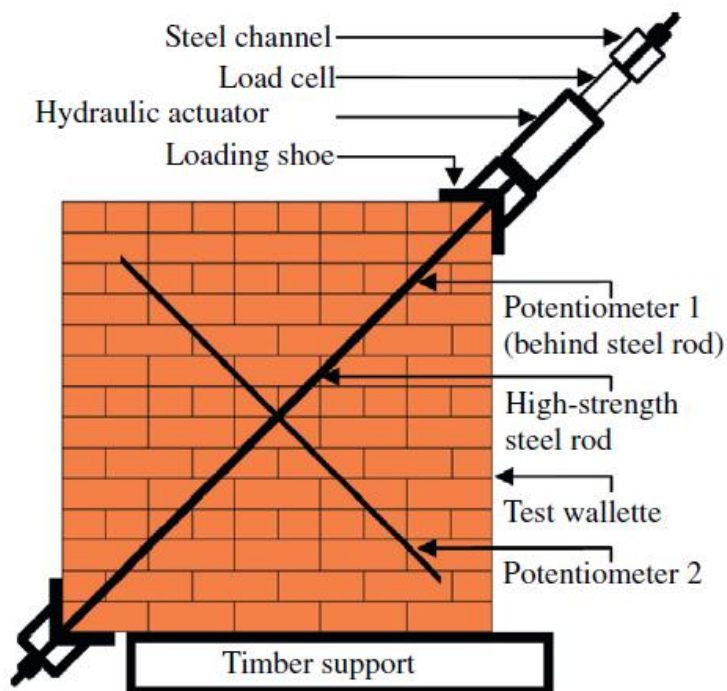
۱۶- Inorganic Matrix-Grid

سه مدل تقویت شده با مصالح ECC مورد آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته است. مدل‌های تقویت شده به صورت یک طرفه بوده و جهت تقویت علاوه بر مصالح ECC، از مش بافته شده از جنس فولاد به میزان درصدی از سطح کامپوزیت نیز استفاده شده است. در تمامی این نمونه‌ها مش فولادی و مصالح ECC از طریق نوارهایی به عرض ۵۰ میلی‌متر به دیوار بنایی چسبانیده شده‌اند. نمونه تقویت شده اول با هدف حذف مود خرابی میانقاب از یک مش بافته شده فولادی و لایه ECC در یک طرف تقویت شده است. نمونه دوم با هدف حذف مود خرابی میانقاب و همچنین به تأخیر انداختن خرابی قاب بتنی از یک مش فولادی و لایه ECC یک طرفه به همراه المان‌های فولادی جهت اتصال المان ECC به تیر استفاده شده است. نمونه سوم همان مشخصات نمونه دوم را دارا می‌باشد با این تفاوت که جهت افزایش مقاومت جانبی سیستم، المانهای فولادی مورد استفاده برای اتصال المان ECC به تیر با استفاده از گریس از لایه ECC جدا شده به نحوی که نیروی برشی در این ناحیه منتقل می‌شود اما از مقاومت در برابر نیروهای کششی و گهواره‌ای جلوگیری می‌کند. مطابق نتایج آزمایشات، نمونه بدون تقویت تحت بارهای وارده دچار شکست ترد از نوع جداشدگی محل اتصال و ایجاد ترک قطری در دیوار بنایی و آسیب به المان ستون شده است. در واقع نمونه مرجع دارای رفتار ترد می‌باشد. همچنین بین نمونه‌های تقویت شده، نمونه آخر بهبود رفتار دیوار نسبت به حالت تقویت نشده را نشان می‌دهد. تغییر توزیع ترک، افزایش مقاومت و شکل‌پذیری مجموعه، افزایش اتلاف انرژی، تأخیر در خرابی قاب بدلیل استفاده از المان‌های اتصال قاب به دیوار تقویت شده از مهمترین نتایج این آزمایش می‌باشد. نحوه اتصال المان‌های جدید به قدیم از جمله ویژگی‌های بارز این تحقیق می‌باشد که مورد توجه قرار گرفته است.

دهقانی و همکاران تاثیر مصالح ECC بر عملکرد لرزه‌ای قاب میانپیر با مصالح بنایی را بررسی کرده‌اند [45]. در این تحقیق سه نمونه قاب بتنی میانپیر با مقیاس یک به دو در حالت‌های قاب بدون میانقاب، دارای میانقاب و دارای میانقاب تقویت شده با ECC تحت بارگذاری جانبی رفت و برگشتی قرار گرفته است. با توجه به نتایج این تحقیق، قاب به همراه میانقاب دارای ۱۷۵٪ ظرفیت و ۸۶٪

اتلاف انرژی بیشتر نسبت به قاب تنها می‌باشد. این درحالیستکه مقاومت و اتلاف انرژی میانقاب تقویت شده با مصالح ECC به میزان ۲/۵۷ و ۲/۷۴ برابر میانقاب تقویت نشده می‌باشد. همچنین سرعت زوال سختی میانقاب مقاوم‌شده در طول بارگذاری پایین‌تر از حالت مقاوم‌سازی شده می‌باشد. منحنی دوخطی ظرفیت برشی نشان می‌دهد که مقاومت تسلیم و تغییرمکان تسلیم میانقاب تقویت شده به ترتیب ۲/۵ و ۱/۸ برابر حالت تقویت نشده‌است. بررسی روند ترک‌خوردگی در لایه ECC نشان دهنده ترک‌خوردگی متعدد قطری تا اوج بار جانبی بوده و بعد از آن نقطه شکل‌گیری ترک‌های جدید با سرعت معناداری رو به کاهش است. در این تحقیق هیچ شکست ناشی از جداشدگی لایه ECC مشاهده نشده‌است.

Yi-Wei Lin و همکاران مقاوم‌سازی داخل صفحه دیوارک‌های بنایی غیر مسلح با مصالح ECC را مورد بررسی قرار دادند [46]. در این بررسی، بر روی ۲۵ نمونه آزمایشگاهی دیوارک بنایی بدون تقویت و تقویت شده با مصالح ECC مطالعه شده‌است. مطابق شکل (۱-۲۲) ابعاد دیوارک‌ها ۱۲۰ در ۱۲۰ سانتیمتر و با ضخامت‌های ۱۰، ۲۲، ۳۵ و ۴۷ سانتیمتر در نظر گرفته شده‌است. دیوارک‌ها به صورت یک‌طرفه با مصالح ECC تقویت شده‌اند. ضخامت لایه ECC ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده‌است. نتایج این مطالعه بسته به ضخامت المان ECC بیانگر افزایش مقاومت برشی دیوارک از ۱۳۰ تا ۵۱۴ درصد می‌باشد. همچنین شکل‌پذیری دیوارک بعد از تقویت با المان ECC به میزان ۲۲۰ درصد افزایش یافته‌است. طی آزمایشات جدا شدگی لایه ECC برای دیوارک‌های با ضخامت کمتر از ۲۲ سانتیمتر مشاهده نشده‌است. برای دیوارک‌های با ضخامت بیشتر، افزایش ضخامت لایه تقویت به دلیل حاکم شدن مود شکست جداشدگی لایه تقویت از سطح دیوارک بنایی تاثیری بر ظرفیت باربری دیوارک نداشته‌است. بنابراین مقاومت چسبندگی بین لایه ECC و دیوارک تابع دو عامل اصلی ضخامت دیوارک و ضخامت لایه ECC می‌باشد.



شکل ۱-۲۲- جزئیات آزمایش کشش قطری دیوارک‌ها [46]

$$V_{tECC} = K_{wt} \times 0.12f'_b \times E_{ECC} \times M \times A_{Bond} \quad [46] \quad (6-1)$$

$$M = 0.0033(1 - e^{-82t_{ECC}}) \quad [46] \quad (7-1)$$

در این روابط f'_b ، E_{ECC} ، A_{Bond} و t_{ECC} به ترتیب مقاومت فشاری مصالح بنایی، مدول الاستیسیته ملات ECC، سطح تماس معادل ملات ECC و دیوارک بنایی و ضخامت ملات ECC می‌باشد. همچنین رابطه (۸-۱) برای محاسبه ظرفیت برشی لایه ملات ECC پیشنهاد شده‌است. این رابطه مبتنی بر آزمایش تعدادی دیوارک بنایی تقویت‌شده می‌باشد. در این رابطه f_c ، f_t ، l_w و t_{ECC} به ترتیب مقاومت فشاری و کششی، طول و ضخامت لایه ECC می‌باشد.

جدول ۱-۶- ضریب تاثیر ضخامت دیوارک بر چسبندگی دیوارک و لایه ECC [46]

ضریب K_{wt}	ضخامت دیوارک (سانتیمتر)
۰/۹	۱۰
۱	۲۲
۰/۶	۳۵
۰/۵	۴۷

$$V_{ECC} = t_{ECC} (Zf_t + 0.18\sqrt{f_c}l_w) \quad [46] \quad (8-1)$$

$$Z = 0.72l_w \quad [46] \quad (9-1)$$

Mingke Deng و همکاران به بررسی عملکرد داخل صفحه دیوارهای باربر بنایی تقویت شده با ملات ECC پرداختند [47]. در این تحقیق ۶ نمونه دیوار با مقیاس یک به دو ساخته شده و تحت بار رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند. این نمونه‌ها شامل دو نمونه شاهد، دو نمونه تقویت شده با ملات ECC به صورت نواری به پهنای ۳۰ سانتیمتر در سه لبه دیوار و دو نمونه دیگر تقویت شده با ملات ECC به صورت کامل می‌باشد. نمونه‌ها به صورت دو طرفه و با ضخامت هر لایه ۱۵ میلیمتر تقویت شده‌اند. در این طرح اتصال مکانیکی بین لایه تقویت و شالوده زیر دیوار وجود ندارد و فقط لایه تقویت به صورت نوار با عرض ۵ سانتیمتر روی شالوده زیر دیوار گسترش داده شده‌است. بار ثقلی ۰/۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده‌است. مود شکست نمونه‌های شاهد از نوع شکست کششی قطری می‌باشد. مود شکست نمونه‌های تقویت شده به صورت کامل با لایه ECC از نوع مود شکست گهواره‌ای می‌باشد به نحوی که در لایه ECC ترک ایجاد نشده‌است. سایر نتایج بیانگر افزایش ظرفیت برشی و میزان اتلاف انرژی دیوار تقویت شده نسبت به تقویت نشده می‌باشد. البته میزان افزایش مقاومت برشی در روش تقویت نواری کمتر از حالت تقویت کامل می‌باشد ولی برای اتلاف انرژی، نتایج بر عکس می‌باشد.

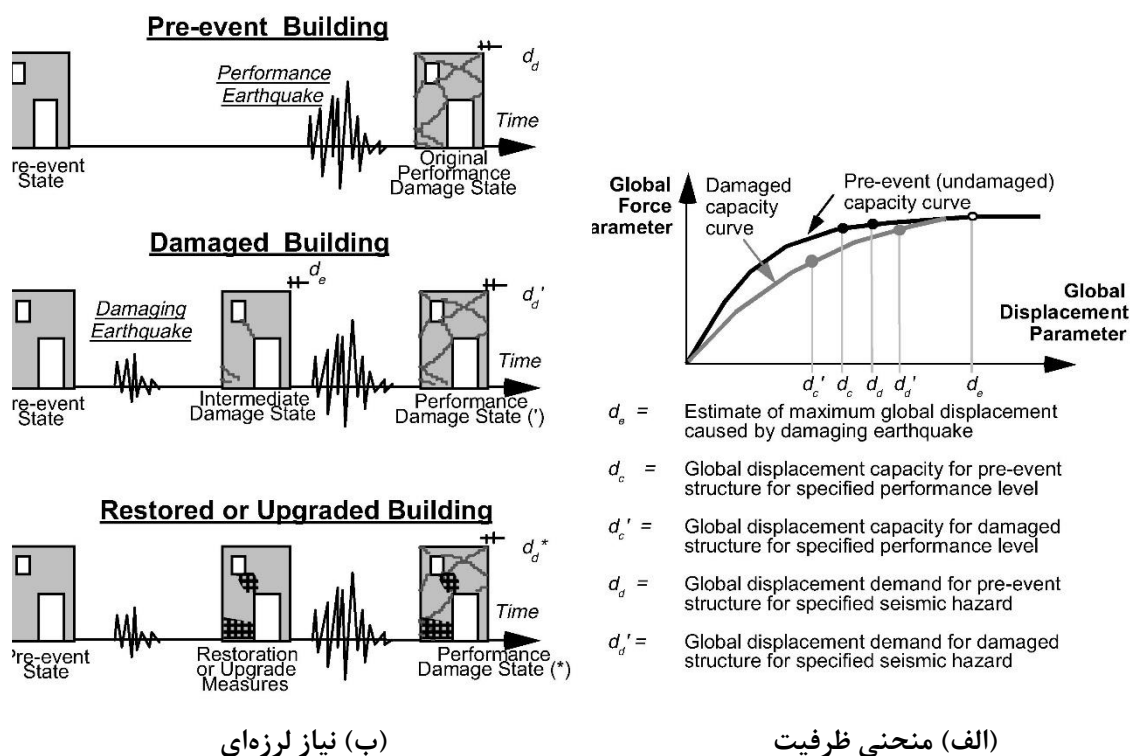
۱-۲-۷- ترمیم و مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی آسیب‌دیده

در کنار تقویت دیوارهای بنایی موجود، موضوع ترمیم یا ارتقای مشخصات رفتاری آنها پس از آسیب بویژه ناشی از زلزله قابل توجه می‌باشد. موضوع ترمیم سازه‌ها همانند مقاوم‌سازی و تقویت آنها نیازمند انجام مراحل ارزیابی آسیب وارده قبل از ارائه راهکار می‌باشد. FEMA306,307,308 به موضوع ترمیم و یا ارتقای مشخصات رفتاری دیوارهای بتنی یا مصالح بنایی آسیب‌دیده ناشی از زلزله پرداخته‌اند [48, 49, 50].

ترمیم سازه‌های آسیب‌دیده بویژه ناشی از زلزله در صورتیکه دچار آسیب جدی نشده باشند و یا به تعبیری تا سطح طراحی آسیب ندیده‌اند می‌تواند ضمن بازیافت بخش زوال یافته المان از بخش‌هایی که دچار آسیب نشده‌اند استفاده نمود. مطابق شکل (۱-۲۳) سه نوع رفتار و برخورد با سازه مطرح است. حالت اول آنکه سازه تحت زلزله طراحی قرار گرفته و تا آن سطح آسیب دیده‌است و قابل ترمیم نمی‌باشد. حالت دوم سازه تحت زلزله قرار گرفته ولی آسیب آن شدید نبوده‌است و بدون ترمیم تحت زلزله دیگری قرار گرفته و دچار آسیب جدی می‌شود. حالت سوم سازه تحت زلزله قرار گرفته ولی سازه با توجه به میزان خسارت وارده ترمیم شده و به حالت قبل از خسارت برگردانده شود و یا به لحاظ سطح عملکرد نسبت به حالت آسیب ندیده ارتقا پیدا کند. برای حالت سوم که منجر به ترمیم یا ارتقای سازه‌ها می‌گردد سه استرژژی می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. گروه اول روش‌های می‌باشد که بدون تغییر در المان‌های اصلی سازه و با استفاده از روش‌هایی همچون تزریق گروت در ترک دیوارهای بنایی و یا بتنی، ویژگی رفتاری سازه همچون مقاومت و سختی به حالت اول برگردانده شود. گروه دوم روش‌هایی می‌باشد که منجر به جایگزینی قسمت یا تمام المان آسیب دیده می‌شود. گروه سوم روش‌هایی می‌باشد که همچون اضافه کردن المان جدید به سیستم لرزه‌بر سازه آسیب دیده و یا استفاده از مصالحی همچون لایه مش و شاتکریت، ورق‌های FRP و... که منجر به تغییر عملکرد سازه و بهبود آن می‌گردد [50].

مطابق FEMA307 برای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح با مود شکست لغزش در محل درز ملات سطوح خسارت و منحنی رفتاری دیوار آسیب دیده مطابق شکل (۱-۲۴) می‌باشد [49]. در این منحنی سطوح خسارت دیوار به چهار ناحیه خسارت ناچیز، خسارت متوسط، خسارت سنگین و خسارت نهایی تقسیم شده‌است.

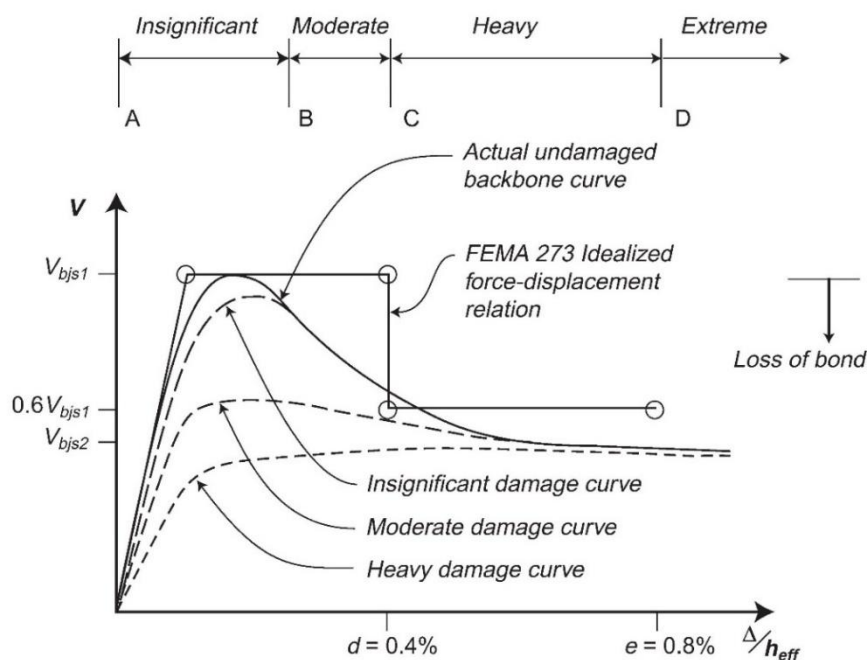
در این منحنی ظرفیت درز ملات شامل چسبندگی و اصطکاک در شرایط قبل از ترک خوردگی با V_{bjs1} نمایش داده شده‌است که پس از زوال چسبندگی مقاومت پسماند به ۶۰٪ این مقدار خواهد رسید.



شکل ۱-۲۳- عملکرد سازه سالم، آسیب دیده و آسیب دیده ترمیم شده یا ارتقاء یافته [50]

اما آنچه که در ارزیابی خسارت دیوار حائز اهمیت است، تعریف شاخص‌های اندازه‌گیری خسارت می‌باشد. ارتباط سطوح خسارت با سطوح عملکردی المان و تعریف ضریبی جهت تعیین پارامترهای رفتاری المان آسیب‌دیده نسبت به حالت آسیب‌نندیده از جمله سختی، ظرفیت مقاومتی و ظرفیت تغییرشکلی از جمله این شاخص‌ها می‌باشند. هر چند نتایج آزمایشگاهی راجع به دیوارهای آسیب‌دیده جهت تعیین این پارامترها در دسترس نمی‌باشد لکن با استفاده از منحنی چرخه‌ای دیوارهای آسیب‌نندیده و مشاهدات مربوط به عملکرد این سازه‌ها در زلزله‌های گذشته این پارامترها تعریف شده‌اند.

تعیین روش ترمیم یا مقاوم‌سازی دیوار آسیب‌دیده تابع نوع مود خسارت وارده و میزان آن می‌باشد. به عبارتی دیگر انتخاب هر یک از روش‌های مورد اشاره در سه حالت ترمیم اعضای سازه‌ای، جایگزینی آنها و در نهایت استفاده از المان‌های جدید وابسته به میزان سطوح خسارت می‌باشد [48].



شکل ۱-۲۴- منحنی تغییرمکان- نیرو در مود شکست لغزش در محل درز ملات [49]

Hernan Santa-Maria و همکاران نسبت به بررسی عملکرد استفاده از CFRP برای تقویت دیوارهای بنایی آسیب دیده پرداخته‌اند [51]. در این تحقیق چهار دیوار بنایی تمام مقیاس، ابتدا تحت ترک خوردگی اولیه متناظر با بیشترین مقاومت برشی قرار گرفته‌است. سپس با نوارهای CFRP به دو صورت قطری و افقی در سه نوار و دو طرفه تقویت شده‌است. عملکرد دیوار تحت بارگذاری برشی رفت و برگشتی تا نقطه شکست بررسی شده‌است. نتایج این تحقیق بیانگر افزایش مقاومت برشی و تغییرمکان ماکزیمم در سطح شکست دیوار تقویت شده مشابه دیوار مقاوم‌سازی شده بدون ترک می‌باشد. همچنین الگوی ترک خوردگی دیوار تقویت شده و مقاوم‌سازی شده بدون ترک مشابه می‌باشند. هر چند سختی جانبی دیوارهای آسیب‌دیده تقویت شده نسبت به نمونه تقویت شده سالم بهبود پیدا نمی‌کند.

Konthesingha و همکاران نیز، به بررسی آزمایشگاهی تاثیر مصالح FRP بر عملکرد دیوارهای بنایی آسیب‌دیده پرداخته‌اند [52]. در این تحقیق شانزده نمونه دیوار بنایی به ابعاد ۱۱۰×۱۲۰۰×۱۲۰۰ میلی‌متر مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. ابتدا نمونه‌ها تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند. در این تحقیق سطوح مختلف خسارت با تغییر میزان بار ثقلی (۲/۸ تا ۰/۷ مگاپاسکال)

مورد بررسی قرار گرفته است. سپس دیوار آسیب دیده با الگوی های مختلف قرار گیری نوارهای FRP مقاوم سازی شده اند و مجدداً تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته اند. نتایج این مطالعات بیانگر عدم تغییر در مقاومت برشی دیوار تقویت شده آسیب دیده نسبت به دیوار سالم است. هر چند ارتقای ظرفیت برشی دیوار آسیب دیده تا ظرفیت برشی دیوار سالم مشاهده شده است. در این روش ظرفیت تغییر شکل و اتلاف انرژی دیوار آسیب دیده تقویت شده به میزان معناداری نسبت به دیوار سالم افزایش نشان می دهد.

۱-۳- مطالعه مقدماتی مبتنی بر روش عددی

قبل از انجام مطالعات اصلی، مطالعه مقدماتی بر اساس روش عددی که نتایج آن در این بخش ارائه می شود صورت گرفته است. هدف این بخش تهیه جزییات برنامه آزمایشات از طریق نتایج مدلسازی عددی و بهینه نمودن تعداد نمونه های بزرگ مقیاس می باشد. لازم به ذکر است که مفروضات مدل سازی براساس نتایج نمونه های آزمایشگاهی در مراجع مختلف می باشد. جهت مدل سازی از نرم افزار ABAQUS نسخه ۱-۱۴، ۶ استفاده شده است [53]. این بخش شامل روش مدل سازی مصالح بنایی و ملات ECC، نتایج اعتبارسنجی مدل عددی، مشخصات نمونه های آزمایشگاهی و نتایج حاصل از مدلسازی عددی می باشد.

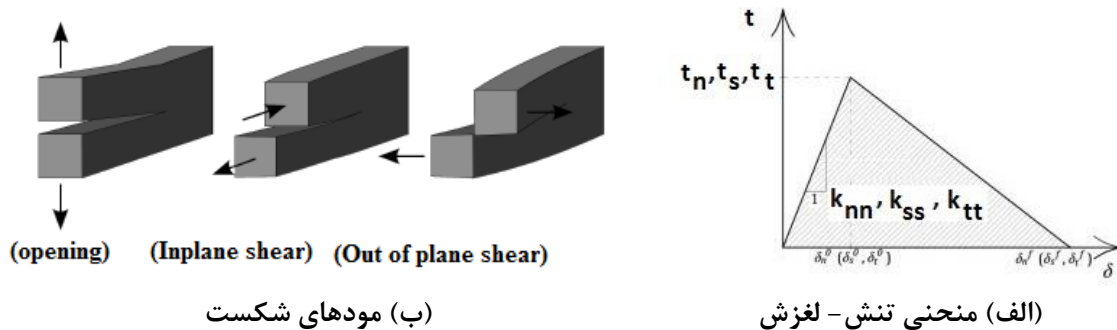
۱-۳-۱- روش مدلسازی مصالح بنایی

دیوار بنایی بدلیل نوع اجزای تشکیل دهنده آن شامل واحد بنایی و ملات، از نوع مصالح مرکب ناهمگن و غیریکنواخت می باشد. شناخت رفتار این نوع مصالح از ملزومات انتخاب روش مناسب جهت مدلسازی و یا انتخاب روش بهبود رفتار آنها می باشد. همانطور که در فصل اول اشاره شد فرض مصالح همگن یا ناهمگن برای مدلسازی دیوار بنایی تاثیر بالایی روی دقت نتایج دارد. براین اساس مدل های

درشت مقیاس برای فرض مصالح همگن و مدل‌های ریزمقیاس برای فرض مصالح ناهمگن بنایی استفاده می‌شود. مدل‌سازی سطح ریزمقیاس می‌تواند به دو دسته مدل‌سازی در سطح ریزشده مصالح و مدل‌سازی در سطح ساده شده مصالح تقسیم شود. در سطح ریزشده، خواص هر یک از اجزاء مصالح تشکیل‌دهنده شامل واحد بنایی و ملات به صورت مجزا تعریف می‌شوند. ضمن آنکه سطح تماس ملات و واحد بنایی با اتصال گسسته جهت تاثیر ویژگی‌های چسبندگی برشی و کششی تعریف می‌گردد. در مدل ریزمقیاس ساده شده که روش مورد استفاده این تحقیق می‌باشد لایه ملات و لایه تماسی با یکدیگر همگن شده و با ضخامت صفر مدل‌سازی می‌شوند.

۱-۳-۱- نحوه معرفی مشخصات لایه تماسی در نرم افزار

مطابق شکل (۱-۲۵) لایه تماسی در سه مود شکست نرمال، برشی داخلی صفحه و برشی خارج از صفحه مدل‌سازی می‌شود.



شکل ۱-۲۵- مودهای شکست و رفتار تنش - لغزش المان تماسی [53]

باتوجه به روابط ارائه شده توسط Lourenço مقادیر سختی المان تماسی برای حالت‌های نرمال

و تماسی مطابق روابط زیر محاسبه می‌شوند [10].

$$k_n = \frac{E_b \times E_m}{h_m \times (E_u - E_m)} \quad (10-1)$$

$$k_s = \frac{G_b \times G_m}{h_m \times (G_u - G_m)} \quad (11-1)$$

در روابط فوق $h_m, G_m, G_b, E_m, E_b, k_s, k_n$ به ترتیب سختی نرمال، سختی برشی، مدول الاستیسته آجر، مدول الاستیسته ملات، مدول برشی آجر، مدول برشی ملات و ضخامت لایه ملات ماسه و سیمان می‌باشد. این مشخصات به همراه سایر پارامترهای مدل‌سازی همچون مقادیر مقاومت و انرژی شکست از نتایج آزمایشگاهی بدست می‌آید.

۱-۳-۱-۲- نحوه مدل‌سازی مصالح بنایی

باتوجه به انتخاب روش میکرو ساده شده جهت مدل‌سازی دیوار بنایی و حذف ضخامت لایه ملات، لازم است از مشخصات مکانیکی منشور بنایی استفاده شود.

در نرم افزار ABAQUS جهت مدل‌سازی مصالح مختلف شامل فلزات، چدن، خاک، بتن و..... چندین نوع رفتار غیرخطی در دسترس باشد. در این نرم‌افزار برای مدل‌سازی مصالح بنایی مدل ویژه ارائه نشده است ولی می‌توان با توجه به نزدیکی رفتار مصالح بنایی با بتن که دارای رفتار ترد می‌باشد از مدل‌های ارائه شده برای بتن استفاده نمود. در نرم افزار ABAQUS سه نوع مدل برای بتن ارائه شده است. این سه مدل شامل مدل بتن ترک‌خورده^۷، مدل بتن شکننده^۸ و مدل بتن آسیب‌دیده خمیری^۹ می‌باشند. باتوجه به استفاده از مدل بتن آسیب‌دیده در این تحقیق راجع به این مدل جزئیات بیشتری در ادامه ارائه خواهد شد.

۱-۳-۱-۲-۱- مدل بتن شکننده

در این مدل، ترک کششی و شکست فشاری رفتار غالب نمی‌باشد بلکه این مدل شامل رفتار کاملاً غیرایزوتروپ که به سبب وجود ترک‌های بسیار در بتن پدید می‌آید، می‌باشد. رفتار مدل در فشار الاستیک فرض می‌شود. در این مدل ماده دارای ترک‌های متعامد با بیشترین مقدار ترک در یک نقطه

۱۷- Smearred Crack Concrete Model

۱۸- Brittle Cracking Model

۱۹- Concrete Damaged Plasticity Model

و در جهت مولفه‌های تنش می‌باشد. این مدل برای مصالح با رفتار ترد همچون سرامیک و سنگ مفید است.

۱-۳-۱-۲-۲- مدل بتن ترک خورده

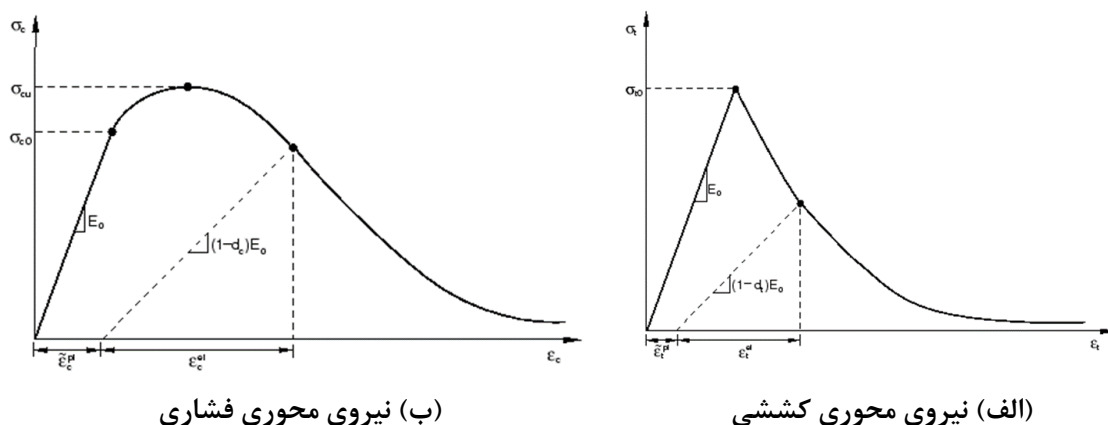
از این مدل در حالت‌هایی که بتن در معرض کشش یکنواخت بوده و یا دچار ترک‌های کششی یا ترک‌های فشاری باشد استفاده می‌گردد. ویژگی‌های پلاستیک مواد می‌تواند با تغییر نرخ کرنش تغییر کند. در مدل بتن ترک خورده، مهمترین عامل در رفتار ماده، ترک خوردگی می‌باشد و پس از ایجاد ترک، رفتار کاملاً غیر ایزوتروپیک بر ماده حاکم خواهد بود. همچنین فرض می‌شود که ترک‌ها زمانی ظاهر می‌شوند که تنش‌ها به سطح شکست برسند که سطح آشکاری ترک نامیده می‌شود.

۱-۳-۱-۲-۳- مدل بتن آسیب دیده پلاستیک

این مدل جهت مدل‌سازی رفتار بتن و دیگر مواد شبه شکننده کاربرد دارد. این مدل از مفهوم آسیب دیدگی همسانگرد در محدوده خطی و با ترکیب کشش ایزوتروپ و فشار پلاستیک جهت نمایش رفتار غیرخطی بتن استفاده می‌کند. مدل معرفی شده برای بتن در حالت آسیب دیده یک مدل پیوسته بر اساس رفتار پلاستیک می‌باشد و دو مکانیزم اصلی خرابی در این مدل ترک‌های ناشی از کشش و خردشدگی در قسمت فشاری می‌باشد. در مدل مذکور فرض می‌گردد که پاسخ به کشش و فشار تک محوره به وسیله معیار خرابی پلاستیک کنترل می‌گردد. در کشش تک محوره منحنی تنش - کرنش تا نقطه تنش خرابی به صورت خطی تغییر می‌کند که این تنش با گسترش ترک‌های ریز در بتن همزمان می‌باشد. پس از عبور از نقطه مذکور، خرابی‌ها به صورت ترک‌های قابل مشاهده در می‌آیند که به صورت منحنی نرم‌شوندگی در فضای تنش - کرنش نمایش داده می‌شوند. در فشار تک محوره پاسخ تا رسیدن به نقطه جاری شدن به صورت الاستیک خواهد بود و در ناحیه پلاستیک

عموما رفتار به وسیله منحنی سخت‌شوندگی بیان می‌شود. در نهایت با رسیدن به نقطه تنش نهایی منحنی رفتاری به صورت منحنی نرم‌شوندگی در می‌آید شکل (۱-۲۶).

در بارگذاری‌های دوره‌ای رفتار کاهندگی بسیار پیچیده‌تر می‌شود که شامل باز و بسته شدن ترک‌های مویی که قبلاً تشکیل شده‌اند و نیز اندرکنش آنها با یکدیگر می‌باشد. به طور تجربی مشاهده شده‌است که با عوض شدن جهت بارگذاری مقداری به سختی الاستیک افزوده می‌شود که این اثر به عنوان تاثیر یک سویه شناخته می‌شود. اثر این رفتار زمانی نمود بیشتری دارد که بارگذاری از حالت کششی به فشاری تبدیل شود که باعث بسته شدن ترک‌ها و بازیابی سختی فشاری می‌گردد. در این مدل از مدول الاستیسیته کاهش یافته استفاده می‌شود.



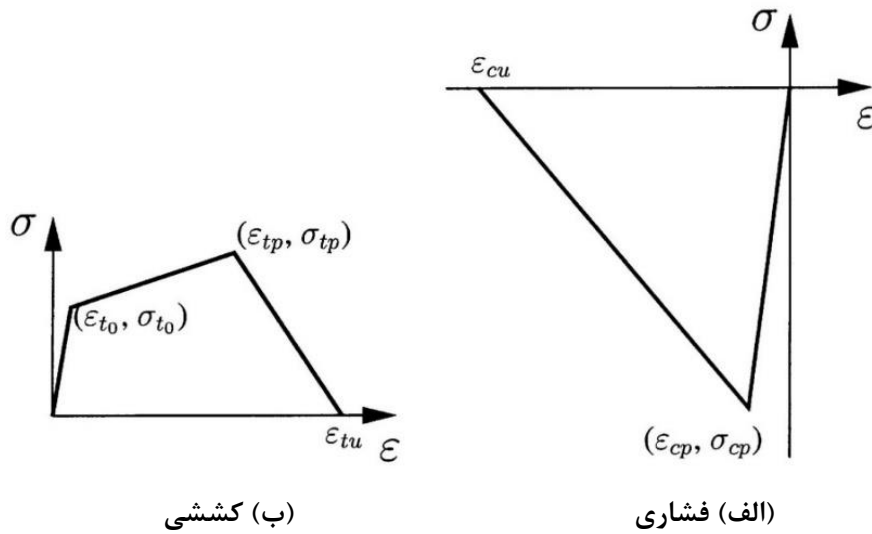
شکل ۱-۲۶- پاسخ بتن تحت بار محوری [53]

۱-۳-۱- نحوه مدلسازی ملات ECC

با توجه به رفتار مصالح ECC، برای مدل‌سازی آن از مدل بتن آسیب‌دیده پلاستیک که در بند قبل به آن اشاره شد، استفاده می‌شود. برای مدل رفتاری این نوع ملات در کشش و فشار از مدل رفتاری مطابق شکل (۱-۲۷) و روابط (۱-۱۲) و (۱-۱۳) پیشنهادی Han و همکاران که برای مصالح ECC پیشنهاد شده‌است، استفاده گردید [25].

۱-۳-۲- اعتبار سنجی مدل عددی

برای صحت‌سنجی فرضیات مدل‌سازی تقویت با ملات ECC از نتایج مطالعات آزمایشگاهی Lin و همکاران استفاده شده است [46]. ابعاد دیوارک بنایی انتخاب‌شده $۱۲۰۰ \times ۱۲۰۰ \times ۲۲۰$ میلیمتر می‌باشد. طرح اختلاط ملات ECC برای تقویت دیوارک‌ها مطابق جدول (۷-۱) می‌باشد. ابعاد آجرها $۲۱۰ \times ۱۱۰ \times ۶۵$ میلیمتر در نظر گرفته شده است.



شکل ۱-۲۷- پوش منحنی‌های شکست ملات ECC [25]

$$F_{\text{tensile}} = \begin{cases} E\varepsilon & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_{t0} \\ \sigma_{t0} + (\sigma_{tp} - \sigma_{t0}) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{t0}}{\varepsilon_{tp} - \varepsilon_{t0}} \right) & \varepsilon_{t0} \leq \varepsilon < \varepsilon_{tp} \\ \sigma_{tp} \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{tp}}{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{tp}} \right) & \varepsilon_{tp} \leq \varepsilon < \varepsilon_{tu} \\ 0 & \varepsilon_{tu} \leq \varepsilon \end{cases} \quad (12-1)$$

$$F_{\text{compressive}} = \begin{cases} E\varepsilon & \varepsilon_{cp} \leq \varepsilon < 0 \\ \sigma_{cp} + \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cp}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cp}} \right) & \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon < \varepsilon_{cp} \\ 0 & \varepsilon \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (13-1)$$

جزئیات نمونه آزمایشگاهی مطابق شکل (۲۲-۱) و مشخصات مصالح بنایی مطابق جدول (۸-۱) می‌باشد.

جدول ۱-۷- مشخصات طرح اختلاط ملات ECC [46]

Materials	Kg/m ³
Sand	۶۴۰
Cement	۸۰۰
Fly ash	۲۴۰
Water	۳۷۴
Fiber	۲۶
Additives	۰/۳

جدول ۱-۸- مشخصات مصالح بنایی جهت مدلسازی [46]

f'_b (MPa)	f'_j (MPa)	f'_m (MPa)	E (MPa)	ν
۱۶/۳	۱	۵/۳	۱۱۲۰۰	۰/۱۵

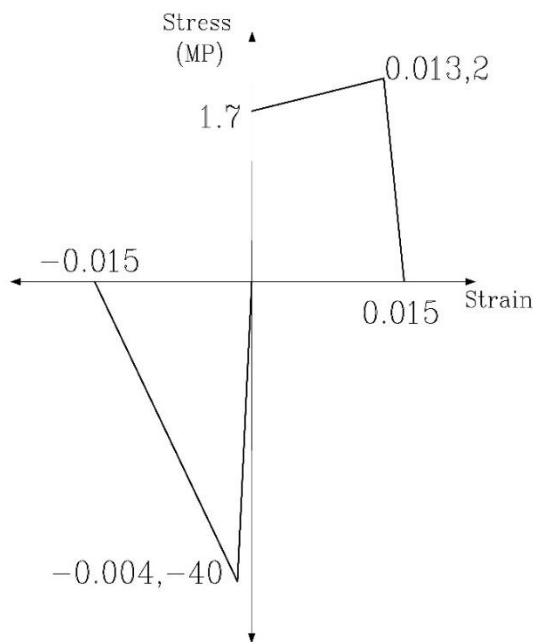
در جدول فوق f'_b ، f'_j و f'_m به ترتیب مقاومت فشاری آجر، ملات و منشور بنایی و E و ν به ترتیب مدول الاستیسته و ضریب پواسون مصالح بنایی می باشد. با توجه به آنکه ملات بنایی استفاده شده در تحقیق مذکور دارای طرح اختلاط ۱:۲:۹ (ماسه-سیمان-آهک) می باشد لذا برای سایر پارمترهای مورد نیاز جهت مدلسازی رفتار غیرخطی دیوارک بنایی از نتایج مشابه ارائه شده توسط Pluijm استفاده شده است [54].

این پارمترها مطابق جدول (۱-۹) شامل K_{nn} ، K_{tt} و K_{ss} به ترتیب سختی نرمال و برشی داخل و خارج صفحه المان تماسی می باشد. همچنین f_{nn} و ν_{11} و ν_{22} به ترتیب مقاومت کششی، مقاومت برشی داخل و خارج از صفحه و G_f انرژی شکست المان تماسی می باشد.

جدول ۱-۹- مشخصات سختی و مقاومت المان تماسی مصالح بنایی [54]

k_{nn} (N/m ³)	k_{tt} (N/m ³)	k_{ss} (N/m ³)	f_{nn} (MPa)	ν_{11} (MPa)	ν_{22} (MPa)	G_f (N/m)
$۱/۷ \times ۱۰^{۱۰}$	۸×۱۰^{۱۰}	۸×۱۰^{۱۰}	۰/۱	۰/۰۸	۰/۰۸	۵

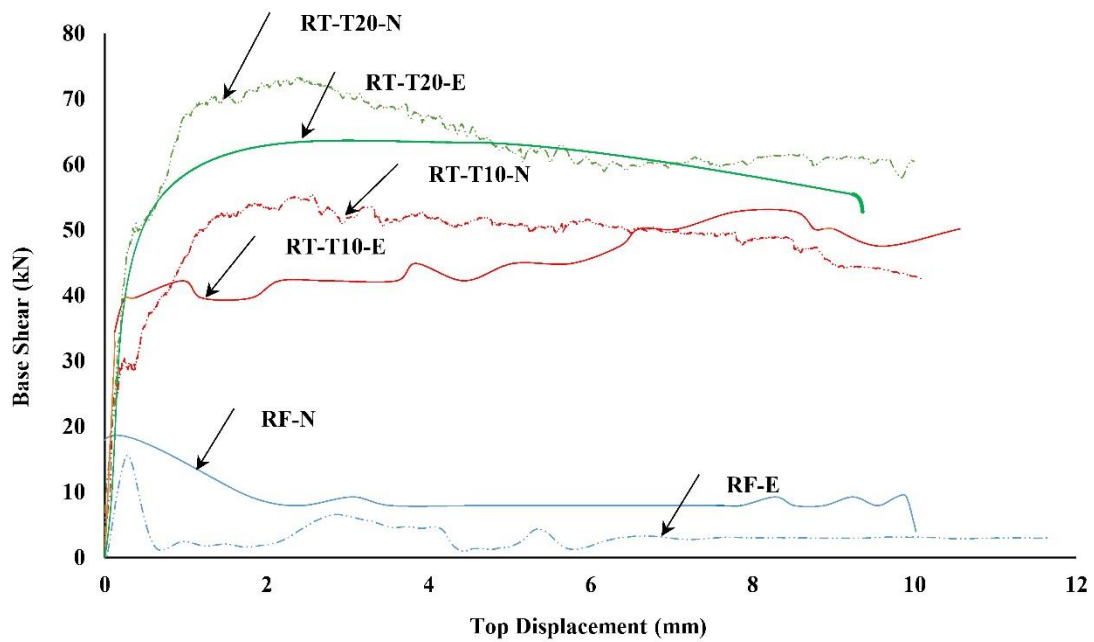
مشخصات مکانیکی فشاری و کششی مصالح ECC مورد استفاده برای تقویت دیوارک بنایی مطابق شکل (۲۸-۱) می‌باشد. این اطلاعات مطابق نتایج تحقیقات Li و همکاران می‌باشد که نتایج طرح اختلاط آن در جدول (۷-۱) ارائه شده‌است [23, 46]. ضخامت لایه ملات ECC در مدل‌سازی ۱۰ و ۲۰ میلیمتر لحاظ شده‌است.



شکل ۱-۲۸- منحنی رفتاری جهت مدل‌سازی ملات ECC [23, 46]

همچنین فرض شده‌است که خرابی دیوار تقویت شده ناشی از جدایی لایه ECC و دیوار بنایی نمی‌باشد. لذا جهت اتصال ملات ECC و دیوار بنایی از روش TIE کردن نرم‌افزار استفاده شده‌است. این فرض از طریق رابطه (۶-۱) کنترل شده‌است [46]. لذا برای لایه‌های با ضخامت ۱۰ و ۲۰ میلیمتر جدایی لایه ملات ECC و دیوار بنایی اتفاق نمی‌افتد.

مطابق شکل (۲۹-۱) نتایج مدل‌های عددی صحت‌سنجی، اختلاف ناچیزی با نتایج آزمایشگاهی (کمتر از ۲۰ درصد) دارد که این اختلاف بدلیل شرایط آزمایشگاهی و مشخصات مصالح قابل پذیرش است. در این شکل RT، RF، T، N و E به ترتیب بیانگر نمونه تقویت‌شده، نمونه شاهد، ضخامت لایه ECC، روش عددی و روش آزمایشگاهی می‌باشد.



شکل ۱-۲۹- نتایج آزمایشگاهی [46] و عددی دیوارک بنایی

۱-۳-۳- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

برای بررسی اثر ملات ECC روی دیوار بنایی برابر از نمونه‌های دیوار بنایی شاهد با مقیاس یک به دو که توسط درب‌هنزی و همکاران آزمایش شده‌اند، استفاده شد [55]. بر این اساس دو نمونه دیوار شاهد (تقویت نشده) به ابعاد ۲۷۰۰، ۱۴۰۰، ۱۶۰ میلی‌متر و ۱۹۰۰، ۱۴۰۰، ۱۱۰ میلی‌متر که به ترتیب بیانگر مود شکست لغزش پای دیوار (شکل‌پذیر) و مود شکست برش قطری (ترد) می‌باشند انتخاب شدند. این نمونه‌ها در آزمایشگاه تحت بارگذاری رفت و برگشتی آزمایش شده‌اند. مطابق مطالعات فوق بار ثقلی برابر ۰/۱ مگاپاسکال لحاظ شد. سایر مشخصات مصالح بنایی مطابق جدول (۱-۱۰) فرض می‌باشد.

جدول ۱-۱۰- مشخصات سختی و مقاومت المان تماسی بنایی [54]

k_{nn} (N/m ³)	k_{tt} (N/m ³)	k_{ss} (N/m ³)	f_{nn} (Mpa)	ν_{11} (Mpa)	ν_{22} (Mpa)	G_f (N/m)
۱×۱۰ ^{۱۰}	۵×۱۰ ^{۱۰}	۵×۱۰ ^{۱۰}	۰/۱۴۷	۰/۱۴۵	۰/۱۴۵	۵

۱-۳-۴- نتایج حاصل از مدلسازی عددی

نتایج عددی بررسی اثر ملات ECC روی دیوارهای بنایی باربر با دو مود شکست قطری و لغزش درز ملات که مشخصات آنها در بند (۱-۳-۳) تشریح شد در دو حالت اتصال و عدم اتصال لایه ملات ECC به شالوده در ادامه ارائه می‌شود. ملات ECC به صورت یک و دو طرفه و به ضخامت ۲۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است. مشخصات ملات ECC مطابق بند (۱-۳-۲) می‌باشد. JS، D، RTD، و S بیانگر نمونه‌های تقویت شده با ملات ECC و اتصال به شالوده از طریق آرماتور دوخت، مود شکست قطری، مود شکست لغزش درز ملات و یک یا دو طرفه بودن تقویت می‌باشد.

۱-۳-۴-۱- نتایج بدون اتصال به شالوده

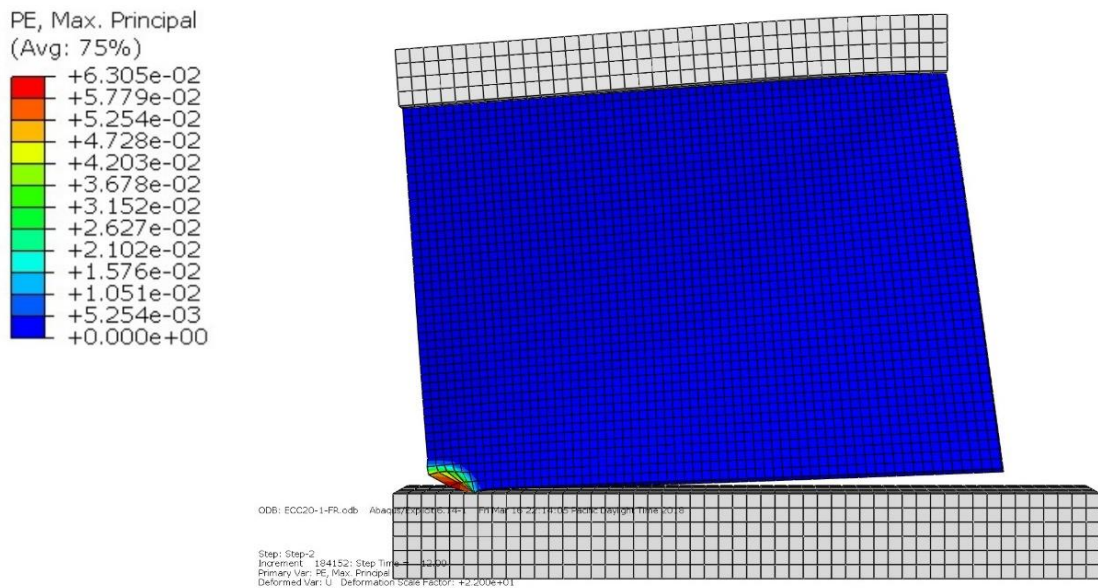
نتایج بدست آمده از تحلیل شامل میزان کرنش پلاستیک ملات ECC و همچنین منحنی رفتاری دیوار برای دو مود لغزشی و قطری طی اشکال (۱-۳۰) و (۱-۳۱) ارائه شده است.

۱-۳-۴-۱-۱- مشخصات مود شکست

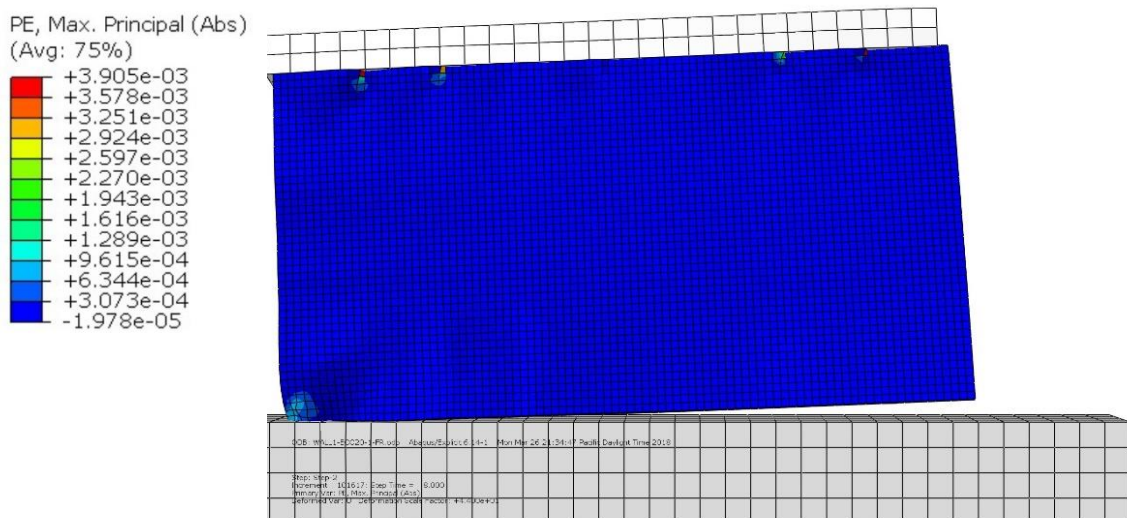
مطابق شکل (۱-۳۰)، مود شکست نمونه‌های تقویت شده در هر دو حالت مود شکست به صورت مود گهواره‌ای همراه با خردشدگی فشاری می‌باشد. بدلیل یکپارچگی دیوار ناشی از ملات ECC، مود شکست دیوار تقویت شده شکل پذیر و منحنی نیرو- تغییرمکان با شیب مثبت می‌باشد.

الگوی ترک خوردگی دیوار بنایی برای مود شکست قطری با تقویت یک طرفه همانند قبل از تقویت و با باند وسیعتر می‌باشد. منظور از باند وسیعتر افزایش محدوده ترک در سمت دیوار بنایی نسبت به حالت ترک نخورده می‌باشد. دلیل این افزایش وسعت ترک خوردگی می‌تواند انسجام ناشی از حضور لایه ملات ECC باشد. لیکن برای حالت تقویت دو طرفه ترک خوردگی دیوار صرفاً در پنجه دیوار اتفاق می‌افتد. برای دیوار با مود شکست لغزشی، ترک خوردگی دیوار در دو حالت یک و دو طرفه صرفاً در پای دیوار می‌باشد. کانتورهای کرنش پلاستیک ملات ECC بجز در ناحیه پنجه دیوار در سایر

نقاط بیانگر عدم رخداد رفتار غیرخطی لایه ECC است. هر چند مود شکست دیوار تقویت شده از نوع گهواره‌ای می‌باشد، اما در مرحله بعد از ترک‌خوردگی و تسلیم دیوار، شیب منحنی تسلیم مثبت می‌باشد که بدلیل وجود ملات ECC، شیب منفی ناشی از خردشدگی فشاری و اثر بار ثقلی به تاخیر می‌افتد. این کاهش سختی بدون تحمل تغییرشکل بالا می‌تواند نقطه ضعف دیوار تقویت‌شده تحت نیروهای خارج صفحه دیوار باشد.

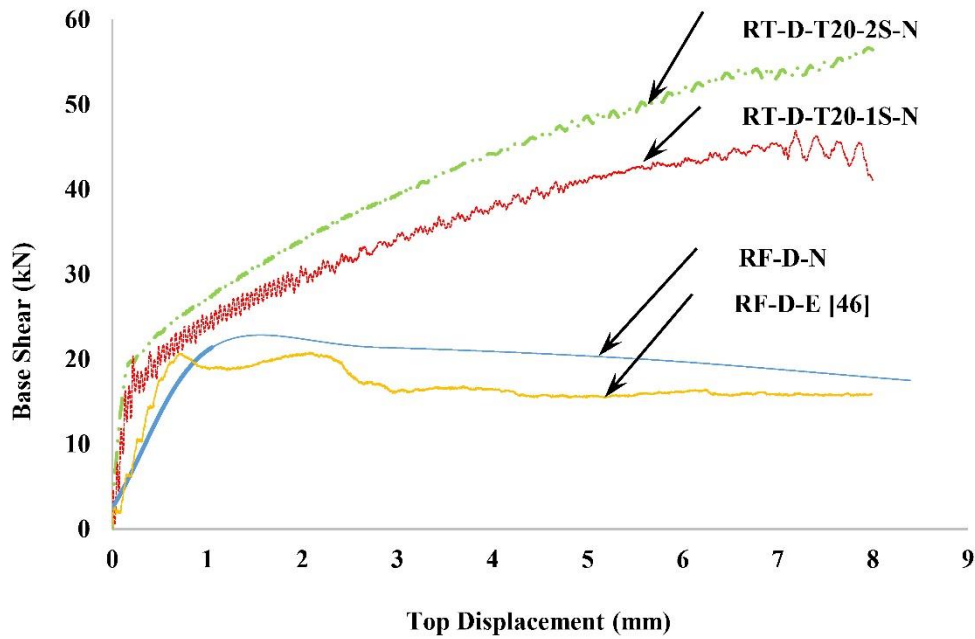


(الف) مود شکست قطری

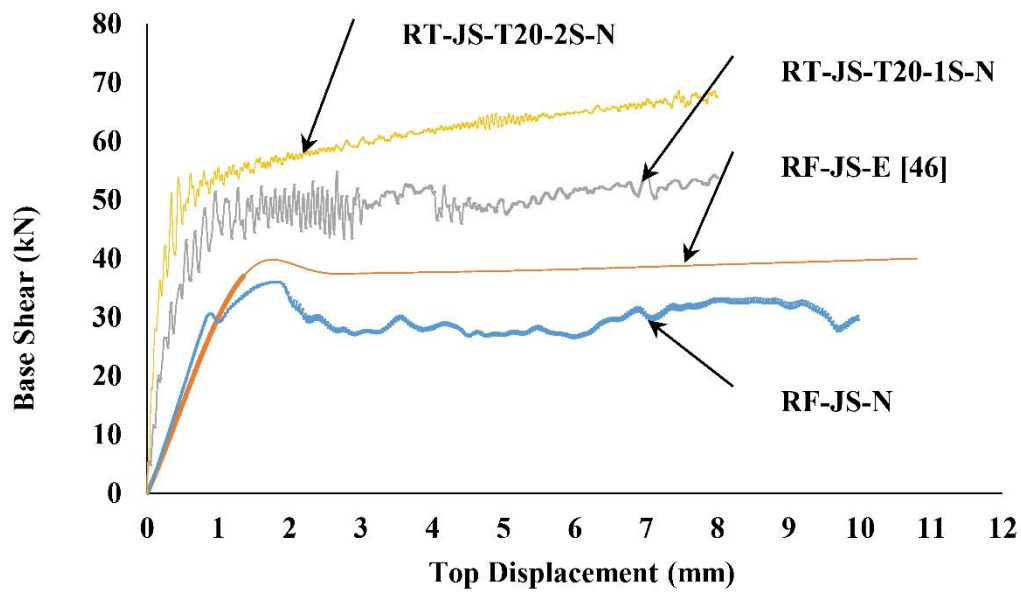


(ب) مود شکست لغزش درز ملات

شکل ۱-۳۰- کرنش پلاستیک ملات ECC (تقویت یک‌طرفه- بدون آرماتور دوخت)



(الف) مود شکست قطری



(ب) مود شکست لغزش درز ملات

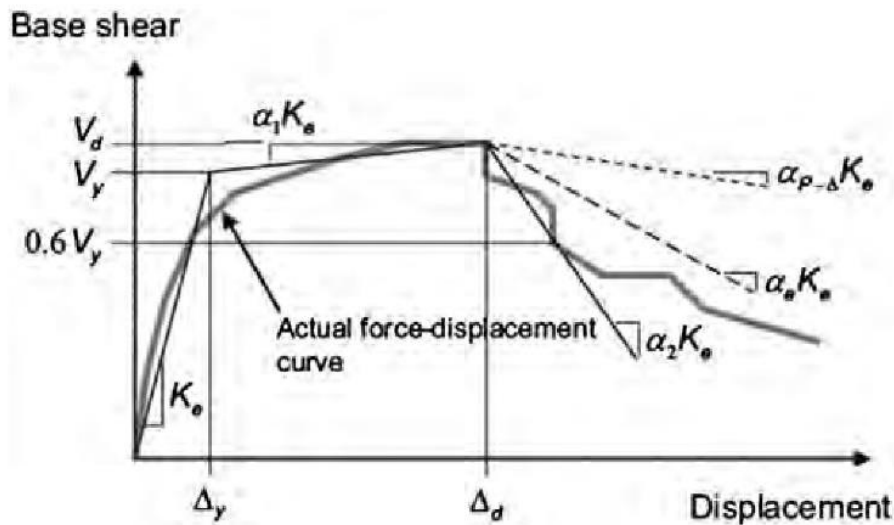
شکل ۱-۳۱- منحنی نیرو- تغییرمکان (بدون آرمانتور دوخت)

۱-۳-۴-۱- بررسی پارامترهای رفتاری

جهت تعیین سایر مشخصات غیر خطی، منحنی چندخطی مطابق ASCE 41-17 و شکل (۱-۳۲)

ترسیم شده است [2]. در این شکل V_d و V_y نیروی برشی حداکثر و تسلیم سازه، Δ_d و Δ_y تغییرمکان

متناسب با برش حداکثر و تسلیم سازه می‌باشند. K_i و K_e سختی جانبی موثر و سختی جانبی الاستیک سازه، α_1 و α_2 شیب ناحیه سخت‌شوندگی و شیب ناحیه نرم‌شوندگی سازه می‌باشد. در این ارتباط لازم است سطح مدل چند خطی با مدل اصلی برابر باشد. ضمن آنکه باید محل تقاطع دو مدل در ۶۰ درصد نقطه تسلیم (V_y) باشد. نتایج بدست آمده از مدل ساده شده در جدول (۱-۱۱) ارائه شده است.



شکل ۱-۳۲- منحنی نیرو-تغییر مکان دوخطی [2]

جدول ۱-۱۱- ویژگی‌های رفتاری دیوار مرجع و تقویت شده با ملات ECC (بدون آرماتور دوخت)

سختی K (N-m)	اتلاف انرژی E (N-m)	مقاومت تسلیم V_y (kN)	مقاومت نهایی V_U (kN)	نوع مدل	مود شکست نمونه
۸۴	۱۱۰	۱۶	۱۸/۸	مرجع [55]	کششی قطری
۹۰	۲۶۳	۲۸	۴۴	تقویت یکطرفه	
۱۰۲	۳۳۵	۲۸	۵۶	تقویت دوطرفه	
۱۱۰	۲۵۰	۳۲	۳۸	مرجع [55]	لغزش درز ملات
۱۳۵	۳۸۴	۴۷	۵۴	تقویت یکطرفه	
۱۴۵	۴۷۹	۵۴	۶۸	تقویت دوطرفه	

۱-۳-۴-۱-۲-۱- مقاومت تسلیم

منحنی نیرو- تغییر مکان دیوار بیانگر افزایش مقاومت تسلیم $1/5$ تا $1/8$ برابر نسبت به حالت تقویت نشده می‌باشد. این افزایش مقاومت برای حالت یک و دو طرفه تفاوت محسوسی نداشته و تقریباً یکسان می‌باشد. دلیل آن حاکم شدن مود گهواره‌ای و عدم تاثیر ملات ECC در محدوده غیرخطی می‌باشد.

۱-۳-۴-۱-۲-۲- مقاومت نهایی

پس از ترک خوردگی دیوار و با افزایش تغییر مکان، کاهش سختی همراه با افزایش مقاومت ملاحظه می‌شود که این حالت برای نمونه با مود شکست قطری قابل توجه است. این افزایش برای مقاومت نهایی حالت یک و دو طرفه دیوار با مود شکست قطری به ترتیب $2/3$ و 3 برابر حالت تقویت نشده می‌باشد ولی برای مود شکست لغزش درز ملات این مقدار به ترتیب $1/4$ و $1/8$ برابر حالت تقویت نشده است که نسبت به مود قطری تفاوت محسوس دارد. دلیل این اختلاف مقاومت نهایی در هر دو مود می‌تواند تغییر مود شکست قطری به مود گهواره‌ای ناشی از عملکرد ملات ECC باشد، در حالی که برای مود شکست برش درز ملات، تغییر رفتار اتفاق نمی‌افتد.

۱-۳-۴-۱-۲-۳- اتلاف انرژی

اتلاف انرژی یکی از معیارهای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. هر چند مبنای تعیین میزان جذب انرژی سازه‌ها منحنی چرخه‌ای سازه است لکن در این تحقیق صرفاً جهت مقایسه اتلاف انرژی دو سازه تقویت شده و تقویت نشده از مساحت زیر منحنی ظرفیت سازه استفاده شده است. با توجه به مقدار مساحت زیر منحنی نیرو- تغییر مکان، شکل‌پذیری دیوار نسبت به حالت تقویت نشده، بویژه مود شکست قطری، افزایش چشمگیری داشته است. این مقدار برای مود شکست قطری و

برای حالت یک و دو طرفه به ترتیب ۲/۴ و ۳ برابر حالت تقویت نشده می‌باشد. برای مود شکست لغزش درز ملات به ترتیب حدود ۱/۵ و ۱/۹ برابر دیوار تقویت نشده‌است.

۱-۳-۴-۱ - سختی

از دیگر ویژگی‌های رفتاری دیوار، سختی آن می‌باشد که برای دیوار تقویت شده با ملات ECC تغییر قابل توجهی برای هر دو مود شکست نسبت به حالت تقویت نشده ملاحظه نمی‌شود.

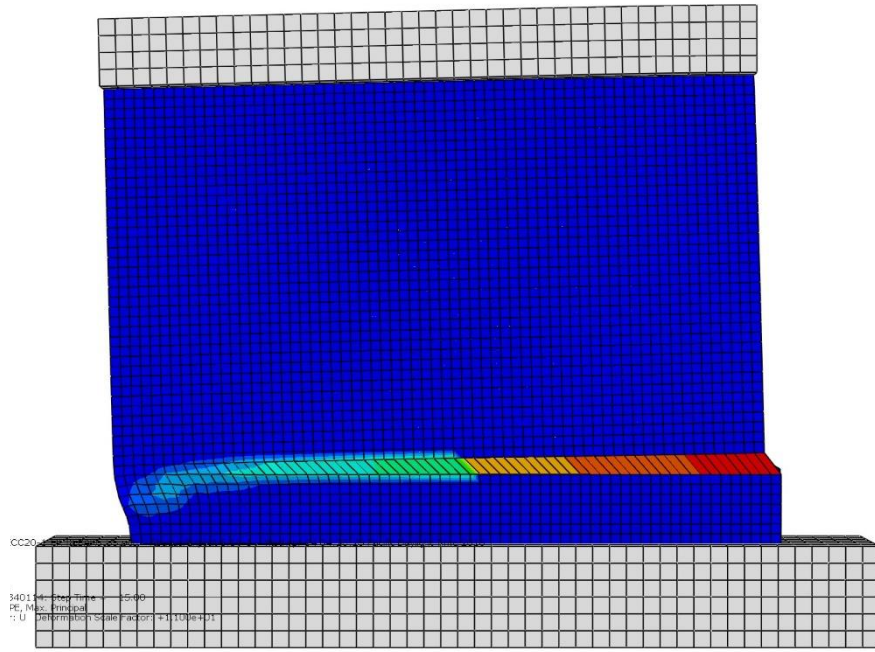
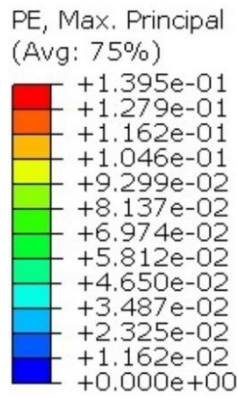
۱-۳-۴-۲ - نتایج حالت با اتصال به شالوده

باتوجه به آنکه در مدل قبلی بدلیل حاکم شدن مود گهواره‌ای از ظرفیت غیرخطی ملات ECC استفاده نشده‌است بعنوان یک راهکار، ملات ECC به شالوده زیر دیوار متصل می‌گردد. در این ارتباط از آرماتور دوخت نمره ۶ با فاصله ۱۰ سانتیمتر از یکدیگر استفاده شده‌است. طول آرماتورها ۳۵ سانتیمتر می‌باشد که ۱۵ سانتیمتر آن در شالوده و مابقی در ملات ECC مهار شده‌است. در مدلسازی فرض بر آن است که بین آرماتورها با شالوده و ملات ECC چسبندگی کافی وجود دارد. باتوجه به طول مهاری آرماتورها این فرض به واقعیت نزدیک می‌باشد. برای مدلسازی آرماتورهای دوخت از المان BEAM استفاده شده‌است.

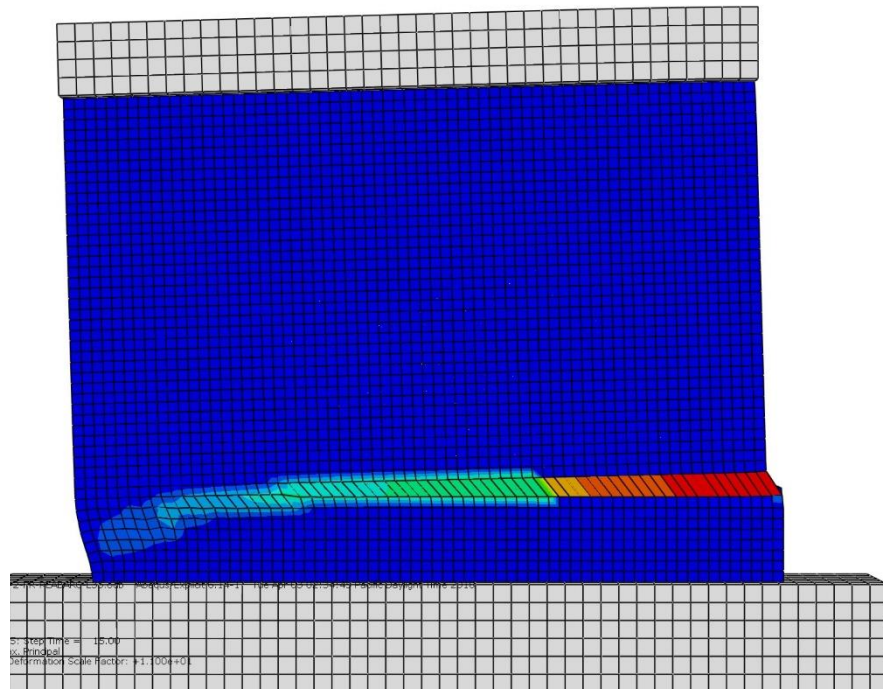
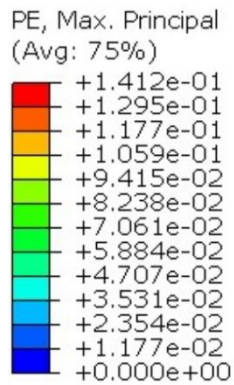
۱-۳-۴-۱ - مشخصات مود شکست

مطابق اشکال (۱-۳۳) و (۱-۳۴) مود شکست نمونه‌های تقویت شده برای دو حالت مود شکست قطری و لغزش درز ملات در بالای آرماتور دوخت به صورت مود چرخشی همراه با خردشدگی فشاری می‌باشد. کانتورهای کرنش پلاستیک ملات ECC در هر دو مود بیانگر آن است که بجز در ناحیه پنجه دیوار، در محل انتهایی آرماتور دوخت نیز رفتار غیرخطی در لایه ملات ECC اتفاق افتاده‌است.

مشارکت ملات ECC و همچنین یکپارچگی دیوار، باعث بهبود رفتار دیوار نسبت به حالت تقویت بدون آرماتور دوخت می‌باشد. طی شکل (۱-۳۵) منحنی نیرو- تغییرمکان نمونه‌ها ارائه شده‌است.



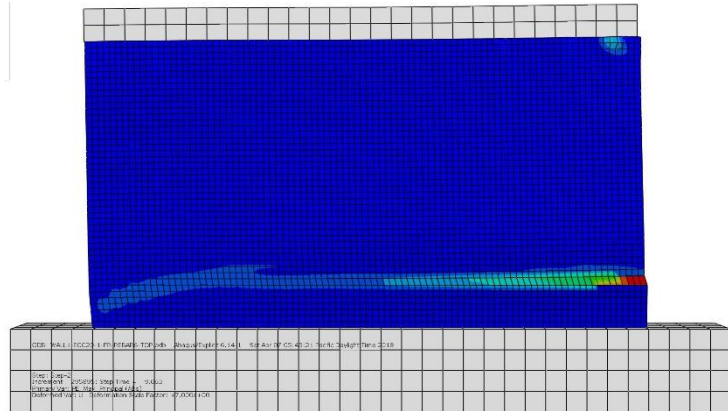
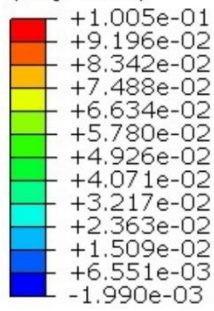
(الف) تقویت یک طرفه



(ب) تقویت دو طرفه

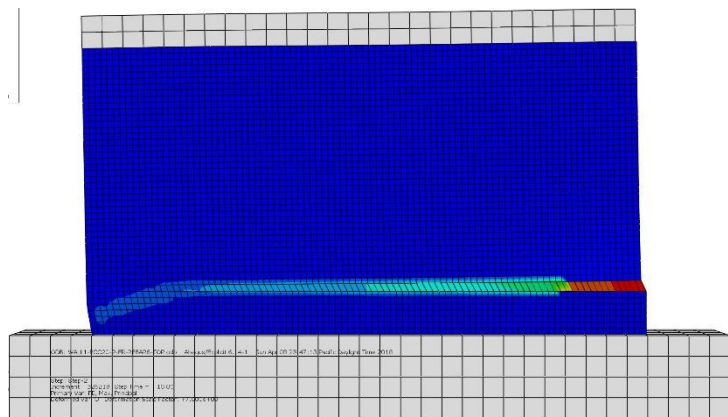
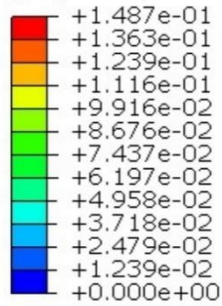
شکل ۱-۳۳- کرنش پلاستیک ECC (مود قطری - با آرماتور دوخت)

PE, Max. Principal (Abs)
(Avg: 75%)



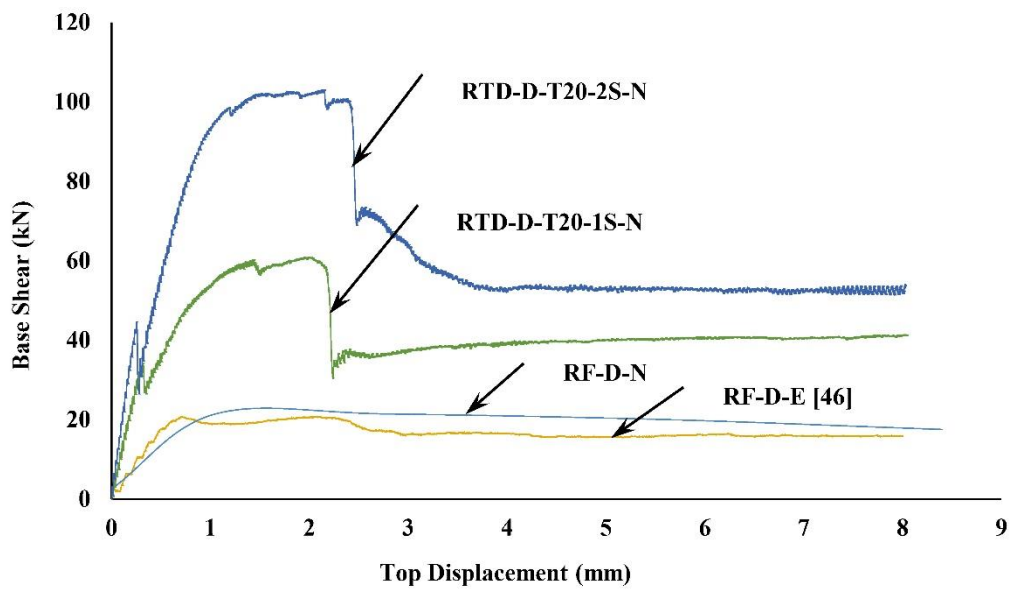
الف) تقویت یک طرفه

PE, Max. Principal (Avg: 75%)

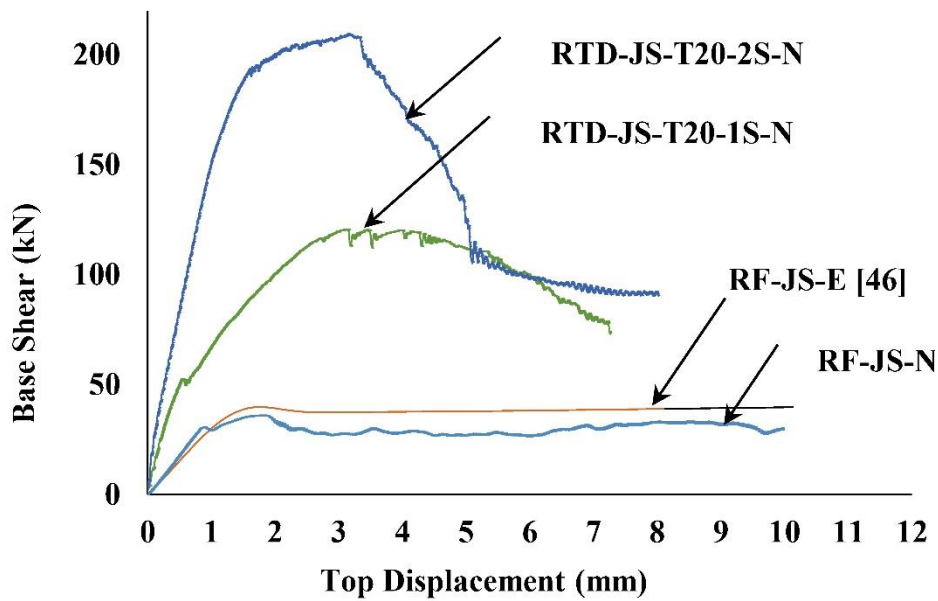


ب) تقویت دوطرفه

شکل ۱-۳۴ - کرنش پلاستیک ECC (مود لغزشی - با آرماتور دوخت)



الف - مود شکست قطری



ب- مود شکست لغزش درز ملات

شکل ۱-۳۵- منحنی نیرو- تغییر مکان نمونه‌ها (با آرمانتور دوخت)

۱-۳-۴-۲- بررسی پارامترهای رفتاری

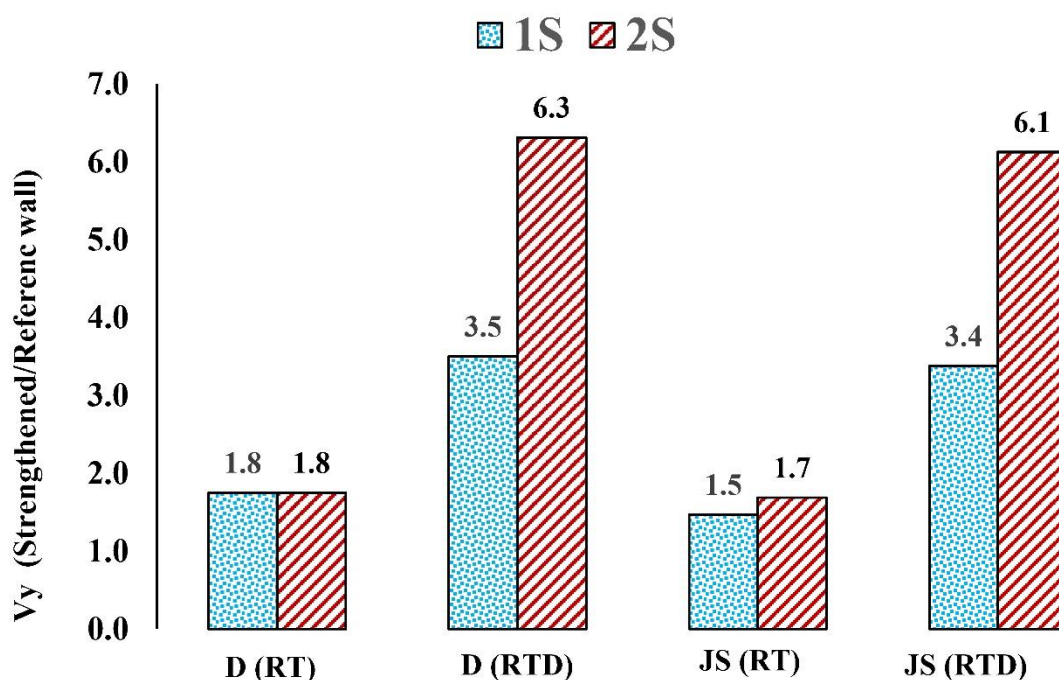
همانند حالت بدون آرمانتور دوخت، جهت تعیین سایر مشخصات غیرخطی دیوار از جمله سختی دیوار تقویت شده، میزان اتلاف انرژی و نقطه تسلیم، مدل چندخطی ترسیم شده است. نتایج طی جدول (۱۲-۱) ارائه شده است.

جدول ۱-۱۲- ویژگی‌های رفتاری دیوار مرجع و تقویت شده با ملات ECC و آرمانتور دوخت

سختی K (N-m)	اتلاف انرژی E (N-m)	مقاومت تسلیم V _y (kN)	مقاومت نهایی V _U (kN)	نوع مدل	مود شکست
۸۴	۱۱۰	۱۶	۱۸/۸	مرجع [55]	کششی قطری
۹۰	۳۳۵	۵۶	۶۰	یک طرفه	
۱۰۲	۵۰۷	۱۰۱	۱۰۲	دو طرفه	
۱۱۰	۲۵۰	۳۲	۳۸	مرجع [55]	لغزش درز ملات
۱۳۵	۶۹۰	۱۰۸	۱۱۹	یک طرفه	
۱۴۵	۱۱۰۰	۱۹۶	۲۰۲	دو طرفه	

۱-۳-۴-۲-۱- مقاومت تسلیم

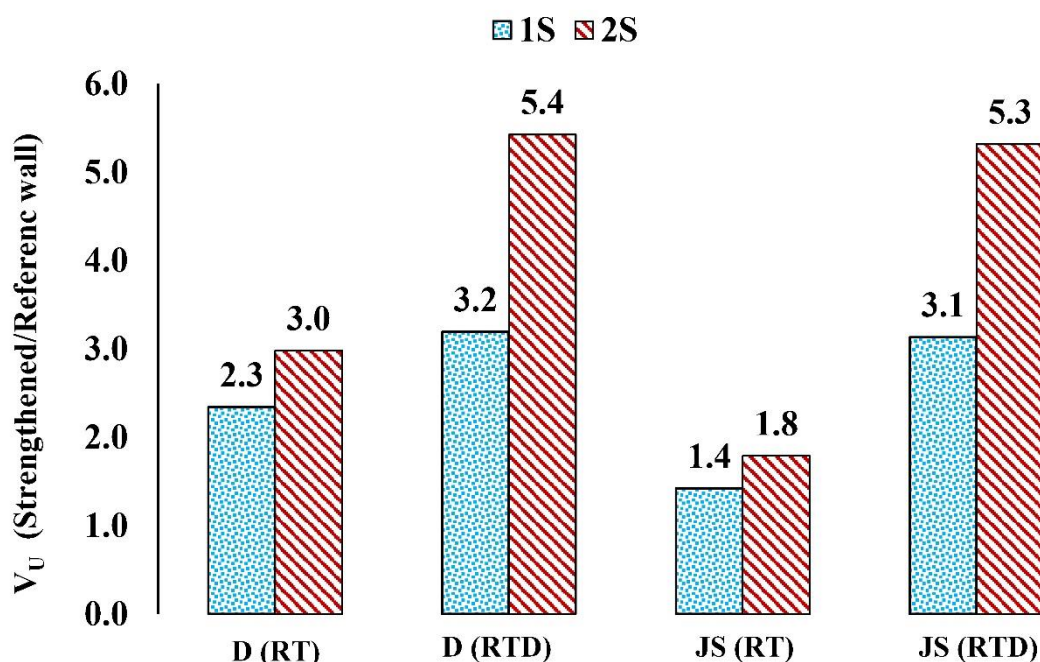
از مقایسه نتایج دیوار تقویت شده با فرض بکارگیری آرماتور دوخت مطابق شکل (۱-۳۶)، ملاحظه می‌شود که مقاومت تسلیم دیوار با تقویت یک و دو طرفه به ترتیب ۳,۵ و ۶,۳ برابر دیوار تقویت نشده می‌باشد. این افزایش مقاومت برای هر دو مود لغزش درز ملات و قطری تقریباً برابر است. از مقایسه نتایج حالت با و بدون آرماتور دوخت ملاحظه می‌شود که در حالت یک‌طرفه، میزان مقاومت تسلیم حالت با آرماتور دوخت به بیش از دو برابر حالت بدون آرماتور دوخت افزایش یافته‌است. دلیل افزایش مقاومت، مشارکت ملات ECC می‌باشد. اما برای حالت دو طرفه این نسبت ۳/۵ می‌باشد که دلیل این تفاوت عدم تاثیر یک یا دو طرفه بودن لایه تقویت در حالت بدون آرماتور دوخت می‌باشد.



شکل ۱-۳۶- نسبت مقاومت تسلیم نمونه تقویت شده به مرجع

۱-۳-۴-۲-۲- مقاومت نهایی

جهت بررسی مقاومت نهایی دیوار تقویت شده با ملات ECC و آرماتور دوخت، نتایج تحلیل برای هر دو مود شکست و برای حالت‌های با و بدون آرماتور دوخت طی شکل (۱-۳۷) ارائه شده‌است.



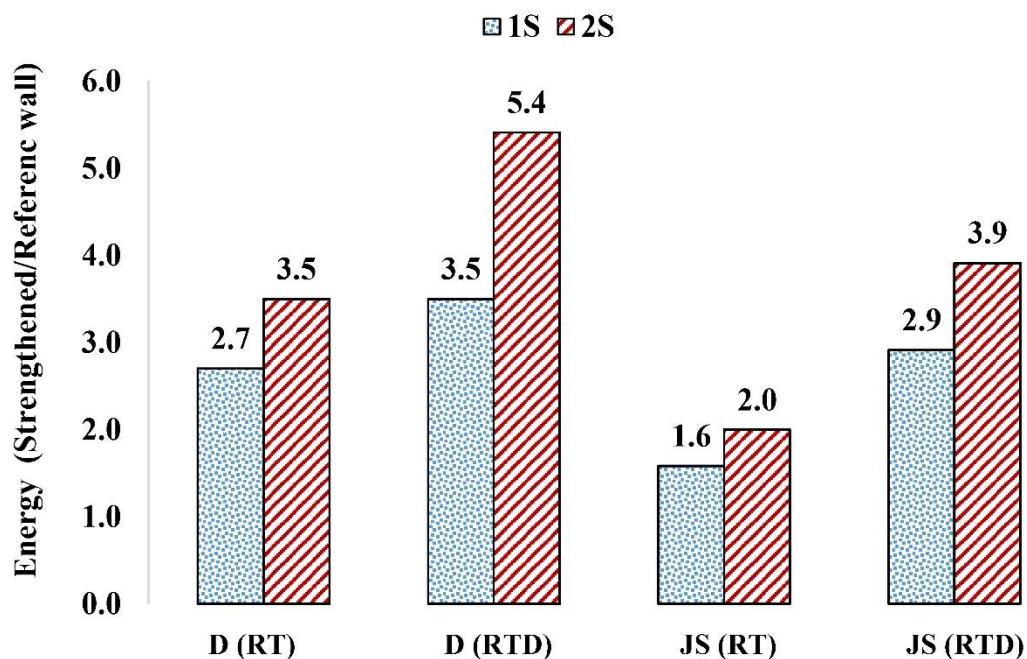
شکل ۱- ۳۷- نسبت مقاومت نهایی نمونه تقویت شده به مرجع

برای دیوار با فرض آرماتور دوخت، مقدار مقاومت نهایی دیوار در مدل یک و دو طرفه هر دو مود شکست به ترتیب $3/1$ و $5/4$ برابر دیوار تقویت نشده می‌باشد. اما از مقایسه نتایج حالت با و بدون آرماتور دوخت ملاحظه می‌شود که اثر اتصال ملات ECC به شالوده روی مود شکست لغزش درز ملات بیشتر از حالت قطری می‌باشد.

۱-۳-۴-۲-۳- اتلاف انرژی

میزان انرژی اتلاف شده برای مود با شکست لغزش درز ملات و قطری در حالت با آرماتور دوخت و برای یک و دو طرفه به ترتیب 3 و $4/5$ برابر حالت تقویت نشده می‌باشد (شکل ۱-۳۸).

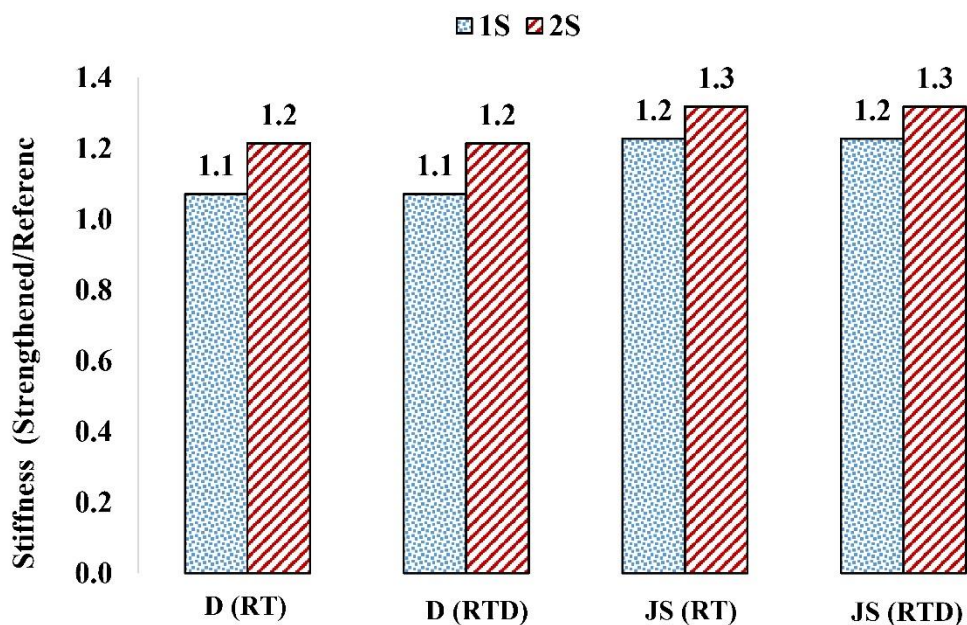
این مقدار برای حالت با آرماتور دوخت نسبت به بدون آن برای مود قطری یک و دو طرفه به ترتیب $1/2$ و $1/5$ می‌باشد. برای مود لغزش درز ملات این مقدار به ترتیب $1/9$ و $2/3$ می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود تاثیر استفاده از آرماتور دوخت برای اتلاف انرژی در مود شکست لغزش درز ملات به میزان چشمگیری بیشتر از مود شکست قطری می‌باشد.



شکل ۱- ۳۸- نسبت مقدار اتلاف انرژی نمونه تقویت شده به مرجع

۱-۳-۴-۲-۴-۳-۱- سختی

مطابق شکل (۱-۳۹) تغییرات سختی دیوار تقویت شده در هر دو حالت با و بدون اتصال حدود ۳۰ درصد می باشد. این میزان بیانگر عدم تغییر ملموس در سختی دیوار پس از تقویت می باشد.



شکل ۱- ۳۹- نسبت سختی نمونه تقویت شده به نمونه مرجع

۱-۳-۵- بررسی رابطه تعیین ظرفیت برشی دیوار تقویت شده با ملات

ECC

مطابق جدول (۱-۱۳) مقادیر محاسبه شده بر اساس رابطه (۱-۸) در حالت بدون اتصال لایه ECC به شالوده تفاوت زیادی با نتایج عددی دارد.

جدول ۱-۱۳- مقایسه مقادیر مقاومت برشی محاسباتی و عددی

مقاومت برشی براساس نتایج عددی (کیلو نیوتن)		مقاومت برشی محاسباتی (کیلو نیوتن)	نوع مدل	مود شکست
با آرماتور دوخت	بدون آرماتور دوخت			
۶۰	۴۴	۱۱۷	تقویت یک طرفه	کششی قطری
۱۰۲	۵۶	۲۱۴	تقویت دو طرفه	
۱۰۹	۵۴	۱۷۷	تقویت یک طرفه	لغزش درز ملات
۲۰۲	۶۸	۳۱۶	تقویت دو طرفه	

هر چند تفاوت این نتایج برای حالت با اتصال به شالوده به حداقل می‌رسد ولی در مواردی این اختلاف تا ۲ برابر می‌باشد. دلیل این اختلاف می‌تواند متفاوت بودن رفتار دیوارک بنایی با سایر مودهای شکست دیوار بنایی باربر، عدم توجه به رفتار دیوار بنایی باربر در شرایط مود گهواره‌ای و الگوهای مختلف تقویت باشد.

۱-۳-۶- خلاصه نتایج

در این بخش به بررسی عملکرد داخل صفحه دیوار بنایی باربر تقویت شده با ملات ECC از طریق روش عددی پرداخته شد. در این ارتباط دو نمونه دیوار شاهد با مقیاس یک به دو و مودهای شکست قطری و لغزش درز ملات که نتایج آزمایشگاهی نمونه شاهد آن مطابق تحقیق دربهنزی و همکاران می‌باشد با نرم افزار ABAQUS مدلسازی شد [55]. در این ارتباط عملکرد دیوارهای مورد اشاره پس از تقویت با ملات ECC و به صورت یک و دو طرفه و با ضخامت ۲۰ میلیمتر بررسی شد. در این

بررسی تاثیر اتصال لایه ECC به شالوده مورد توجه قرار گرفت. همچنین این نتایج با روابطی که Lin و همکاران مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی دیوارک بنایی تقویت شده با ملات ECC ارائه داده‌اند مقایسه شد [46]. خلاصه نتایج عبارتند از:

- رفتار داخل صفحه دیوار باربر، پس از تقویت با ملات ECC بدون اتصال با شالوده، دارای مود گهواره‌ای و خردشدگی فشاری می‌باشد. در این حالت ملات ECC عمدتاً باعث انسجام واحدهای بنایی و بدون رفتار غیرخطی می‌باشد. این ملات باعث بهبود رفتار غیرخطی دیوار بویژه با مود شکست قطری می‌گردد. البته استفاده از لایه تقویت یک یا دو طرفه تفاوت چشمگیری روی مولفه های رفتاری داخل صفحه دیوار ندارد.
- رفتار داخل صفحه دیوار باربر، پس از تقویت با ملات ECC متصل به شالوده، دارای مود چرخشی (خمشی) و خردشدگی فشاری می‌باشد. وجود آرماتورهای دوخت ضمن انسجام واحدهای بنایی، باعث افزایش مشارکت ملات ECC می‌شود به نحوی که مقاومت برشی برای حالت یک و دو طرفه به ترتیب $3/5$ و 6 برابر تقویت نشده می‌گردد. افزایش 3 و $4/5$ برابری اتلاف انرژی دیوار تقویت شده نسبت به تقویت نشده بیانگر حصول اتلاف انرژی نسبتاً بالا می‌باشد.
- از مقایسه منحنی رفتاری داخل صفحه دیوار تقویت شده با و بدون اتصال ملات ECC به شالوده ملاحظه می‌شود که اثر استفاده از المان‌های آرماتور دوخت بر افزایش مقاومت و اتلاف انرژی دیوار بیشتر از حالت بدون آرماتور دوخت می‌باشد. این میزان افزایش ناشی از مشارکت ملات ECC در تحمل برش پای دیوار است. البته این افزایش در دیوارهای با مود شکست لغزش درز ملات بیشتر از دیوارهای با مود شکست قطری می‌باشد. همچنین یکی دیگر از مزایای این اتصال، کاهش اندک سختی دیوار همراه با افزایش مقاومت آن می‌باشد که در افزایش مقاومت خارج از صفحه دیوار تاثیر به‌سزایی دارد.
- باتوجه به نتایج مدلسازی عددی، مقادیر مقاومت برشی ملات ECC براساس رابطه (۸-۱) بسیار بالاتر از نتایج عددی برآورد می‌شود. لذا بررسی دقیقتر ضروری خواهد بود.

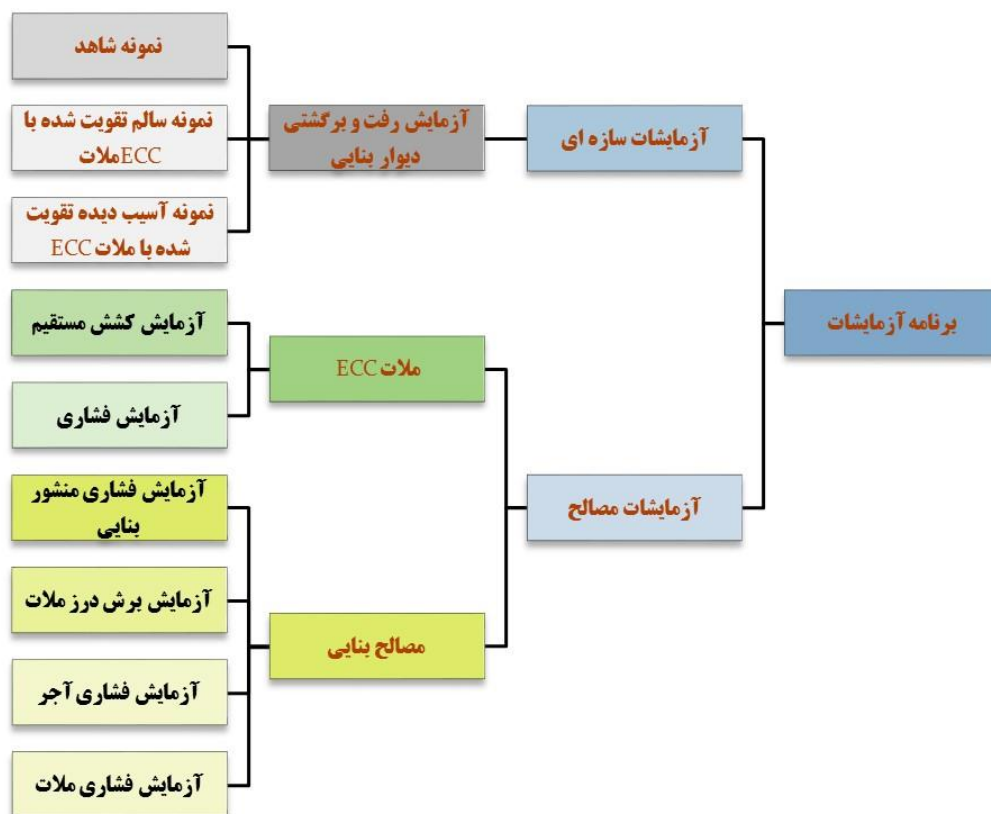
۱-۴- اهداف پژوهش و روش انجام آن

هدف این پژوهش بررسی تاثیر مصالح مرکب پایه سیمانی بر رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی باربر غیرمسلح سالم و آسیب‌دیده می‌باشد. در این تحقیق منظور از رفتار دیوار بنایی، رفتار داخل صفحه دیوار بنایی باربر غیرمسلح می‌باشد. برای تعریف این موضوع، دو هدف زیر مورد توجه قرار می‌گیرد:

اولاً تعداد قابل توجهی از ساختمانهای بنایی باربر غیرمسلح به دلائلی همچون نقص آیین‌نامه‌ای و یا ضعف اجرایی در برابر زلزله آسیب‌پذیر می‌باشند و نیاز به مقاوم‌سازی دارند به نحوی که در صورت وقوع زلزله احتمال آسیب دیدن آنها وجود دارد. از طرف دیگر بررسی زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که تمامی ساختمان‌های بنایی دچار خسارت وسیع و فروریزش نمی‌شوند به نحوی که سطح خسارت آنها در سطح متوسط و یا کم قرار دارند. بنابراین توجه به ارائه و بررسی روش‌های مقاوم‌سازی این دسته از ساختمانهای بنایی که دچار خسارت متوسط یا کم پس از وقوع زلزله می‌شوند ضروری می‌باشد. ثانیاً استفاده از ایده و تکنولوژی‌های نوین مقاوم‌سازی می‌باشد که بتوان با استفاده بهینه از مصالح و با کسب قابلیت اطمینان بالاتر نسبت به ایمن نمودن این قبیل از ساختمانها اقدام نمود. بنابراین ایده استفاده از مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده (ECC) می‌تواند بعنوان یکی از این روش‌ها باشد. بررسی رفتار این المان در کنار دیوار بنایی سالم و آسیب‌دیده از زوایای مختلف مورد توجه قرار می‌گیرد.

امید است این پژوهش راه را برای ورود به عرصه نانو تکنولوژی و استفاده بهتر از این مواد در صنعت مقاوم‌سازی باز کرده و با کمک این فن‌آوری نوین، گام مهمی در این عرصه برداشته شود. نوآوری این تحقیق بررسی تاثیر این نوع مصالح بر عملکرد لرزه‌ای دیوارهای بنایی باربر آسیب‌دیده می‌باشد. ضمن آنکه تاثیر یک یا دو طرفه بودن لایه تقویت ECC، تغییرات ضخامت لایه ECC، تغییرات بار ثقلی و تاثیر اتصال لایه ECC به شالوده بر ظرفیت برشی دیوار بنایی باربر تقویت شده با ملات ECC بررسی می‌شود.

روش این تحقیق براساس دو روش عددی و آزمایشگاهی می‌باشد. هدف استفاده از روش عددی کاهش تعداد نمونه‌های آزمایشگاهی و بررسی پارامترهای بیشتر می‌باشد. با توجه به مراجع در دسترس و همچنین نتایج اولیه مدل‌سازی عددی، برای بررسی عملکرد دیوارهای بنایی باربر تقویت شده با ملات ECC برنامه آزمایشات به نحوی ارائه خواهد شد که اولاً به میزان قابل توجهی وزن نتایج مدل‌سازی عددی در کنار مطالعات آزمایشگاهی افزایش یابد و ثانیاً برای افزایش دقت نتایج عددی، آزمایشات مورد نیاز جهت فرضیات مربوط به مشخصات مصالح انجام شود. بنابراین برنامه آزمایشات در سه دسته آزمایشات مصالح، آزمایشات تعیین تاثیر ملات ECC روی پارامترهای رفتاری مصالح بنایی و در نهایت آزمایشات بزرگ مقیاس نمونه‌های بنایی سالم و آسیب دیده مقاوم‌سازی با ملات ECC ارائه می‌گردد. جزییات این برنامه و نتایج آزمایشات در فصول ۲ تا ۴ ارائه شده‌است. برنامه آزمایشات در این تحقیق طی شکل (۱-۴۰) ارائه شده‌است. همچنین در فصول ۵ و ۶ به ترتیب به ارائه نتایج مطالعه پارامتریک و نتیجه‌گیری و پیشنهادات پرداخته می‌شود.



شکل ۱- ۴۰- برنامه آزمایشات این تحقیق

فصل دوم: آزمایشات مصالح

۲-۱- مقدمه

در این فصل، مصالح مصرفی جهت انجام آزمایشات دیوار بنایی باربر مقاومسازی شده با ملات ECC و همچنین ویژگی آنها که مبتنی بر یکسری نتایج آزمایشگاهی می‌باشد معرفی می‌شود. آزمایشات به دو گروه کلی مصالح بنایی و ملات ECC دسته‌بندی می‌شوند. آزمایشاتی که در این تحقیق روی مصالح بنایی انجام شده‌است شامل آزمایشات تعیین ویژگی‌های آجر و ملات ماسه سیمان می‌باشد. از طرفی آزمایش کشش مستقیم و فشاری روی ملات ECC انجام شده‌است.

هدف از انجام این آزمایشات کسب اطمینان از حصول ویژگی‌های مورد نظر مصالح مصرفی و همچنین استفاده از این نتایج در مدلسازی‌های عددی می‌باشد.

۲-۲- آزمایشات مصالح بنایی

آزمایشاتی که در این تحقیق روی مصالح بنایی انجام شده‌است شامل آزمایش تعیین ویژگی‌های آجر، آزمایش دانه‌بندی ماسه و مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان می‌باشد.

۲-۲-۱- آزمایشات آجر

در این تحقیق از آجر فشاری بهمنی استفاده شده‌است که از گذشته تاکنون جهت ساخت ساختمان‌های بنایی کشور به طور وسیع استفاده می‌شود. بنابراین انتخاب این نوع آجر با موضوع این تحقیق که مقاومسازی ساختمان‌های بنایی موجود می‌باشد تطابق خوبی دارد.

باتوجه به استاندارد ASTM لازم است جهت تعیین ویژگی‌های آجر، آزمایشاتی همچون درصد جذب آب و مقاومت فشاری آجر انجام شود. این آزمایشات مطابق استاندارد ASTM-C67-14 انجام شد [56].

۲-۱-۲-۱- ابعاد آجر

جهت تعیین ابعاد آجر، ۱۰ عدد آجر به صورت تصادفی انتخاب و ابعاد آن اندازه‌گیری شد. مطابق جدول (۱-۲) میانگین ابعاد آجر مصرفی ۲۱۷/۴ (طول) در ۱۰۶ (عرض) در ۶۴/۷ (ضخامت) میلیمتر می‌باشد.

جدول ۲-۱-۱- ابعاد آجرها (میلیمتر)

شماره نمونه	طول	عرض	ضخامت
۱	۲۱۸	۱۰۵	۶۳
۲	۲۱۸	۱۰۶	۶۴
۳	۲۱۷	۱۰۶	۶۴
۴	۲۱۴	۱۰۴	۶۴
۵	۲۱۷	۱۰۶	۶۷
۶	۲۱۸	۱۰۶	۶۷
۷	۲۲۲	۱۰۸	۶۱
۸	۲۱۶	۱۰۶	۶۷
۹	۲۱۸	۱۰۷	۶۳
۱۰	۲۱۶	۱۰۶	۶۷
میانگین	۲۱۷/۴	۱۰۶	۶۴/۷
انحراف استاندارد	۲	۱/۰۵	۲/۱۶

۲-۱-۲-۲- درصد جذب رطوبت

مطابق استاندارد ASTM-C67-14، جهت تعیین درصد جذب رطوبت آجر، ابتدا ۵ عدد آجر در اندازه مساوی نصف شد. سپس نمونه‌ها در محیط آون با دمای حداقل ۶۰ درجه سانتیگراد به مدت ۲۴ ساعت قرار داده شد. پس از خشک شدن، نمونه‌ها توزین و وزن آنها (W_d) یادداشت شد. پس از قرار دادن نمونه‌ها در داخل ظرف آب به مدت ۲۴ ساعت، مجدداً نمونه‌ها توزین شد و وزن هر نمونه مرطوب (W_s) یادداشت گردید. با تعیین نسبت اختلاف وزن آجرها در دو حالت تر و خشک به وزن خشک، طبق رابطه (۱-۲) درصد رطوبت آجر محاسبه شده‌است. نتایج طی جدول (۲-۲) ارائه شده‌است. میانگین نتایج، بیانگر جذب رطوبت ۱۷ درصد برای آجرها می‌باشد.

$$\text{Absorption, \%} = \frac{W_s - W_d}{W_d} \times 100$$

(۱-۲)

جدول ۲-۲- میزان جذب رطوبت آجرها

درصد جذب آب، %	وزن آجر اشباع (گرم)	وزن آجر خشک (گرم)	ردیف
۱۷/۲	۲۹۵۲	۲۵۱۹	۱
۱۶/۶	۲۷۸۶	۲۳۸۹	۲
۱۷/۱	۲۹۲۰	۲۴۹۳	۳
۱۷	۲۸۵۸	۲۴۴۳	۴
۱۶/۹	۲۸۷۱	۲۴۵۵	۵
۱۷	۲۸۷۸	۲۴۶۰	میانگین
۰/۴	۶۳/۵	۵۰	انحراف استاندارد

۲-۲-۱-۳- مقاومت فشاری

مطابق ASTM-C67-14، برای تعیین مقاومت فشاری آجر از ۵ نمونه آجر کامل که به دو قسمت مساوی برش داده شده است استفاده شده است. این نمونه‌ها ابتدا در آون خشک شد. سپس مطابق شکل (۱-۲) توسط جک با ظرفیت ۲۰۰ تن تحت بارگذاری فشاری قرار گرفتند.



ب- نحوه انجام آزمایش



الف- آماده سازی نمونه آجر

شکل ۲-۱- نحوه آماده سازی و انجام آزمایش تعیین مقاومت فشاری آجر

برای تماس مستقیم دو سطح آجر با فک‌های دستگاه لازم است سطوح آجر ساب زده شود و یا اینکه با ملات سیمان سطوح در تماس مسطح شود. در این تحقیق جهت توزیع مناسب نیروی جک، ضمن ساب زدن سطوح آجر از دو عدد ورق فیبری نیز استفاده شد. نتایج آزمایش مقاومت فشاری مطابق جدول (۳-۲) می‌باشد. میانگین نتایج بیانگر مقاومت فشاری ۲۰/۷ مگاپاسکال می‌باشد.

جدول ۲-۳- مقاومت فشاری آجر

ردیف	طول (میلیمتر)	عرض (میلیمتر)	ضخامت (میلیمتر)	مساحت (میلیمترمربع)	نیروی نهایی (نیوتن)	مقاومت نهایی (مگاپاسکال)
۱	۱۰۹	۱۰۵	۶۳	۱۱۴۴۵	۲۳۸۰۰۰	۲۰/۸
۲	۱۱۰	۱۰۹	۶۵	۱۱۹۹۰	۲۳۸۰۰۰	۱۹/۸
۳	۱۱۲	۱۰۸	۶۴	۱۲۰۹۶	۳۱۶۰۰۰	۲۶/۱
۴	۱۰۸	۱۰۸	۶۵	۱۱۶۶۴	۲۰۴۰۰۰	۱۷/۵
۵	۱۱۰	۱۰۹	۶۲	۱۱۹۹۰	۲۲۶۰۰۰	۱۸/۸
۶	۱۰۸	۱۰۶	۶۴	۱۱۴۴۸	۲۲۱۰۰۰	۱۹/۳
۷	۱۰۸	۱۰۸	۶۴	۱۱۶۶۴	۲۷۶۰۰۰	۲۳/۷
۸	۱۱۴	۱۰۹	۶۳	۱۲۴۲۶	۲۴۸۰۰۰	۲۰
۹	۱۰۹	۱۰۸	۶۴	۱۱۷۷۲	۲۶۷۰۰۰	۲۲/۷
۱۰	۱۱۰	۱۰۷	۶۶	۱۱۷۷۰	۲۱۲۰۰۰	۱۸
میانگین	۱۰۹/۸	۱۰۷/۷	۶۴	۱۱۸۲۶	۲۴۴۶۰۰	۲۰/۷
انحراف استاندارد						۲/۷۲

۲-۲-۱-۴- آزمایش تعیین مدول الاستیسیته آجر

برای تعیین مدول الاستیسیته آجر، ۴ نمونه استوانه‌ای با کرگیری از آجر تهیه گردید. این آزمون مطابق استاندارد ASTM C469-14 که برای تعیین مدول الاستیسیته مصالح بتنی می‌باشد انجام شد [57]. ابعاد نمونه‌ها مطابق جدول (۴-۲) می‌باشد. مطابق این استاندارد لازم است نسبت ارتفاع به قطر نمونه‌های کرگیری شده بیشتر از ۱/۵ باشد. پس از کرگیری از نمونه و جهت آماده‌سازی سطوح فوقانی و تحتانی آنها، از دستگاه برش سنگ استفاده شد تا سطوح نمونه مسطح گردد. سپس مطابق شکل (۲-۲) برای تعیین منحنی تنش- کرنش فشاری آجر از یک عدد تغییرمکان سنج استفاده شده‌است. فاصله بین دو نقطه اندازه‌گیری تغییر مکان سنج، ۴۰ میلیمتر در نظر گرفته شده‌است.

حداکثر سرعت بارگذاری مطابق ASTM C469-14 یک میلیمتر بر دقیقه می باشد. در این آزمایش جهت افزایش داده‌ها، بارگذاری به روش کنترل تغییر مکان و با سرعت ۰/۲ میلیمتر بر دقیقه از طریق جک ۲۰۰ تنی به نمونه اعمال گردید.

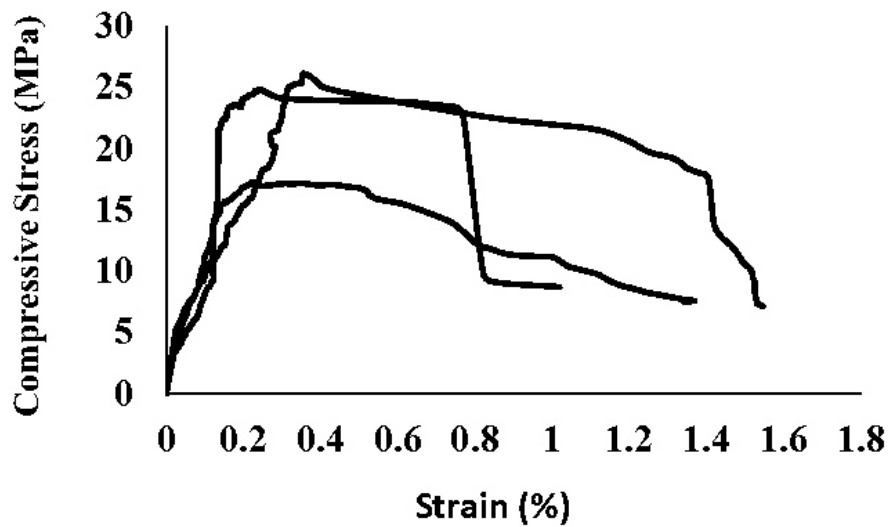


شکل ۲-۲- جزئیات چیدمان آزمایش فشاری تک محوری نمونه‌های استوانه‌ای آجر

منحنی تنش- کرنش نمونه‌ها مطابق شکل (۳-۲) می باشد. همچنین سایر مشخصات مکانیکی آجر مصرفی مطابق جدول (۴-۲) می باشد. برای محاسبه مدول الاستیسته آجرها از رابطه (۲-۲) استفاده شده است. در این رابطه، مدول الاستیسته آجر بر اساس تنش ۴۰٪ مقاومت نهایی فشاری آجر (S_2) و کرنش نظیر آن ϵ_2 و همچنین تنش نظیر کرنش ۵۰ میلیونیم (S_1) محاسبه می شود.

$$E = \frac{S_2 - S_1}{\epsilon_2 - 0.000050} \quad (2-2)$$

با توجه به نتایج آزمایشات فشاری محوری، میانگین مقاومت فشاری نهایی آجرها ۲۲/۳ مگاپاسکال و مدول الاستیسته میانگین نمونه‌ها ۱۹۴۰۰ مگاپاسکال بدست آمده است.



شکل ۲-۳- منحنی تنش- کرنش فشاری آجرها

جدول ۲-۴- مشخصات نمونه‌ها و نتایج آزمایش مقاومت فشاری محوری آجرها

مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	مقاومت فشاری نهایی (مگاپاسکال)	نیروی فشاری حداکثر (کیلو نیوتن)	قطر نمونه (میلیمتر)	ارتفاع نمونه (میلیمتر)	شماره نمونه
۱۸۵۰۰	۱۷/۳	۳۹/۷	۵۴	۸۸	B1
۲۵۷۰۰	۲۴/۹	۵۷	۵۴	۸۸	B2
۱۴۰۰۰	۲۶/۸	۶۱/۳	۵۴	۸۸	B3
-	۲۰/۲	۴۶/۲	۵۴	۸۸	B4
۱۹۴۰۰	۲۲/۳	۵۱	۵۴	۸۸	میانگین
۵۹۰۰	۴/۳	انحراف استاندارد			

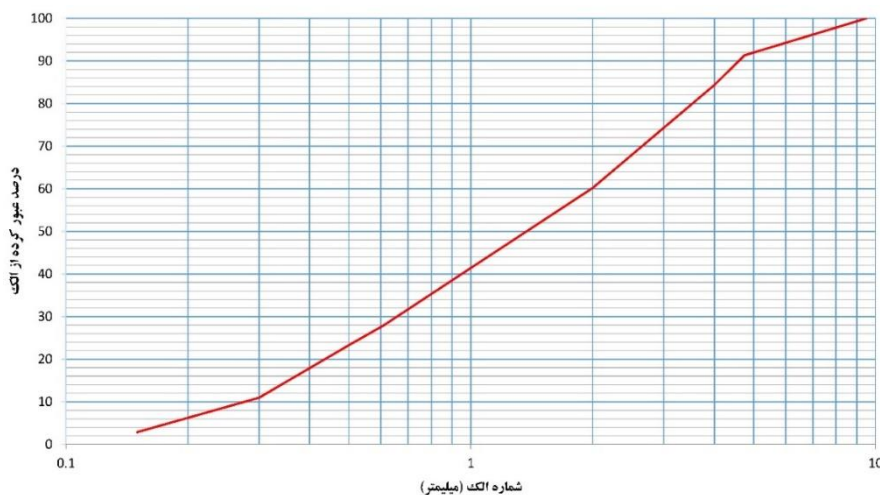
۲-۲-۲- آزمایشات ملات ماسه سیمان

در این تحقیق سعی شده‌است از ملات ماسه سیمان منطبق با شرایط حاکم بر ساخت و ساز کشور

استفاده گردد. لذا از طرح اختلاط با نسبت ۵ واحد ماسه و ۱ واحد سیمان استفاده گردید.

۲-۲-۱- دانه بندی ماسه

برای ساخت ملات از ماسه با حداکثر قطر دانه ۴ میلیمتر استفاده شد. منحنی دانه‌بندی ماسه مطابق شکل (۲-۴) می‌باشد. همچنین از سیمان تیپ ۲، شرکت سیمان تهران، استفاده شده‌است.



شکل ۲-۴- منحنی دانه‌بندی ماسه

۲-۲-۲- مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان

برای تعیین مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان و همچنین تعیین منحنی تنش- کرنش فشاری آن، سه نمونه استوانه‌ای (ارتفاع ۲۰۰ و قطر ۱۰۰ میلیمتر) با طرح اختلاط ۵ حجم ماسه و ۱ حجم سیمان ساخته شد. نمونه‌ها بعد از ۲۸ روز نگهداری در داخل حوضچه آب و شرایط آزمایشگاهی، مطابق شکل (۲-۵) تحت بارگذاری فشاری قرار گرفت. دستگاه مورد استفاده جک با ظرفیت ۲۰۰ تن می‌باشد.

۲-۲-۳- آزمایش تعیین مدول الاستیسیته ملات ماسه سیمان

برای تعیین مدول الاستیسیته ملات ماسه سیمان، ۳ نمونه استوانه‌ای با ارتفاع ۲۰۰ و قطر ۱۰۰ میلیمتر با طرح اختلاط ۵ حجم ماسه و یک حجم سیمان ساخته شد. این آزمون مطابق استاندارد ASTM C469-14 که برای تعیین مدول الاستیسیته مصالح بتنی می‌باشد انجام شد.

برای تعیین کرنش محوری نمونه‌ها، دو عدد تغییر مکان سنج ۱۰ میلیمتری در فاصله ۱۳۰ میلیمتری از یکدیگر مطابق شکل (۲-۵) روی نمونه استوانه‌ای تعبیه شد. بارگذاری بر اساس کنترل تغییر مکان و با سرعت ۰.۲ میلیمتر بر دقیقه اعمال گردید. منحنی تنش-کرنش نمونه‌ها مطابق شکل (۲-۶) می‌باشد.

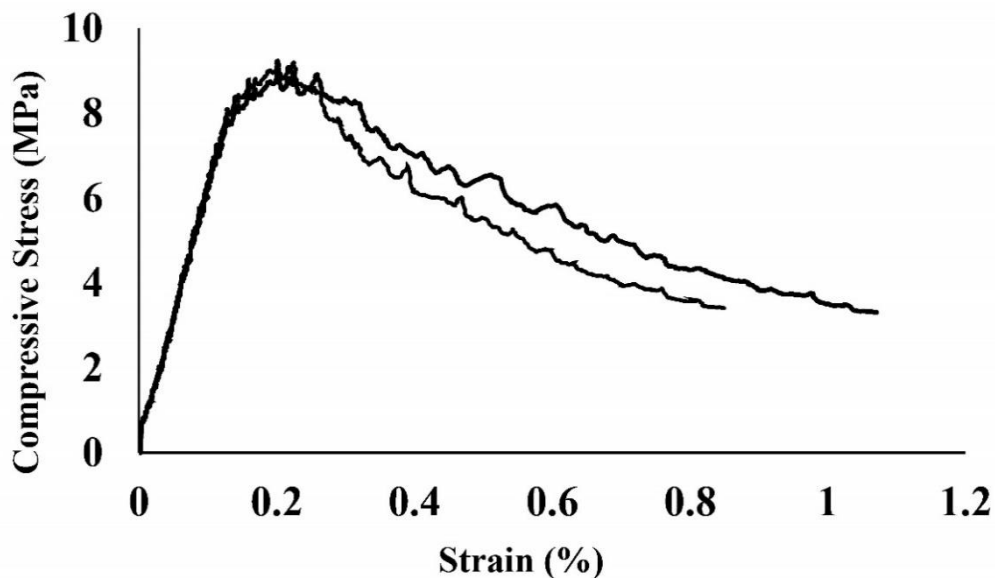
با توجه به نتایج آزمایش، متوسط مقاومت نهایی فشاری ملات ۹/۱۱ مگاپاسکال می‌باشد. برای محاسبه مدول الاستیسته ملات ماسه سیمان از رابطه (۲-۲) استفاده شد. نتایج مطابق جدول (۲-۵) می‌باشد. میانگین مدول الاستیسته ملات ماسه سیمان ۶۳۲۳ مگاپاسکال می‌باشد.



شکل ۲-۵- جزییات چیدمان آزمایش فشاری تک محوری نمونه‌های استوانه‌ای ملات ماسه سیمان

جدول ۲-۵- نتایج آزمایش فشاری محوری ملات ماسه سیمان

شماره نمونه	نیروی فشاری حداکثر (کیلونیوتن)	مقاومت فشاری نهایی (مگاپاسکال)	مدول الاستیسته (مگاپاسکال)
M1	۷۲/۶	۹/۲۵	۶۴۲۵
M2	۷۰/۵	۸/۹۸	۶۲۲۰
میانگین	۷۱/۵۵	۹/۱۱	۶۳۲۳
انحراف استاندارد		۰/۱۹	۱۴۴



شکل ۲-۶- منحنی تنش- کرنش فشاری ملات ماسه سیمان

۲-۳- آزمایشات ملات ECC

وجه تمایز ملات ECC، امکان حصول منحنی کرنش- سختی بالا در کشش و همچنین ترک خوردگی متعدد در نمونه نسبت به ملات معمولی می باشد. جهت کسب اطمینان از انطباق مشخصات طرح اختلاط انتخابی با ویژگی های ملات ECC، آزمایش کشش مستقیم روی نمونه های دمبلی و آزمایش فشاری محوری روی نمونه های استوانه ای مد نظر قرار گرفت.

در این تحقیق پس از بررسی چند طرح اختلاط، طرح اختلاط با نسبت های ارائه شده در جدول (۲-۶) برای ساخت ملات ECC مورد استفاده قرار گرفت. این طرح اختلاط شامل سیمان پرتلند تیپ یک (کارخانه تهران)، خاکستر بادی کلاس F، ماسه سیلیسی با حداکثر قطر ذرات ۱۵۰ میکرون، الیاف PVA، آب و فوق روان کننده بر پایه کربوکسیلات می باشد. مشخصات الیاف PVA طی جدول (۲-۷) ارائه شده است.

جدول ۲-۶- وزن مصالح مصرفی جهت ساخت ملات ECC در واحد حجم (کیلوگرم)

روان کننده	آب	ماسه سیلیسی	خاکستر بادی	الیاف	سیمان
۳/۹	۳۵۰	۳۲۸	۹۳۵	۲۶	۴۶۷

جدول ۲-۷- مشخصات الیاف PVA

قطر (میکرون)	طول (میلیمتر)	مقاومت کششی (مگاپاسکال)	مدول الاستیسته (مگاپاسکال)	ازدیاد طول نسبی (%)	چگالی (گرم بر سانتیمترمکعب)
۳۹	۸	۱۶۰۰	۴۲۸۰۰	۶	۱/۳



(ب) خاکستر بادی



(الف) الیاف PVA



(د) روان کننده



(ج) ماسه سیلیسی

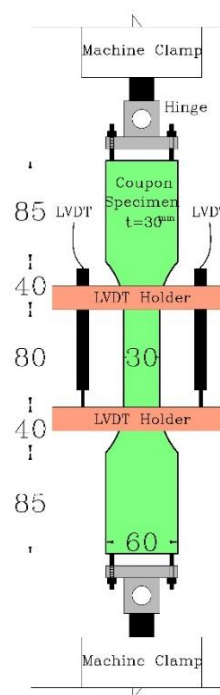
شکل ۲-۷- مصالح استفاده شده برای ساخت ملات ECC

۲-۳-۱- آزمایش کشش مستقیم

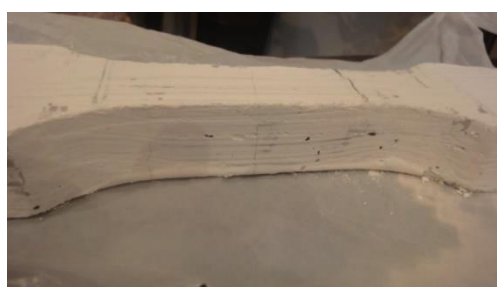
برای ساخت نمونه‌های دمبلی و آزمایش کشش مستقیم از دستورالعمل JSCE استفاده شد [58]. در این خصوص ۶ نمونه دمبلی با ضخامت ۳۰ میلیمتر ساخته شد. سایر ابعاد مطابق شکل (۲-۸) می‌باشد. باتوجه به آنکه در آزمایش کشش مستقیم، نمونه‌ها باید صرفاً تحت نیروی کششی باشند لذا متناسب با دستگاه یونورسال آزمایشگاه، فیکسچر اتصال نمونه به دستگاه طراحی گردید. در این ارتباط سعی شد اتصالات به نحوی طراحی گردد که یک سر نمونه ثابت و سر دیگر آن مفصلی باشد.



(ب) ابعاد نمونه و چیدمان آزمایش



(الف) طراحی چیدمان آزمایش



(ج) نمونه ترک خورده پس از انجام آزمایش

شکل ۲-۸- مشخصات نمونه دمبلی برای آزمایش کشش مستقیم

مطابق شکل (۲-۹) برای ساخت نمونه‌ها از قالب با جنس پلکسی استفاده شد. برای ساخت نمونه‌ها ابتدا مصالح خشک شامل سیمان، خاکستر بادی و ماسه سیلیسی با یکدیگر به مدت ۵ دقیقه مخلوط شدند. سپس ۹۰ درصد آب به همراه ۲۰ درصد از آب و روان کننده به مخلوط خشک اضافه و به مدت ۴ دقیقه مخلوط شدند. پس از ساخت ملات، الیاف به تدریج به ملات اضافه شده و به مدت ۵ دقیقه مخلوط شدند. برای مخلوط کردن مصالح از میکسر آزمایشگاهی با حجم ۲ لیتر استفاده شد. سپس ملات ECC داخل قالب که قبلاً روغن کاری شده بود ریخته و همزمان ویبره گردید. سپس نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت در دستگاه با رطوبت ۸۰ درصد نگهداری شدند. پس از آن نمونه از قالب

خارج و تا ۲۸ روز در محفظه دارای آب و دمای مناسب نگهداری شدند. بعد از گذشت ۲۸ روز از سن نمونه‌ها آزمایش کشش مستقیم روی نمونه‌ها انجام شد. برای اندازه‌گیری تغییر مکان نمونه‌ها از ۲ عدد LVDT با ظرفیت ۱۰ میلی‌متر در محدوده میانی نمونه با مقطع ثابت تعبیه گردید. فاصله بین تغییر مکان سنج‌ها ۸۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. جزییات بارگذاری و نصب تغییر مکان سنج‌ها طی شکل (۸-۲) نمایش داده شده‌است. برای اعمال نیروی کششی از دستگاه یونیورسال با ظرفیت ۵۰ کیلونیوتن استفاده گردید. سرعت بارگذاری مطابق دستورالعمل JSCE نیم‌میلی‌متر بر دقیقه به نمونه اعمال شد. نتایج آزمایش شامل مقادیر مقاومت و کرنش و همچنین منحنی‌های تنش-کرنش کششی طی جدول (۸-۲) و شکل (۱۰-۲) ارائه شده‌است.



(ب) ملات ECC

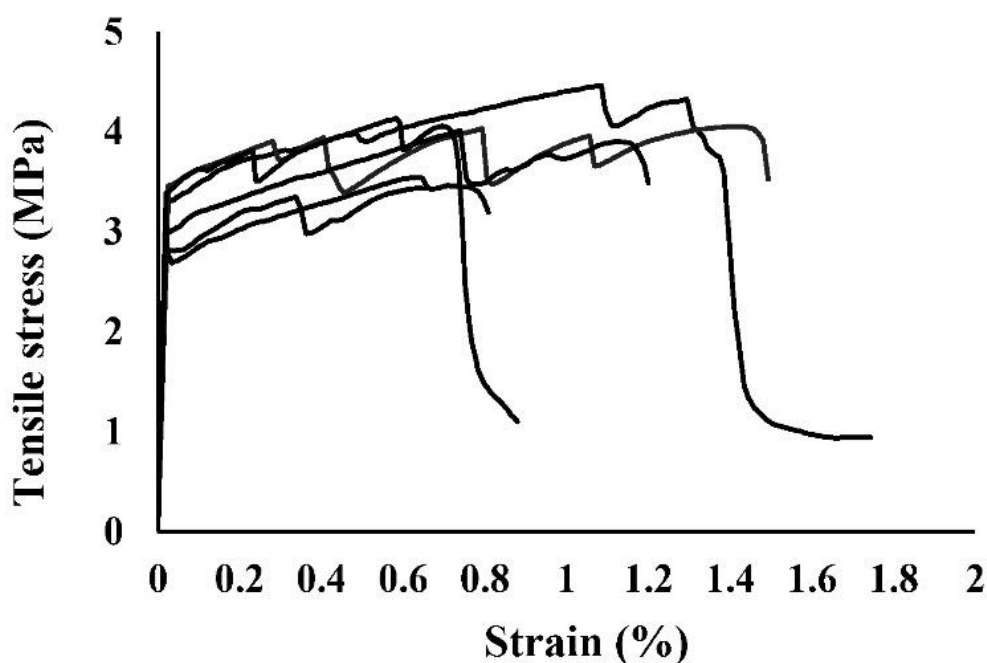


(الف) قالب از جنس پلکسی

شکل ۲-۹- مشخصات قالب و تصویری از ملات ECC ساخته شده در آزمایشگاه

جدول ۲-۸- مشخصات مکانیکی نمونه‌های دمبلی در کشش

شماره نمونه	مقاومت نظیر ترک خوردگی (مگاپاسکال)	مقاومت نهایی (مگاپاسکال)	کرنش نهایی کششی (%)
۱	۳	۳/۴	۰/۶۸
۲	۲/۸	۳/۵	۰/۸۱
۳	۳/۳	۴/۵	۱/۷۵
۴	۳/۵	۴/۱	۱/۵
۵	۳/۴	۴/۱	۰/۸۸
۶	۳	۴	۱/۲
میانگین	۳/۱۷	۳/۹۵	۱/۱۳
انحراف استاندارد	۰/۲۷	۰/۴۱	۰/۴۲

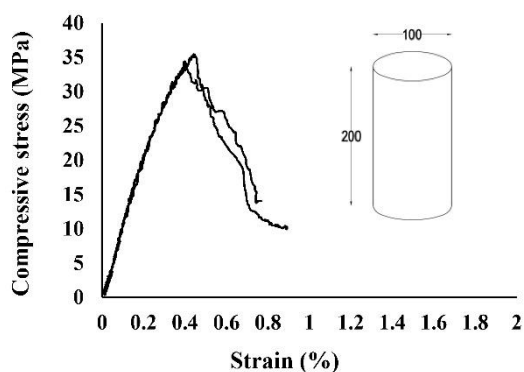


شکل ۲-۱۰- منحنی تنش- کرنش ملات ECC در کشش

۲-۳-۲- آزمایش مقاومت فشاری

برای تعیین منحنی تنش- کرنش فشاری ملات ECC، سه نمونه استوانه‌ای به ارتفاع ۲۰۰ و قطر ۱۰۰ میلیمتر مطابق ASTM ساخته شد. طرح اختلاط، مصالح مصرفی و شرایط نگهداری نمونه‌ها مشابه نمونه‌های دمبلی می‌باشد. این نمونه‌ها پس از ۲۸ روز تحت آزمایش مطابق شکل (۲-۱۱) قرار گرفتند.

جهت انجام آزمایش از دستگاه یونیورسال با ظرفیت ۲۰۰ کیلو- نیوتن و دو عدد تغییرمکان‌سنج ۱۰ میلیمتری به فاصله ۱۵۰ میلیمتر از یکدیگر استفاده شد. سرعت بارگذاری ۰,۵ میلیمتر بر دقیقه در نظر گرفته شد. منحنی تنش-کرنش نمونه‌ها و مشخصات مکانیکی آنها طی شکل (۲-۱۱) ب و جدول (۲-۹) ارائه شده‌است.



(الف) چیدمان آزمایش (ب) منحنی تنش - کرنش

شکل ۲-۱۱- چیدمان آزمایش و منحنی تنش - کرنش فشاری ملات ECC

جدول ۲-۹- مشخصات مکانیکی نمونه‌های استوانه‌ای در کشش

شماره نمونه	مقاومت نهایی فشاری (مگاپاسکال)	کرنش نهایی فشاری (%)
۱	۳۵/۴	۰/۳۹
۲	۳۴/۵	۰/۳۹
۳	-	-
میانگین	۳۵	۰/۳۹

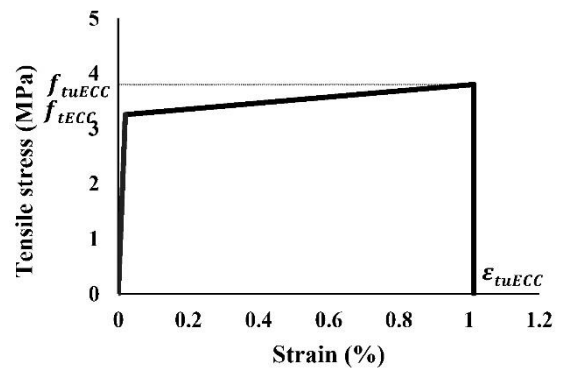
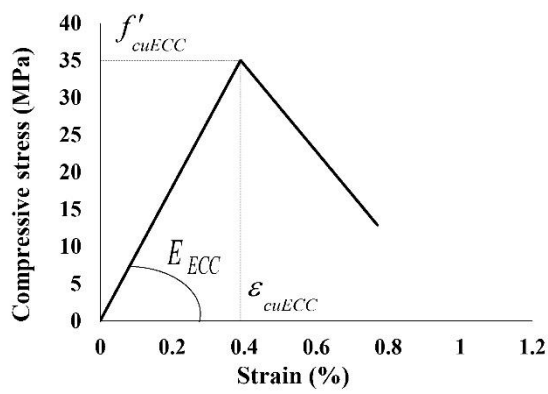
۲-۳-۳- خلاصه نتایج آزمایشات ملات ECC

با توجه به نتایج آزمایش کششی و آزمایش فشاری مستقیم، میانگین مقادیر مربوط به مشخصات مکانیکی ملات ECC شامل مقاومت کششی و فشاری و همچنین مدول الاستیسته محاسبه شده است.

این مقادیر طی جدول (۲-۱۰) و شکل (۲-۱۲) ارائه شده است.

جدول ۲-۱۰- میانگین مشخصات مکانیکی ملات ECC

مقاومت کششی نظیر ترک خوردگی (مگاپاسکال)	مقاومت کششی نهایی (مگاپاسکال)	کرنش کششی نهایی (%)	مقاومت فشاری نهایی (مگاپاسکال)	کرنش نهایی فشاری (%)	مدول الاستیسته (مگاپاسکال)
۳/۲۵	۳/۸	۱/۰۲	۳۵	۰/۳۹	۸۹۷۵



(الف) پوش منحنی تنش-کرنش کششی (ب) پوش منحنی تنش-کرنش فشاری
 شکل ۲-۱۲- پوش منحنی تنش-کرنش کششی و فشاری ملات ECC

فصل سوم: آزمایشات نمونه‌های بنایی تقویت شده

باملات ECC

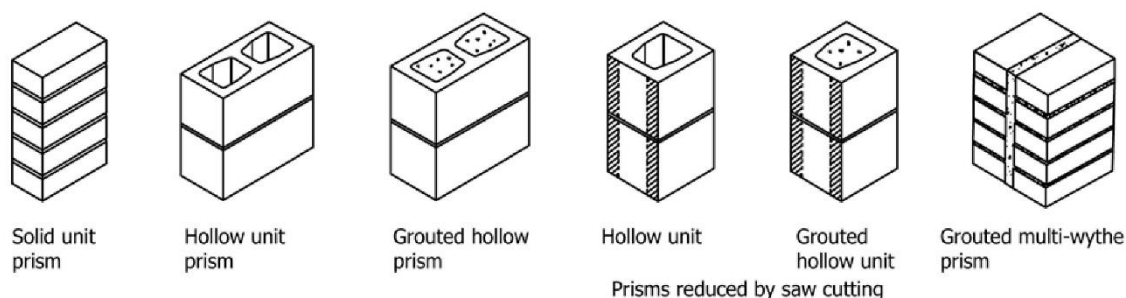
۳-۱- مقدمه

در این فصل به بررسی برخی ویژگی‌های مصالح بنایی مورد استفاده در این تحقیق شامل مقاومت برشی درز ملات و مقاومت فشاری منشور بنایی پرداخته می‌شود. همچنین این ویژگی‌ها با در نظر گرفتن ملات ECC مورد بررسی و نتایج آن ارائه می‌گردد. نتایج این فصل ضمن تعیین این مشخصات و تاثیر ملات ECC بر آنها، در مدل‌های عددی مورد استفاده قرار می‌گیرد. اطلاعات ارائه شده در این فصل شامل: نتایج آزمایش مقاومت فشاری منشور بنایی و آزمایش برش درز ملات می‌باشد.

۳-۲- آزمایش مقاومت فشاری منشور بنایی

۳-۲-۱- ساخت نمونه‌ها

یکی از آزمایشات تعیین مشخصات مصالح بنایی، آزمایش منشور بنایی می‌باشد. این آزمایش مطابق ASTM1314-16 انجام می‌شود [59]. در شکل (۳-۱) انواع منشورهای بنایی با واحدهای بنایی مختلف ارائه شده است.



شکل ۳-۱- روش‌های ساخت منشور بنایی [59]

با توجه به آنکه در این تحقیق از آجرهای رسی استفاده می‌شود لذا از ۵ عدد آجر رسی برای ساخت منشور بنایی استفاده شد. همچنین لازم است که نسبت ابعادی منشور (ارتفاع به ضخامت) بین $1/3$ تا ۵ باشد [59]. برای ۵ عدد آجر با ضخامت ۱۰ میلی‌متر درز ملات، این نسبت در محدوده

می باشد. بعد از تعیین مقاومت فشاری منشور لازم است مقادیر بدست آمده $5 < 3.47 = \frac{365}{105} < 1.3$

مطابق جدول (۳-۱) اصلاح گردد تا مبنای مدلسازی عددی قرار گیرد.

جدول ۳-۱- ضرایب اصلاح مقادیر مقاومت فشاری منشور بنایی [59]

h_p/t_p^A	1.3	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Correction Factor	0.75	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

^A h_p/t_p —Ratio of prism height to least lateral dimension of prism.

در این تحقیق ۴ نمونه منشور بنایی مورد آزمایش قرار گرفت. مشخصات نمونه‌ها مطابق جدول (۳-۲) می باشد. در این ارتباط CPS، RPS و t به ترتیب بیانگر نمونه‌های تقویت نشده، نمونه‌های تقویت شده با ملات ECC و ضخامت لایه ECC می باشد.

جدول ۳-۲- مشخصات نمونه‌های منشور بنایی

ضخامت لایه تقویت (میلیمتر)	ابعاد نمونه (میلیمتر)			شماره نمونه
	ضخامت	عرض	ارتفاع	
-	۱۰۵	۲۱۰	۳۶۵	CPS1
-	۱۰۵	۲۱۰	۳۶۵	CPS2
۱۵	۱۰۵	۲۱۰	۳۶۵	RPS1-t15
۱۵	۱۰۵	۲۱۰	۳۶۵	RPS2-t15

این نمونه‌ها شامل ۲ نمونه شاهد بدون تقویت و دو نمونه تقویت شده با ملات ECC با ضخامت ۱۵ میلیمتر می باشد. نمونه‌ها به صورت یک طرفه تقویت شدند.

برای ساخت نمونه‌های بنایی، ابتدا ۵ عدد آجر سالم انتخاب و به اندازه کافی زنجاب شدند. از مشخصات ملات ماسه سیمان منطبق با جزییات مندرج در فصل دوم استفاده شد. برای شاقولی بودن نمونه و جلوگیری از هرگونه اعوجاج از یک قالب چوبی استفاده شد. همچنین ضخامت درز ملات ۱۰ میلیمتر با بکارگیری شابلون مناسب تامین شد.

منشورها بعد از ساخت در داخل محفظه پلاستیکی به مدت ۲۴ ساعت قرار داده شد. بعد از آن با استفاده از گونی مربوط و در دمای آزمایشگاهی تا زمان آزمایش نمونه‌ها نگهداری شدند. دو عدد از نمونه‌ها بعد از یک هفته از زمان ساخت، برای اجرای لایه ملات ECC آماده شدند. در این ارتباط و برای اجرای صحیح ملات از شابلون مطابق شکل (۲-۳) استفاده شد. همچنین قبل از اجرای ملات ECC نمونه‌ها در چند نوبت آب داده شدند تا سطح رطوبت دیوار به حد مناسبی برسد و از جذب رطوبت ملات توسط آجرها جلوگیری شود. این کار باعث افزایش چسبندگی بین ملات ECC و آجر می‌شود. مشخصات ملات و طرح اختلاط آن مطابق فصل سوم می‌باشد. بعد از اجرای ملات، نمونه‌های تقویت شده همانند نمونه‌های شاهد در شرایط مناسب تا زمان انجام آزمایش نگهداری شدند.



(ب) اجرای ملات ECC روی منشور بنایی



(الف) استفاده از شابلون برای اجرای ملات ECC

شکل ۳-۲- نحوه تقویت منشور بنایی با ملات ECC

۳-۲-۱- روش انجام آزمایش و نتایج آن

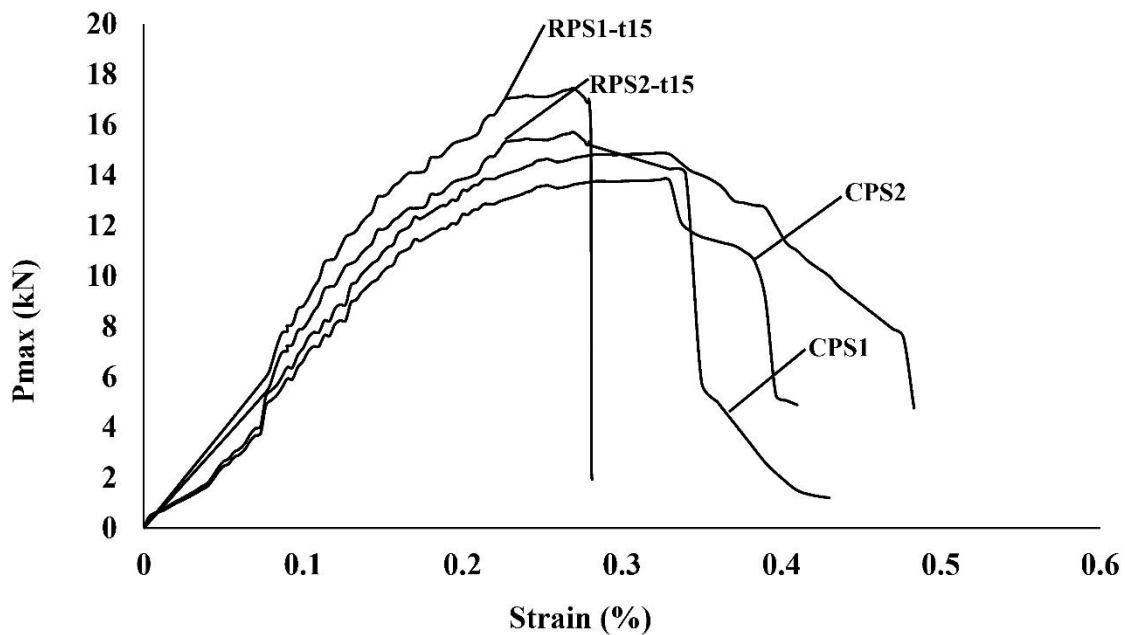
در این تحقیق، علاوه بر مقاومت فشاری مصالح بنایی، منحنی‌های تنش- کرنش جهت مدلهای عددی نیز مورد نیاز می‌باشد. بنابراین، جهت تهیه منحنی تنش- کرنش، تغییر مکان سنج در فاصله

۱۵۰ میلیمتری از یکدیگر روی نمونه نصب شد. بارگذاری از طریق جک با ظرفیت ۲۰۰۰ کیلو نیوتن به نمونه‌ها اعمال شد. بار با سرعت ۰,۵ میلیمتر بر دقیقه روی نمونه اعمال شد. مطابق شکل (۳-۳) در هر دو نمونه ابتدا لایه ECC از محل اتصال به سطح آجر جدا شد. با توجه به منحنی تنش- کرنش نمونه‌ها مطابق شکل (۳-۴)، تغییر محسوسی در مقاومت و ظرفیت تغییر شکل ملاحظه نشد.



(الف) نحوه تثبیت تغییر مکان سنج
(ب) جدایش لایه ECC از نمونه
(ج) مود خرابی نمونه بنایی

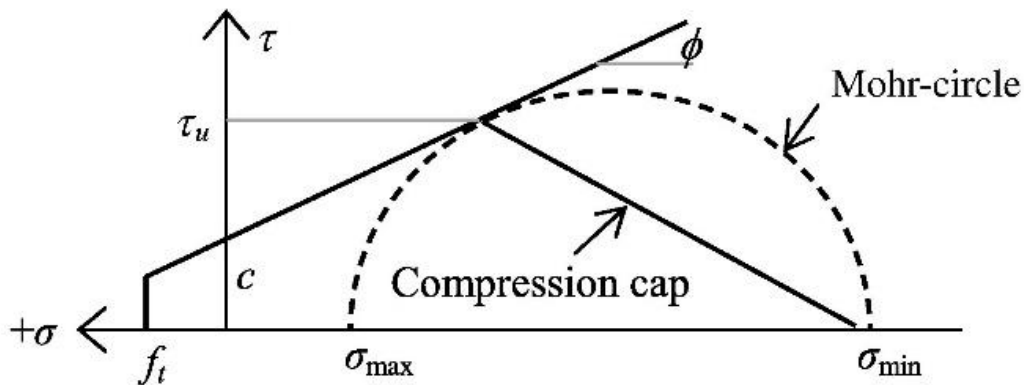
شکل ۳-۳ - جزییات قرارگیری تغییر مکان سنج روی نمونه منشور بنایی و مود شکست نمونه‌ها



شکل ۳-۴ - منحنی نیرو- تغییر مکان نسبی نمونه‌های بنایی مرجع و تقویت شده

۳-۳- آزمایش برش سه گانه آجر

یکی از مودهای شکست دیوارهای بنایی باربر مود شکست برش ناشی از لغزش درز ملات می‌باشد. برای دیوارهای با نسبت ابعادی (ارتفاع به طول) کمتر از یک و در شرایطی که مقاومت برشی ناشی از چسبندگی و یا اصطکاک بین واحدهای بنایی کم باشد این مود شکست اتفاق می‌افتد. مطابق شکل (۳-۵) مقاومت برشی درز ملات تابع میزان چسبندگی بین ملات و واحد بنایی و همچنین اصطکاک بین واحدهای بنایی ناشی از تنش نرمال می‌باشد که می‌توان مقدار آن را از طریق رابطه موهر-کلمب و مطابق رابطه (۳-۱) محاسبه نمود.

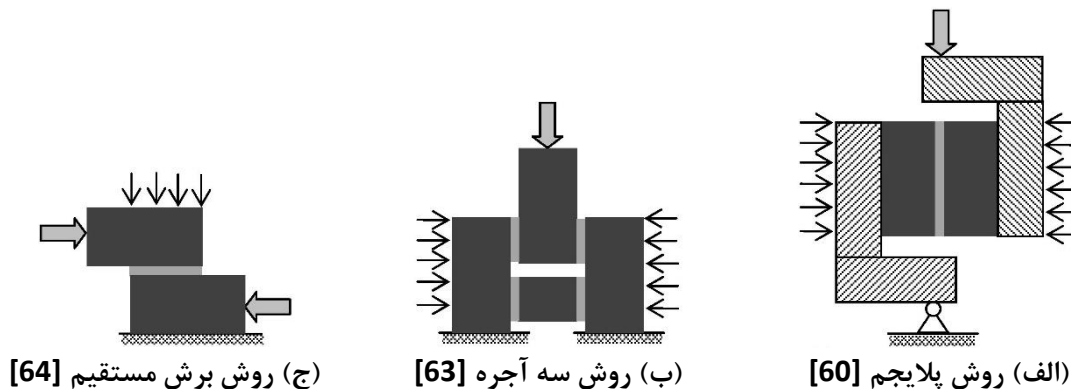


شکل ۳-۵- سطوح شکست برش درز ملات بنایی با تنش فشاری محوری [63]

$$\tau_u = C + \sigma_n \times \tan \phi \quad (1-3)$$

در این ارتباط برای تعیین مقاومت برشی بین آجرها از آزمایش برش استفاده می‌شود. این آزمایش می‌تواند به دو صورت بدون یا با در نظر گرفتن تنش محوری انجام شود. در شرایطی که اثر تنش فشاری محوری لحاظ نشود چسبندگی ملات و آجر تعیین می‌شود و در شرایط اعمال تنش فشاری محوری اثر اصطکاک بین واحدهای بنایی نیز لحاظ می‌شود. بنابراین در شرایطی که هر دو آزمایش انجام شود می‌توان مقادیر چسبندگی ملات و آجر و همچنین ضریب اصطکاک بین واحدهای بنایی را تعیین نمود. جهت تعیین ویژگی‌های رفتاری مصالح بنایی تحت برش در راستای درز ملات تحقیقات

متعددی با روش‌های آزمایشگاهی گوناگون برش درز ملات مطابق شکل (۳-۶) انجام شده‌است. Hansen, Pluijm و Chaimoon مطابق شکل (۳-۴) الف ویژگی رفتار برشی آجرهای رسی را مورد بررسی قرار داده‌اند [60, 61, 62]. Lourenço و همکاران روش سه آجره جهت بررسی ویژگی برشی آجر رسی سوراخدار مطابق شکل (۳-۶) ب توسعه داده‌اند [63]. Abdou و همکاران آزمایش برش مستقیم را مطابق شکل (۳-۶) ج به صورت دو آجره روی انواع مختلف ملات و آجر انجام داده‌اند [64]. اهم نتایج بدست آمده تعدادی از این آزمایشات مطابق جدول (۳-۳) می‌باشد. نتایج آزمایشات بیانگر کاهش شدید مقاومت در کوچکترین تغییر مکان می‌باشد. همچنین برای نمونه‌های دارای تنش قائم پس از رسیدن به مقاومت اصطکاکی با افزایش تغییر مکان مقاومت تغییر نمی‌کند. بطور کلی این رفتار بیانگر نبود سخت‌شوندگی در منحنی نیرو- تغییر مکان درز ملات می‌باشد.



شکل ۳-۶- روش‌های آزمایش برش درز ملات

در این تحقیق برای تعیین پارامترهای مورد اشاره و تاثیر ملات ECC روی مقاومت برشی درز ملات، مطابق جدول (۳-۴) چهار گروه نمونه ساخته شد. در این جدول CTS, ETS, RTS, PC و t به ترتیب بیانگر نمونه شاهد با ملات ماسه سیمان، نمونه شاهد با ملات ECC، نمونه تقویت شده با ملات ECC، میزان تنش فشاری محوری و ضخامت لایه ECC می‌باشد.

گروه اول شامل نمونه‌های آزمایش برش درز ملات برای شرایطی که تنش فشاری محوری

وجود ندارد و تقویت نشده‌اند. سه نمونه با ملات ماسه سیمان و دو نمونه با ملات ECC ساخته شدند.

هدف استفاده از ملات ECC تعیین میزان چسبندگی برشی بین ملات ECC و آجر می‌باشد.

گروه دوم شامل نمونه‌هایی می‌باشد که مشخصات این گروه همانند گروه اول است ولی با ملات ECC تقویت شدند.

گروه سوم شامل نمونه‌های برش درز ملات برای شرایطی می‌باشد که تنش فشاری محوری وجود دارد و این تنش بعد از اجرای لایه تقویت به نمونه‌ها اعمال گردید.

گروه چهارم شامل نمونه‌هایی می‌باشد که مشخصات آنها همانند گروه دوم است با این تفاوت که قبل از اجرای لایه تقویت، تنش فشاری محوری به نمونه اعمال شد. در هر دو گروه سوم و چهارم نمونه‌های شاهد و تقویت شده وجود دارد.

جدول ۳-۳- نتایج آزمایش برش درز ملات برخی از مطالعات

مرجع	ملات (مگا پاسکال)	مقاومت فشاری (مگا پاسکال)	مدول الاستیسته ملات (گیگا پاسکال)	مقاومت فشاری آجر (مگا پاسکال)	تنش فشاری (مگا پاسکال)	حداکثر (مگا پاسکال)	مقاومت برشی (مگا پاسکال)	مقاومت برشی باقیمانده (مگا پاسکال)	تماس (مگا پاسکال)	چسبندگی سطح (میلیمتر)	زاویه اصطکاک	زاویه اصطکاک باقیمانده	ضخامت درز ملات (میلیمتر)
Hansen [61]	۳۲	۲/۸	۳/۸	۲۶	۰/۱	۰/۷	۰/۰۸	۰/۶۸	۰/۶۸	۲۳/۹	۴۰/۱	۱۲	
					۰/۲	۰/۷۹	۰/۱۷						
					۰/۵	۰/۸۹	۰/۴۲						
	۱۱/۵	۸/۴	۱۱/۵	۲۶	۰/۱	۱/۲	۰/۰۶	۱/۲	۱/۲	۱۷/۲	۴۱/۷	۱۲	
					۰/۲	۱/۲۹	۰/۲۱						
					۰/۵	۱/۳۴	۰/۴۳						
۱۹	۱۳/۹	۱۹	۲۵	۰/۱	۱/۱۱	۰/۱۳	۱/۰۸	۱/۰۸	۱۷/۵	۴۵/۴	۱۲		
				۰/۲	۱/۰۵	۰/۲۳							
				۰/۵	۱/۲۱	۰/۴۹							
Chaimoon [62]	۷/۳	۶/۲	۱۱/۱	۱۱/۱	۰/۲	۰/۷	۰/۲۸	۰/۴۳	۰/۴۳	۳۰/۴	۳۸/۹	۱۰	
					۰/۴	۰/۸۲	۰/۴						
	۱۶/۸	۱۱/۳	۱۶/۸	۱۱/۱	۰/۱۸	۱/۰۲	۰/۶۶	۰/۱۸	۰/۱۸	۳۹/۸	۴۰/۳	۱۰	
					۰/۲	۰/۳	۰/۲۴						
Pluijm [60]	۹	۶	۹	۱۱	۰/۱	۰/۸۹	۰/۰۸	۰/۸۷	۰/۸۷	۴۲/۹	۳۷/۲	۱۵	
					۰/۵	۱/۳۱	۰/۳۷						
					۰/۱	۱/۶۹	۰/۷۴						

جدول ۳-۴- مشخصات نمونه‌های آزمایش برش درز ملات

ضخامت لایه ECC (میلیمتر)	تنش محوری فشاری (مگاپاسکال)	شماره نمونه	گروه	ردیف
۰	۰	CTS1-PC0	یک	۱
۰	۰	CTS2-PC0		۲
۰	۰	CTS3-PC0		۳
۰	۰	ETS1-PC0		۴
۰	۰	ETS2-PC0		۵
۱۰	۰	RTS1-PC0-t10	دو	۶
۱۰	۰	RTS2-PC0-t10		۷
۱۵	۰	RTS1-PC0-t15		۸
۱۵	۰	RTS2-PC0-t15		۹
۰/۵	۰/۵	CTS1-PC0.5	سه	۱۰
۰/۵	۰/۵	CTS2-PC0.5		۱۱
۱۵	۰/۵	RTS1-PC0.5-t15		۱۲
۱۵	۰/۵	RTS2-PC0.5-t15		۱۳
۱	۱	CTS1-PC1		۱۴
۱	۱	CTS2-PC1		۱۵
۱۵	۱	RTS1-PC1-t15		۱۶
۱۵	۱	RTS2-PC1-t15		۱۷
۱۰	۱	RTS1*-PC1-t10	چهار	۱۸
۱۰	۱	RTS2*-PC1-t10		۱۹
۱۵	۱	RTS1*-PC1-t15		۲۰
۱۵	۱	RTS2*-PC1-t15		۲۱

۳-۳-۱- ساخت نمونه‌ها

۳-۳-۱-۱- ساخت نمونه‌های بنایی

با توجه به روش انجام آزمایش، برای ساخت هر نمونه سه عدد آجر سالم انتخاب شد. این آجرها قبل از اجرا به میزان لازم زنجاب شدند. برای اجرای ملات بین آجرها از شابلون به ابعاد $200 \times 100 \times 10$ میلیمتر استفاده شد. همچنین مشخصات ملات ماسه سیمان و نسبت‌های مصالح مطابق فصل سوم می‌باشد. بعد از ساخت، نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت داخل نایلون قرار داده شد تا رطوبت آنها حفظ شود. بعد از ۲۴ ساعت نمونه‌ها از داخل نایلون خارج و در گونی مرطوب تا زمان انجام آزمایش نگهداری شدند.

۳-۳-۱-۲- اجرای ملات ECC

برای نمونه‌های گروه دوم که لازم است مطابق جدول (۳-۴) قبل از اعمال تنش محوری با ملات ECC تقویت شوند، یک هفته بعد از ساخت نمونه‌های بنایی، سطح آنها به اندازه کافی مرطوب شدند. سپس مطابق شکل (۳-۷) شابلون به ابعاد $200 \times 200 \times t$ روی نمونه‌ها قرار داده شد. این شابلون جهت اجرای صحیح ملات و همچنین تامین ضخامت مورد نیاز می‌باشد.



(ب) اجرای ملات ECC روی نمونه بنایی



(الف) استفاده از شابلون برای اجرای ملات ECC

شکل ۳-۷- نحوه تقویت نمونه بنایی با ملات ECC

ضخامت لایه متناسب با جدول (۳-۴)، ۵، ۱۰ و ۱۵ میلیمتر می‌باشد. ملات ECC مطابق طرح اختلاط و دستورالعمل اجرایی فصل سوم ساخته و روی نمونه‌ها اجرا گردید. بعد از اجرای لایه تقویت، نمونه‌ها به میزان ۲۴ ساعت در داخل نایلون قرار داده شد. سپس نمونه‌ها از داخل نایلون خارج و تا زمان انجام آزمایش در داخل گونی مربوط نگهداری شدند.

۳-۲-۳- روش پیش تنیده کردن نمونه‌ها

برای نمونه‌های گروه چهارم لازم است قبل از اجرای ملات ECC نمونه‌ها تحت تنش فشاری به میزان یک مگاپاسکال قرار گیرند. برای این منظور از ۴ عدد میله با قطر ۸ میلیمتر که جزییات آن در شکل (۳-۸) ارائه شده‌است استفاده گردید. برای دستیابی به تنش ۱ مگاپاسکال با توجه به سطح تماس آجرها از طریق ملات ماسه سیمان، نیاز به ۲۰ کیلو نیوتن نیرو می‌باشد. لذا به هر یک از پیچ‌ها لازم است نیرویی معادل ۵ کیلو نیوتن وارد گردد. برای کنترل دقیق اعمال این مقدار نیرو از روش کنترل کرنش بوجود آمده در پیچ‌ها استفاده گردید. همچنین یک عدد لود سل در انتهای نمونه‌ها قرار داده شد تا ضمن کنترل کرنش، نیروی وارده نیز کنترل گردد. برای کنترل کرنش به وجود آمده در پیچ‌ها از ۴ عدد کرنش‌سنج استفاده شد. این کرنش‌ها مطابق شکل (۳-۸) در وسط پیچ‌ها تعبیه شد. پس از بستن کرنش‌سنج‌ها و آماده‌سازی نمونه، کرنش‌سنج‌ها به دستگاه دیتالاگر جهت قرائت کرنش متصل شد. با سفت کردن مهره پیچ‌ها همزمان کرنش داخل پیچ از طریق دستگاه دیتالاگر قرائت شد تا به کرنش مورد نظر که نظیر نیروی ۵ کیلو نیوتن می‌باشد برسد.

مقدار کرنش مورد نیاز در هر پیچ با توجه به سطح مقطع واقعی پیچ‌ها به شرح زیر می‌باشد.

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (2-3)$$

$$E=200000 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 8.3^2}{4} = 54 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{5000}{54} = 92.5 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} = 0.0463 \%$$

بعد از پیش تنیده شدن نمونه‌ها، ملات ECC همانند گروه سوم روی نمونه‌ها اجرا شدند.

CH1	CH2	CH3	CH4	CH5
0.000	0.001	0.002	0.003	0.004
+ 433.6 μ	+ 554.2 μ	+ 418.7 μ	+ 504.4 μ	33333333 mm
0.005	0.006	0.007	0.008	0.009
33333333 mm	33333333 mm	33333333 mm	33333333 mm	33333333 mm

(ب) مقادیر تغییر شکل میله‌ها

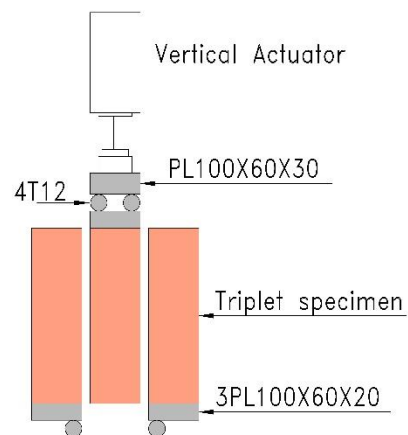


(الف) جزییات قرار گیری میله ها و کرنش سنج ها

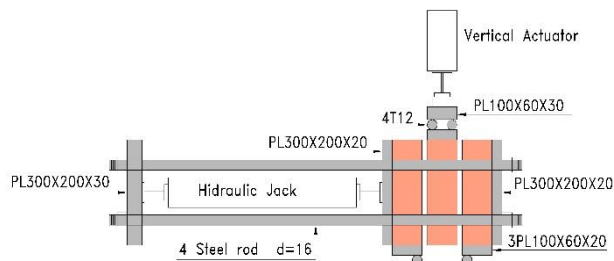
شکل ۳-۸- جزییات پیش تنیده کردن نمونه‌ها

۳-۳-۳- روش انجام آزمایش

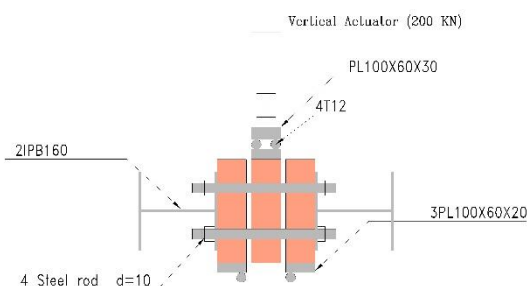
استاندارد مورد استفاده جهت انجام آزمایش، BS1052-3-2002 می‌باشد [65]. برای نمونه‌های گروه یک و دو، جزییات آزمایش مطابق شکل (۳-۹) می‌باشد. با توجه به آنکه برای نمونه‌ها منحنی نیرو-تغییرمکان ناشی از نیروی برشی مورد نیاز می‌باشد لذا جهت ثبت تغییرمکان از دو عدد تغییرمکان سنج استفاده گردید. برای نگهداری تغییرمکان سنج‌ها و ثبت صحیح تغییرمکان‌ها از یک قاب آلومینیومی که روی نمونه تکیه می‌دهد استفاده شد. نیروی برشی توسط دستگاه یونیورسال با ظرفیت ۲۰۰ کیلو نیوتن و با سرعت ۰/۵ میلی‌متر بر دقیقه وارد شد. چیدمان آزمایش برای گروه سوم و چهارم به ترتیب مطابق اشکال (۳-۱۰) و (۳-۱۱) می‌باشد.



شکل ۳-۹- چیدمان آزمایش سه آجره بدون فشار محوری



شکل ۳-۱۰- چیدمان آزمایش سه آجره با فشار محوری بعد از تقویت



شکل ۳-۱۱- چیدمان آزمایش سه آجره با فشار محوری قبل از تقویت

۳-۳-۴- نتایج آزمایشات و بحث و بررسی

گروه اول: نتایج این گروه مرتبط با نمونه‌های سه آجره فاقد تنش محوری فشاری می‌باشد. این نمونه‌ها فاقد منحنی نیرو تغییر مکان بعد از حداکثر نیروی برشی می‌باشند. مطابق مشاهدات آزمایشگاهی، نمونه‌ها بعد از رسیدن به حداکثر نیروی برشی دچار گسیختگی ناگهانی می‌گردند. مقادیر نیروی برشی و مقاومت چسبندگی برشی بین ملات ماسه سیمان و آجر و همچنین ملات ECC و آجر طی جدول (۳-۵) ارائه شده‌است. مقدار میانگین مقاومت چسبندگی ملات ماسه و سیمان و آجر و ملات ECC و آجر به ترتیب ۰/۲۵ و ۰/۳ مگاپاسکال بدست آمده‌است.

گروه دوم: این گروه شامل نمونه‌های سه آجره می‌باشد که با استفاده از ملات ECC تقویت شده‌اند و فقط تحت نیروی برشی قرار گرفته‌اند. در این نمونه‌ها مقاومت برشی کل شامل مقاومت برشی ملات ECC، مقاومت چسبندگی ملات ECC و سطح آجر، مقاومت چسبندگی ملات ماسه سیمان و آجرها و مقاومت برشی ملات ماسه سیمان و مقاومت برشی آجرها می‌باشد.

با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی، مقاومت برشی کل تابع مقاومت چسبندگی ملات ECC و سطح آجر و مقاومت چسبندگی ملات ماسه سیمان و آجر می باشد جدول (۳-۶). پس از بارگذاری برشی، ابتدا لایه ECC از سطح آجرها جدا شده و سپس چسبندگی بین آجر و ملات ماسه سیمان دچار زوال شد و نمونه ناگهان دچار افت مقاومت گردید. با توجه به نسبت سطح تماس کم ملات ECC با آجر مود شکست ناشی از ترک خوردگی ملات ECC در هیچ یک از نمونه ها مشاهده نشد.

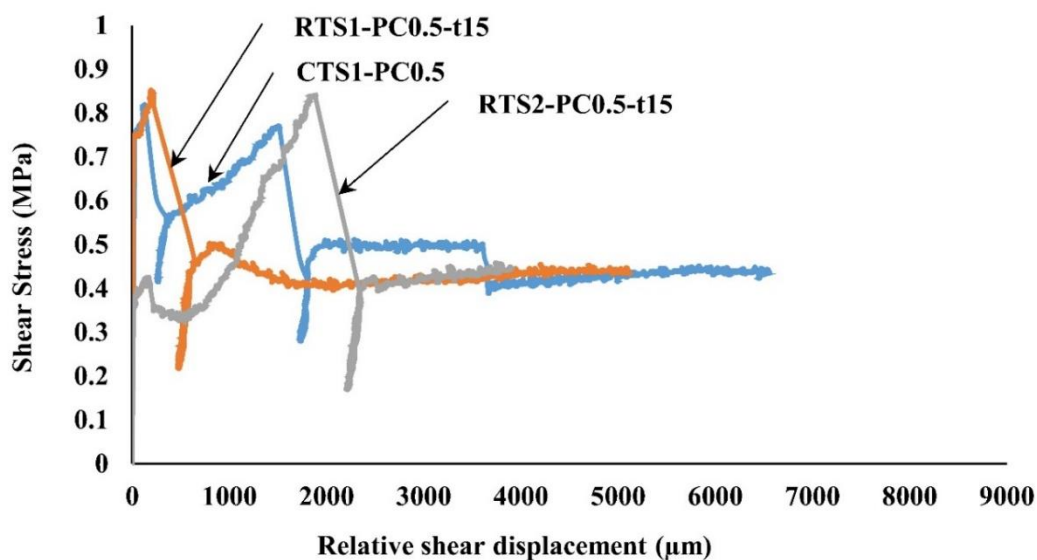
جدول ۳-۵- نتایج آزمایش سه آجره تقویت نشده بدون فشار محوری

شماره نمونه	نوع ملات	نیروی حداکثر برشی (کیلو نیوتن)	مقاومت چسبندگی ملات و آجر (مگاپاسکال)	مود خرابی
CTS1-PC0	ماسه سیمان	۱۰/۱	۰/۲۵	جداشدگی ملات از آجر
CTS2-PC0	ماسه سیمان	۸/۲	۰/۲	جداشدگی ملات از آجر
CTS3-PC0	ماسه سیمان	۱۱/۹	۰/۲۹	جداشدگی ملات از آجر
ETS1-PC0	ملات ECC	۱۳	۰/۳۳	جداشدگی ملات از آجر
ETS2-PC0	ملات ECC	۱۰	۰/۲۵	جداشدگی ملات از آجر

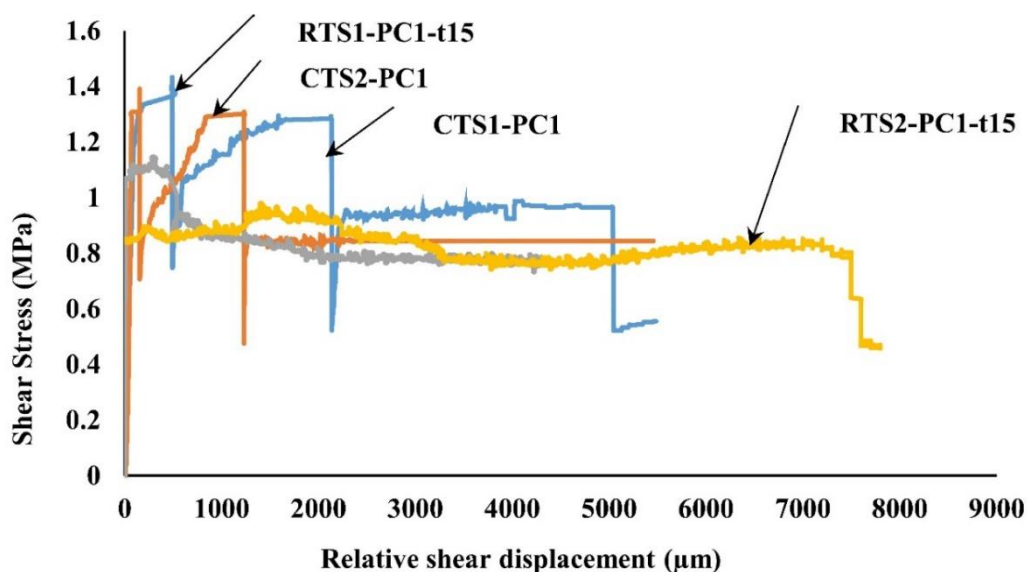
جدول ۳-۶- نتایج آزمایش سه آجره تقویت شده، بدون فشار محوری

شماره نمونه	نیروی حداکثر برشی (کیلو نیوتن)	مقاومت برشی در محل درز ملات و آجر (مگاپاسکال)	مود خرابی
RTS1-PC0-t10	۱۵/۲	۰/۳۸	جداشدگی ملات از آجر
RTS2-PC0-t10	۱۶/۸	۰/۴۲	جداشدگی ملات از آجر
RTS1-PC0-t15	۱۲/۸	۰/۳۲	جداشدگی ملات از آجر
RTS2-PC0-t15	۱۵/۶	۰/۳۹	جداشدگی ملات از آجر

گروه سوم: این گروه شامل نمونه‌های سه آجری می‌باشد که با استفاده از ملات ECC تقویت شدند و همزمان تحت تنش محوری فشاری و نیروی برشی قرار گرفتند. در این گروه نیروی محوری فشاری بعد از اجرای ملات ECC به نمونه‌ها اعمال شده‌است. مطابق اشکال (۳-۱۲) و (۳-۱۳) و مشاهدات آزمایشگاهی، تغییر ناچیز مقاومت و ظرفیت جابجایی نمونه‌های تقویت شده با ملات ECC نسبت به نمونه‌های تقویت نشده حاصل شده‌است. دلیل آن می‌تواند کاهش سهم تنش محوری آجرها بدلیل حضور ملات ECC و کاهش مقاومت اصطکاکی آنها باشد.



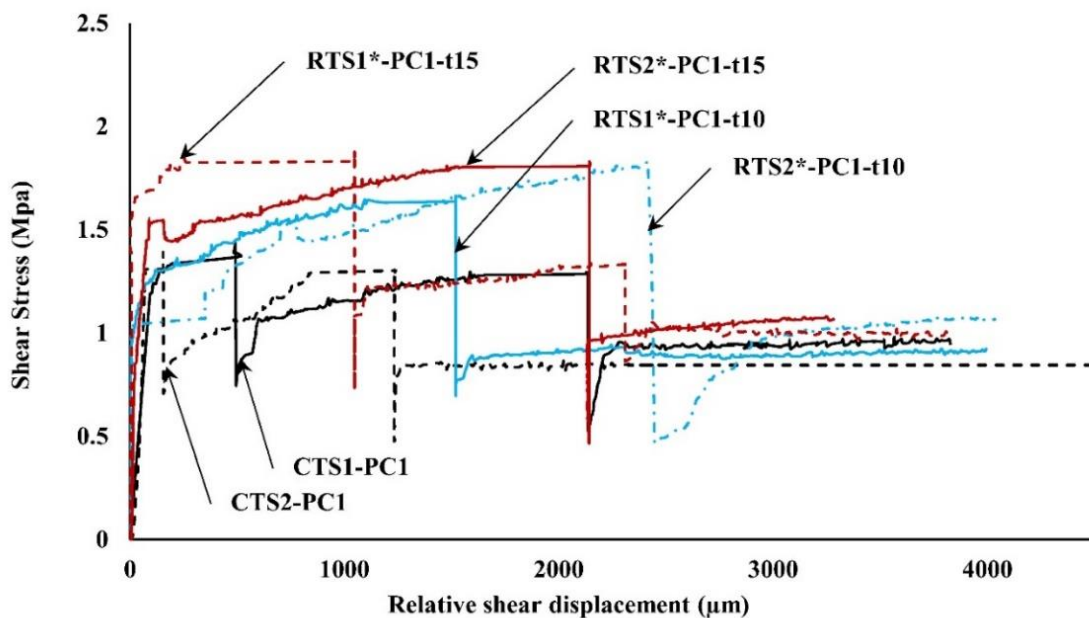
شکل ۳-۱۲- نتایج آزمایش سه آجره با فشار محوری بعد از تقویت- تنش محوری ۰/۵ مگاپاسکال



شکل ۳-۱۳- نتایج آزمایش سه آجره با فشار محوری بعد از تقویت- تنش محوری ۱ مگاپاسکال

گروه چهارم: این گروه شامل نمونه‌های سه آجری می‌باشد که با استفاده از ملات ECC تقویت شدند و همزمان تحت تنش محوری فشاری و نیروی برشی قرار گرفتند. نیروی محوری فشاری قبل از اجرای ملات ECC به نمونه‌ها اعمال شده‌است.

مطابق مشاهدات آزمایشگاهی و شکل (۳-۱۴) هر چند تغییر قابل توجهی در مقاومت مشاهده نشد ولی نتایج بیانگر افزایش چشمگیر ظرفیت جابجایی نمونه‌های تقویت شده با ملات ECC نسبت به نمونه‌های تقویت نشده می‌باشد. بدلیل وقوع مود شکست نمونه‌ها از نوع جدایی ملات ECC از سطح آجر، تغییرات ضخامت لایه ECC تاثیری بر رفتار نمونه‌ها نداشته‌است.



شکل ۳-۱۴- نتایج آزمایش سه آجره با فشار محوری قبل از تقویت

۳-۳-۵- خلاصه نتایج آزمایشات

باتوجه به نتایج بدست آمده از آزمایشات، مشخصات رفتاری نمونه‌ها جهت استفاده در مطالعات عددی مطابق جدول (۳-۷) می‌باشد.

جدول ۳-۷ - خلاصه نتایج آزمایش برش درز ملات

ضریب اصطکاک	مقاومت برشی نهایی (مگاپاسکال)	مقاومت چسبندگی برشی ملات ECC (مگاپاسکال)	مقاومت چسبندگی برشی ملات ماسه سیمان (مگاپاسکال)	شماره نمونه
-	۰/۲۵	-	۰/۲۵	CTS1-PC0
-	۰/۲	-	۰/۲	CTS2-PC0
-	۰/۲۹	-	۰/۲۹	CTS3-PC0
-	۰/۳۳	۰/۳۳	-	ETS1-PC0
-	۰/۲۵	۰/۲۵	-	ETS2-PC0
-	۰/۳۸	-	-	RTS1-PC0-t10
-	۰/۴۲	-	-	RTS2-PC0-t10
-	۰/۳۲	-	-	RTS1-PC0-t15
-	۰/۳۹	-	-	RTS2-PC0-t15
۰/۹۸	۰/۸۱	-	-	CTS1-PC0.5
-	-	-	-	CTS2-PC0.5
۰/۸۶	۰/۸۳	-	-	RTS1-PC0.5-t15
۰/۸۸	۰/۸۴	-	-	RTS2-PC0.5-t15
۰/۹۵	۱/۲۸	-	-	CTS1-PC1
۰/۸	۱/۲	-	-	CTS2-PC1
۰/۷۶	۱/۱	-	-	RTS1-PC1-t15
۰/۷۵	۰/۹۴	-	-	RTS2-PC1-t15
۰/۹	۱/۶۳	-	-	RTS1*-PC1-t10
۱/۱	۱/۷	-	-	RTS2*-PC1-t10
۱/۰۲	۱/۸۳	-	-	RTS1*-PC1-t15
۱/۰۱	۱/۷۸	-	-	RTS2*-PC1-t15
۰/۹۱	-	۰/۳	۰/۲۵	میانگین

فصل چهارم: آزمایشات دیوارهای بنایی باربر

تقویت شده با ملات ECC

۴-۱- مقدمه

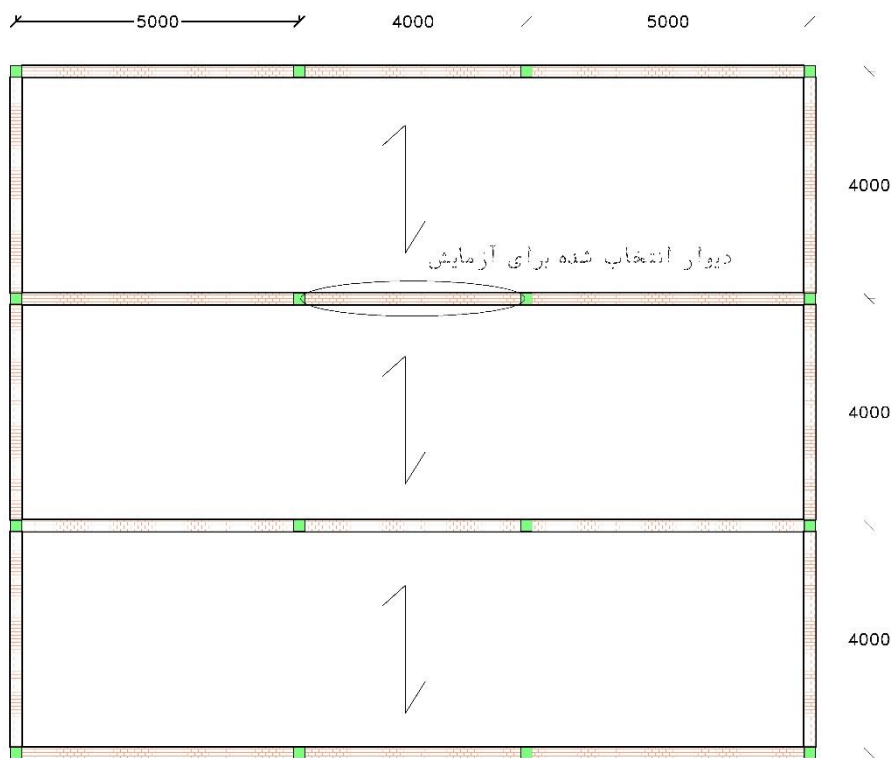
در این فصل نتایج آزمایشات دیوارهای بنایی باربر تقویت شده با ملات ECC ارائه می‌گردد. تعداد و مشخصات نمونه‌های مورد آزمایش مبتنی بر بررسی مدارک فنی موجود مرتبط با موضوع و بررسی عددی فصل دوم انتخاب شده‌است. با توجه به هزینه‌بر بودن آزمایشات و زمانی که لازم است صرف انجام آزمایشات شود سعی گردیده‌است از حداقل نمونه‌ها بهترین بهره‌برداری صورت پذیرد. این فصل شامل مشخصات نمونه‌ها، جزییات ساخت نمونه‌ها، روش انجام آزمایش، نحوه بارگذاری، نتایج آزمایشات و در نهایت بحث و بررسی نتایج می‌باشد.

۴-۲- مشخصات نمونه‌ها

دیوار بنایی مورد آزمایش بخشی از ساختمان بنایی یک طبقه می‌باشد شکل (۴-۱). در مقیاس واقعی ابعاد دیوار به ارتفاع ۲۸۰۰، طول ۴۰۰۰ و ضخامت ۲۲۰ میلی‌متر می‌باشد. بارهای ثقلی وارده شامل ۴۵۰۰ نیوتن بر مترمربع بار مرده و ۱۵۰۰ نیوتن بر مترمربع بار زنده در نظر گرفته شدند. با توجه به بارهای ثقلی وارده به دیوار مقدار تنش محوری ناشی از بار ثقلی $q=0.1 \text{ MPa}$ می‌باشد. در این تحقیق نمونه‌ها با مقیاس یک به دو ساخته و مورد آزمایش قرار گرفتند. با توجه به آنکه هدف این تحقیق بررسی تاثیر ملات ECC روی دیوار بنایی سالم و ترک خورده می‌باشد، بنابراین سه نمونه دیوار بنایی باربر مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه اول بعنوان دیوار شاهد یا مرجع می‌باشد. نمونه دوم بعنوان دیوار تقویت شده با ملات ECC و نمونه سوم بعنوان نمونه ترک خورده که با ملات ECC تقویت گردید.

همچنین تقویت نمونه‌ها به صورت یک‌طرفه انجام شد. به عبارت دیگر لایه ملات ECC در یک طرف دیوار اجرا شد. انتخاب تقویت یک‌طرفه، شرایط بحرانی است که می‌تواند نسبت به لایه تقویت دو طرفه داشته‌باشد. همچنین تقویت یک طرفه دیوار به دلیل همجواری با دیوار همسایه

اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. البته تاثیر دو طرفه بودن لایه تقویت روی عملکرد دیوار بنایی از طریق روش عددی در فصل بعدی بررسی می‌گردد.



شکل ۴-۱- موقعیت دیوار انتخاب شده برای آزمایش

۴-۳- جزییات ساخت نمونه‌ها

نمونه‌ها در بخش سازه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی ساخته و مورد آزمایش قرار گرفتند. مراحل ساخت نمونه‌ها شامل ساخت شالوده زیر دیوار، ساخت دیوار بنایی، ساخت شناژ روی دیوار، اجرای ملات ECC روی دیوار می‌باشد. در ادامه جزییات هر مرحله ارائه می‌گردد.

۴-۳-۱- شالوده زیر دیوار

جهت انتقال بار دیوار باربر بنایی به کف قوی، شالوده بتنی به ابعاد $2500 \times 300 \times 300$ میلیمتر اجرا گردید. طراحی این المان به نحوی انجام شد که برای نمونه تقویت شده با ملات ECC میزان

تغییر شکل ناشی از شالوده به حداقل برسد. لذا برای اتصال شالوده به کف قوی از ۸ عدد برشگیر ناودانی ۱۲ که از طریق پیچ و مهره به کف قوی متصل شد، استفاده گردید. این برشگیرها از طریق ۱۶ عدد پیچ ۲۲ به کف قوی متصل شدند.

جهت اجرای بتن شالوده از طرح اختلاط مطابق جدول (۴-۱) استفاده شد. برای کسب اطمینان از کیفیت بتن شالوده دو نمونه استوانه‌ای به ارتفاع ۳۰۰ و قطر ۱۵۰ میلیمتر تهیه و مورد آزمایش قرار گرفت. بر اساس نتایج آزمایش ارائه شده طی جدول (۴-۲)، میانگین مقاومت فشاری بتن شالوده ۲۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بدست آمده است.

جدول ۴-۱- طرح اختلاط بتن شالوده زیر دیوار (کیلوگرم بر مترمکعب)

آب	سیمان	شن	ماسه
۱۴۵	۳۰۰	۹۵۰	۹۰۰

جدول ۴-۲- نتایج آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای بتن شالوده زیر دیوار

شماره نمونه	مقاومت فشاری (کیلوگرم بر سانتیمترمکعب)
۱	۲۰۸
۲	۲۱۲



(ب) بتن‌ریزی و ویبره بتن



(الف) آرماتور بندی و نصب برشگیرها

شکل ۴-۲- جزئیات اجرایی شالوده بتنی زیر دیوار



(ب) آزمایش مقاومت فشاری نمونه سیلندری



(الف) نمونه سیلندری بتن

شکل ۴-۳- آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی ساخت شالوده زیر دیوار

۴-۳-۲- ساخت دیوار بنایی و کلاف روی دیوار

ابعاد دیوار بنایی در آزمایشگاه با مقیاس یک به دو با ارتفاع ۱۴۰۰، عرض ۲۰۰۰ و ضخامت ۱۱۰ میلیمتر در نظر گرفته شد. در این تحقیق آجرها بدون مقیاس و با ابعاد واقعی استفاده شده‌اند. با توجه به آنکه مطالعه نمونه‌ها در مقیاس سازه‌ای می‌باشد بنابراین مقیاس آجرها تاثیری بر منحنی رفتاری نمونه‌ها نخواهد گذاشت. آجرها به نحوی چیده شده‌اند که درز قائم آنها در یک امتداد نباشند. آجر چینی و ساخت نمونه‌ها توسط یک گروه و استادکار بنا انجام شد. دلیل آن لحاظ کردن تاثیر یکسان نیروی انسانی در کیفیت و مقاومت نمونه‌ها و نزدیک بودن به شرایط ساخت ساختمان‌های بنایی کشور می‌باشد. ضخامت لایه ملات درز افقی و قائم بین ۱۰ تا ۱۵ میلیمتر اندازه‌گیری شد. قبل از اجرای عملیات آجر چینی، آجرها در حد لازم زنجاب شدند تا با توجه به ظرفیت جذب بالای آنها از جذب آب ملات جلوگیری شود. ضمن آنکه چسبندگی مناسبی بین ملات و آجر بوجود آید. با توجه به نتایج آزمایش مصالح، ملات ماسه سیمان با نسبت وزنی ۱ (سیمان) به ۵ (ماسه) ساخته شد. سیمان مورد استفاده، تیپ II تهران می‌باشد. برای توزیع بار ثقلی ناشی از جک‌های قائم در بالای دیوار و همچنین توزیع بار جانبی، تیر بتنی با مقطع ۲۰۰ (ارتفاع) در ۱۱۰ (عرض) میلیمتر اجرا شد.

مشخصات آرماتورگذاری مطابق شکل (۴-۴) می‌باشد. برای بتن‌ریزی نیز از طرح اختلاط شالوده زیر دیوار استفاده شد.

بعد از اجرای دیوار بنایی، تا زمان اجرای آزمایش، هر روز رطوبت دیوار با توجه به شرایط آزمایشگاهی کنترل گردید. در این ارتباط به مدت یک هفته، از طریق آب دهی (دو بار در روز) نمونه مرطوب نگه داشته شد.



شکل ۴-۴ - ساخت دیوار و کلاف بتنی روی دیوار

۴-۳-۳- اجرای ملات ECC

برای نمونه تقویت شده با ملات ECC، بعد از گذشت ۲۸ روز از عمر نمونه دیوار بنایی باربر، ملات ECC روی دیوار اجرا شد. دو نمونه از سه نمونه با ملات ECC تقویت شدند. نمونه اول دیوار بنایی باربر شاهد، نمونه دوم دیوار سالم تقویت شده با ملات ECC و نمونه سوم دیوار ترک‌خورده تقویت شده با ملات ECC می‌باشد. روش اجرای ملات ECC برای هر دو نمونه سالم و ترک‌خورده به صورت یکسان می‌باشد. مراحل اجرا شامل اجرای آرماتورهای فولادی دوخت جهت اتصال لایه ECC به

شالوده، تامین رطوبت کافی دیوار بنایی باربر، ساخت ملات ECC و اجرای آن روی دیوار می‌باشد. در ادامه این مراحل شرح داده می‌شود.

۴-۳-۳-۱- اجرای آرماتورهای فولادی دوخت

باتوجه به نتایج مطالعات عددی جهت استفاده بهینه از ملات ECC و افزایش ظرفیت باربری دیوار بنایی، اتصال لایه ECC به شالوده مد نظر قرار گرفت. در این ارتباط و بر اساس محاسبات اولیه مطابق شکل (۴-۵) از ۲۰ عدد آرماتور قائم (بدون آج) به قطر ۶ میلیمتر و فواصل یکسان استفاده شد. طول این آرماتورها بر اساس طول مهاری در ملات ECC و همچنین طول کاشت در شالوده زیر فونداسیون به میزان ۶۰۰ میلیمتر می‌باشد.

آرماتورهای قائم با استفاده از چسب هیلتی با نام تجاری RE-500 به شالوده زیر دیوار متصل شدند. قبل از اتصال، در شالوده زیر دیوار سوراخی به عمق ۱۰۰ میلیمتر و به قطر ۱۰ میلیمتر با استفاده از دریل هیلتی ایجاد شد. سپس محل سوراخکاری و داخل آن از طریق پمپ باد از هر گونه گرد و خاک و مواد زاید تمیز شد. سپس چسب مورد اشاره توسط دستگاه تزریق مخصوص، داخل سوراخ ها تزریق و سپس آرماتورهای دوخت کار گذاشته شدند. پس از گذشت ۲۴ ساعت، جهت مهار آرماتورهای دوخت، آجرها در سه ردیف و در ۱۰ نقطه سوراخ شدند. آرماتورهای دوخت از طریق پیچ سرکج و رول پلاک به دیوار متصل شدند. همچنین جهت جلوگیری از کمناش آرماتورهای قائم از سیم فولادی به قطر ۲/۵ میلیمتر استفاده شد. این سیم‌ها در سه ردیف اجرا شدند.

۴-۳-۳-۲- ساخت و اجرای ملات ECC

برای ساخت ملات ECC، از طرح اختلاط بدست آمده از نتایج آزمایشات مصالح در فصل دوم استفاده شد. نوع مصالح و مقادیر مصالح مطابق جدول (۴-۳) می‌باشد.



(ب) سوراخکاری آجرها



(الف) چسب هیلتی



(د) آرمانورهای دوخت



(ج) تزریق چسب هیلتی

شکل ۴- ۵- مراحل کاشت آماتور دوخت

با توجه به برنامه آزمایشات لازم است دو نمونه بنایی باربر ساخته و پس از تقویت با ملات ECC مورد آزمایش قرار گیرد. یکی از نمونه‌ها سالم و دیگری پس از ترک خوردن با ملات ECC تقویت شود. با توجه به اجرای ملات ECC به صورت یکطرفه و انتخاب ضخامت ۱۵ میلیمتر برای نمونه سالم، حجم ملات مصرفی به شرح زیر می‌باشد.

$$V = (L_w \times h_w \times t_{ECC}) \times 1.2 = (200 \times 150 \times 1.5) \times 1.2 = 45000 \text{ cm}^3 = 45 \text{ liters}$$

جدول ۴-۳- وزن مصالح برای ساخت ملات ECC جهت مقاوم سازی نمونه ترک نخورده (کیلوگرم)

افزودنی	آب	الیاف	خاکستر بادی	ماسه بادی	سیمان
۰/۰۲۸	۱۵/۷۵	۱/۱۷	۴۲	۱۴/۸	۲۱

حجم ملات مورد نیاز هر دیوار ۴۵ لیتر می‌باشد که این مقدار کمتر از ظرفیت میکسر آزمایشگاه (۳۵۰ لیتری) است، لذا می‌توان طی یک مرحله نسبت به ساخت و اجرای ملات اقدام کرد. قبل از

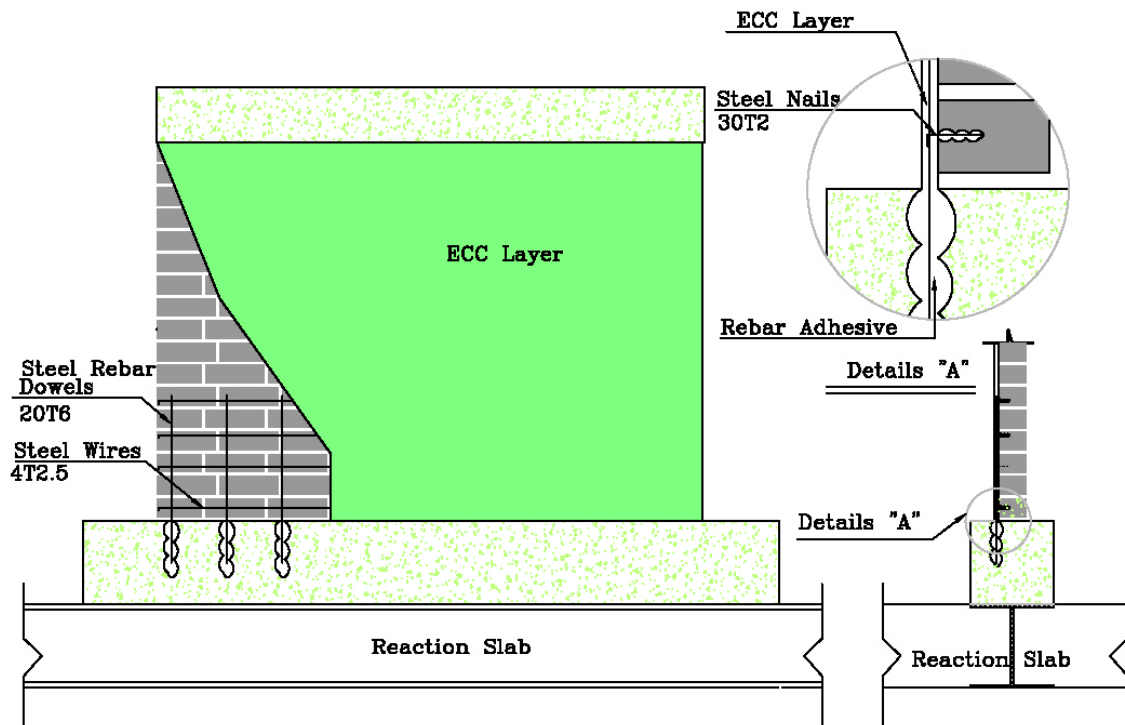
شروع عملیات نسبت به توزین مصالح مطابق جدول (۳-۴) اقدام شد. همچنین سطح دیوار بنایی به اندازه کافی مرطوب شد تا چسبندگی بین ملات ECC و دیوار بنایی برقرار شود. برای ساخت ملات ECC ابتدا مصالح خشک شامل سیمان، خاکستر بادی و ماسه سیلیسی با یکدیگر به مدت ۵ دقیقه مخلوط شدند. سپس آب و ۲۰ درصد از آب و روان کننده به مخلوط خشک اضافه شد و به مدت ۴ دقیقه مخلوط شدند. پس از ساخت ملات، الیاف به تدریج به ملات اضافه شد و به مدت ۵ دقیقه عملیات اختلاط ادامه یافت. سپس ملات ECC بر روی دیوار با استفاده از ماله مطابق شکل (۴-۶) اجرا گردید. جهت کنترل ضخامت لایه ECC از کولیس استفاده شد تا ضخامت لایه تقویت در محدوده ۱۵ میلیمتر اجرا گردد.



شکل ۴-۶- نحوه اجرای ملات ECC روی دیوار

پس از اتمام عملیات اجرای ملات ECC، دمای نمونه با استفاده از نایلون به مدت ۲۴ ساعت در شرایط مناسب قرار گرفت. همچنین تا ۲۸ روز رطوبت نمونه از طریق آب دادن و استفاده از گونی مرطوب تامین گردید. شکل (۴-۷) نمایی از طرح تقویت دیوار باربر با ملات ECC نشان می‌دهد. برای

نمونه ترک‌خورده، روش ساخت و اجرای ملات ECC مطابق روش فوق می‌باشد. لازم به ذکر است ضخامت لایه ECC برای این نمونه ۲۰ میلی‌متر اجرا گردید.



شکل ۴-۷- جزئیات اجرایی ملات ECC روی دیوار بنایی باربر

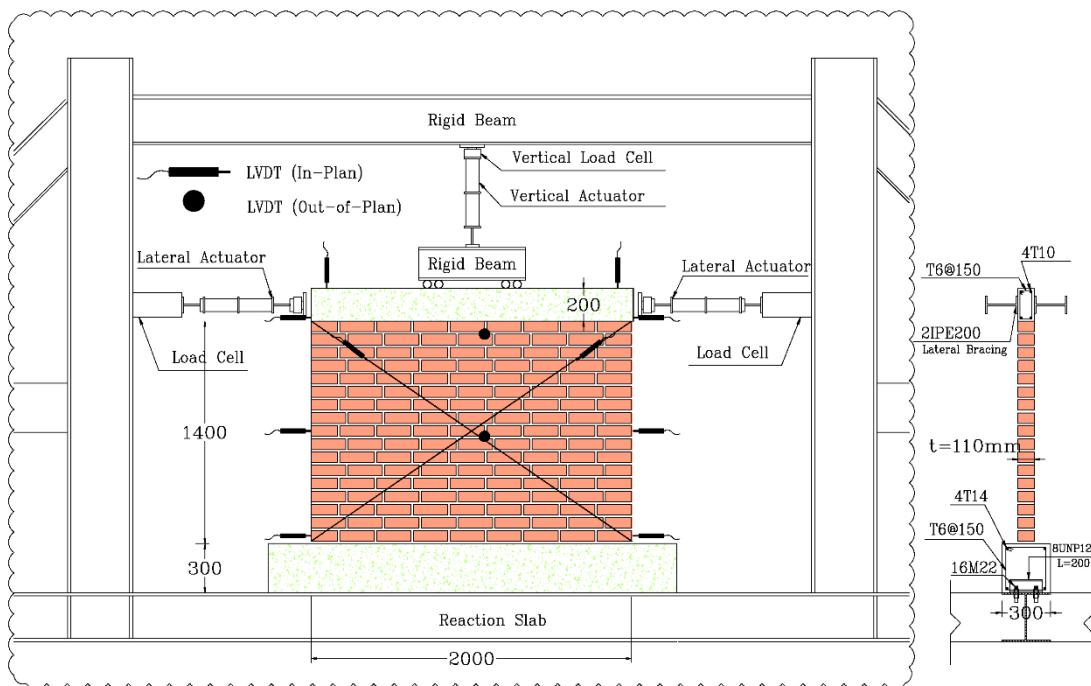
۴-۳-۴- چیدمان آزمایش و روش انجام آن

چیدمان آزمایشات شامل استقرار جک‌های اعمال نیرو، طراحی نوع و موقعیت تجهیزات برداشت و ثبت داده‌ها می‌باشد.

با توجه به نوع آزمایش، نیاز به اعمال همزمان نمونه‌ها تحت بارهای جانبی و قائم می‌باشد. مطابق شکل‌های (۴-۸) و (۴-۹) بارهای جانبی به صورت رفت و برگشتی و بارهای قائم به صورت ثابت بر روی تیر بتنی روی دیوار اعمال شد. جک‌های مورد نیاز شامل دو جک افقی و یک جک قائم می‌باشد. ظرفیت هر یک از جک‌ها ۱۰۰۰ کیلو نیوتن انتخاب شد. همچنین برای کنترل بار وارده به دیوار از ۳ عدد لود سل با ظرفیت ۱۰۰ کیلو نیوتن که بیشتر از ظرفیت مورد انتظار دیوار تقویت شده

می‌باشد استفاده شد. لازم به توضیح است جهت برآورد نیروی‌های وارده به دیوار از نتایج مدل عددی استفاده گردید.

برای استقرار جک‌های افقی از دیوارهای مثلثی آزمایشگاه که دارای سختی و مقاومت کافی نسبت به نمونه مورد آزمایش هستند استفاده شد. این دیوارهای فولادی از طریق تعداد کافی پیچ به کف قوی متصل شده‌اند. انتهای جک‌ها از مفصل کرومی فولادی برای تامین آزادی دوران اتصال دیوار و جک افقی استفاده شد. برای نگهداری جک قائم بالای دیوار از تیر ورق با سختی زیاد استفاده شد. دو انتهای این تیر ورق به دیوارهای مثلثی متصل شد. نیروی جک قائم روی تیر با صلبیت کافی اعمال و در نهایت از طریق غلتک‌های فلزی به کلاف بتنی افقی روی دیوار اعمال شد. این غلتک‌ها در یک سوم طول دیوار قرار داده شد تا دیوار بتواند با آزادی در داخل صفحه خود حرکت جانبی داشته باشد. با توجه به آنکه هدف این تحقیق بررسی عملکرد دیوار بنایی برابر در داخل صفحه می‌باشد لذا برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه دیوار از دو عدد پروفیل فولادی با مقطع IPE200 در طرفین دیوار استفاده گردید. دو سر این قطعات توسط پایه‌های مثلثی مهار شده‌اند.



شکل ۴-۸- چیدمان آزمایش و جزییات قرارگیری تجهیزات بارگذاری و اندازه‌گیری نیرو و تغییرمکان



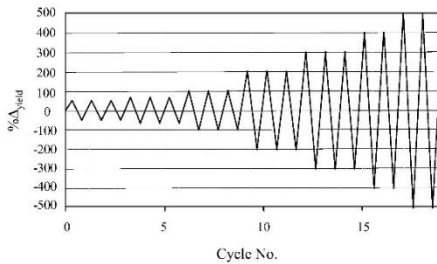
شکل ۴-۹- چیدمان آزمایش و جزییات قرارگیری تجهیزات بارگذاری و اندازه‌گیری نیرو و تغییر مکان (در محل آزمایش)

برای برداشت تغییر شکل نمونه‌ها تحت بارهای داخل صفحه و همچنین اطمینان از عدم تغییر شکل خارج از صفحه، ۱۴ عدد تغییر مکان سنج روی دیوار نصب شدند. همچنین جهت کنترل حرکت خارج از صفحه دیوار از دو عدد تغییر مکان سنج استفاده گردید. برای جمع‌آوری داده‌های حاصل از کلیه تجهیزات اعم از لودسل‌ها و تغییر مکان سنج‌ها از یک دستگاه دیتالاگر استفاده شد.

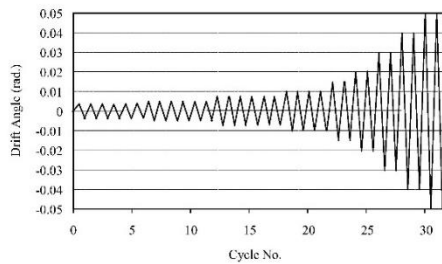
۴-۴- الگوی بارگذاری

دیوار بنایی باربر به صورت همزمان تحت بارهای ثقیلی و جانبی قرار می‌گیرد. لازم است مقدار بار ثقیلی در طول آزمایش به صورت ثابت و کنترل‌شونده توسط نیرو و بدون تغییر به نمونه اعمال شود. تنش وارده ناشی از بار ثقیلی ۰/۱ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. بار جانبی به صورت رفت و برگشتی و به صورت کنترل‌شونده با تغییر مکان در دو طرف دیوار اعمال شد. در آزمایشات با بارگذاری رفت و برگشتی، برای اعمال بار جانبی الگوهای متعددی وجود

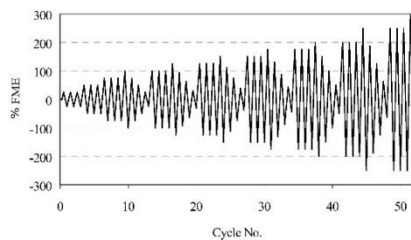
دارد که هر کدام از آنها بر اساس اهداف مشخص و خاصی طراحی شده‌اند. مطابق شکل (۴-۱۰) Krawinkler به بررسی ۸ الگوی بارگذاری پرداخته‌است [66]. در تحقیق مورد اشاره نقاط قوت و ضعف و موارد کاربرد آنها مورد بررسی قرار گرفته‌است. این الگوهای بارگذاری مربوط به مصالح فولادی، بنایی و چوبی می‌باشد.



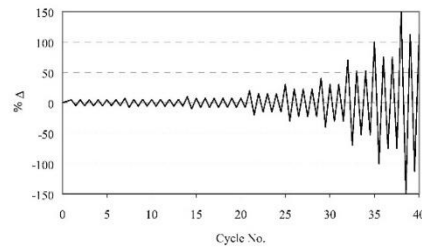
(a) Steel - ATC-24 (ATC-24, 1992)



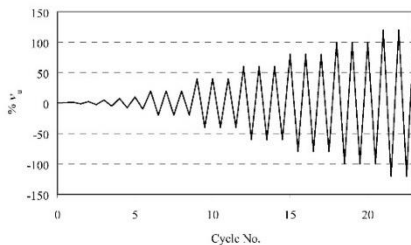
(b) Steel - SAC (Clark et al., 1997)



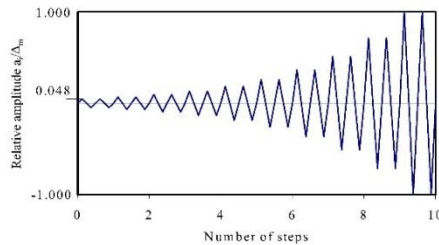
(c) Wood/Masonry - SPD (Porter, 1987)



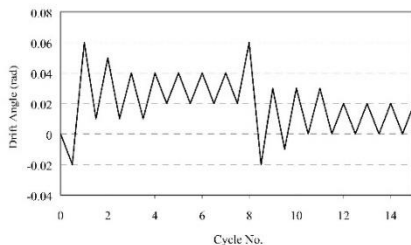
(d) Wood - CUREE (Krawinkler et al., 2000-b)



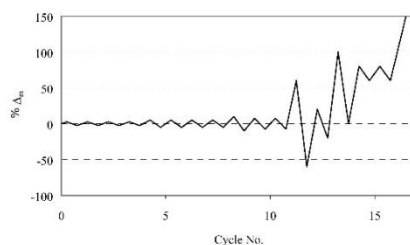
(e) Wood - ISO (ISO, 1998)



(f) FEMA 461 (FEMA, 2007)



(g) Steel - SAC Near-Fault (Kraw. et al., 2000-a)

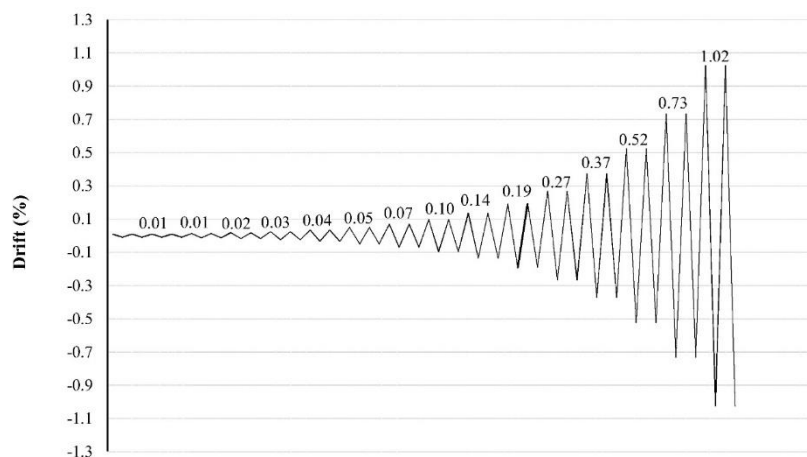


(h) Wood - CUREE Near Fault (Kraw. et al., 2000-b)

شکل ۴-۱۰- انواع مختلف پروتکل بارگذاری [66]

در این تحقیق از الگوی بارگذاری FEMA 461 استفاده شد [67]. در این الگوی بارگذاری تعداد سیکل‌های بارگذاری در تغییر مکان‌های نسبی کم، زیاد و با افزایش تغییر مکان تعداد سیکل‌ها کمتر

می‌شود. بنابراین برای سازه‌های با پیوند پایین (همانند دیوارهای بنایی) این اجازه داده می‌شود که مقاومت، سختی، اتلاف انرژی و... به طور دقیق مورد ارزیابی قرار گیرد. مطابق شکل (۴-۱۱) الگوی بارگذاری به صورت تغییرمکان نسبی - سیکل بارگذاری در نظر گرفته شده‌است. این الگو شامل دو سیکل بارگذاری در هر سطح از تغییرمکان نسبی می‌باشد که از ۰/۰۱ درصد شروع و تا ۱/۰۲ ادامه می‌یابد.



شکل ۴- ۱۱- پروتکل بارگذاری جانبی نمونه‌ها (سیکل بارگذاری - تغییر مکان نسبی) [67]

۴-۵- نتایج و بحث و بررسی آزمایشات

بر اساس خروجی آزمایش نمونه‌ها که به صورت منحنی چرخه‌ای نیرو- تغییر مکان می‌باشد در این بخش ضمن بیان مشاهدات آزمایشگاهی، به بررسی تاثیر ملات ECC روی ویژگی‌های دیوار بنایی باربر شامل مقاومت، سختی، اتلاف انرژی و شکل‌پذیری پرداخته می‌شود. قبل از بررسی هر یک از این ویژگی‌ها تعریف عمومی از آنها ارائه می‌گردد.

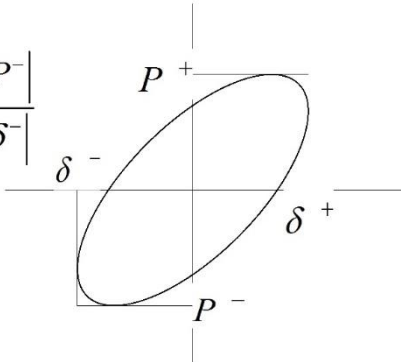
۴-۵-۱- اتلاف انرژی

یکی از مهمترین ویژگی‌های هر سازه مقاوم در برابر زلزله میزان ظرفیت سازه برای اتلاف انرژی ناشی از زلزله می‌باشد. در شرایط عادی و بدون وسایل اتلاف انرژی در سازه‌ها، انرژی وارد به سازه ناشی از

زلزله توسط دو ویژگی تسلیم و میرایی ویسکوز مصالح تلف می‌شود. طبق تعریف، سطح زیر منحنی چرخه‌ای نیرو- تغییرمکان سازه بیانگر مقدار انرژی تلف شده سازه تحت نیروی جانبی می‌باشد. در واقع با افزایش سطح زیر منحنی انرژی بیشتری توسط سازه تلف خواهد شد. در این تحقیق انتظار می‌رود با توجه به استفاده از مصالح ECC بر اثر ترک‌خوردگی‌های لایه ECC استهلاک انرژی دیوار تقویت شده نسبت به تقویت نشده افزایش یابد.

۴-۵-۲- سختی

ساختمان‌های بنایی با توجه به تعداد طبقات آن و همچنین نوع مصالح مصرفی از سختی قابل توجهی برخوردار می‌باشند. لذا تحت نیروهای بیشتر ناشی از زلزله قرار می‌گیرند. بنابراین برای این سازه‌ها بهبود سایر پارمترهای رفتاری بدون افزایش چشمگیر سختی می‌تواند از مزایای آن روش باشد. با توجه به آنکه نمونه‌های مورد بررسی می‌تواند در قالب سیستم‌های یک درجه آزادی مورد بررسی قرار گیرد لذا مطابق شکل (۴-۱۲)، سختی نمونه در سیکل‌های مختلف بارگذاری از حاصل تقسیم مقدار نیروی جانبی بر تغییرمکان جانبی محاسبه می‌شود.

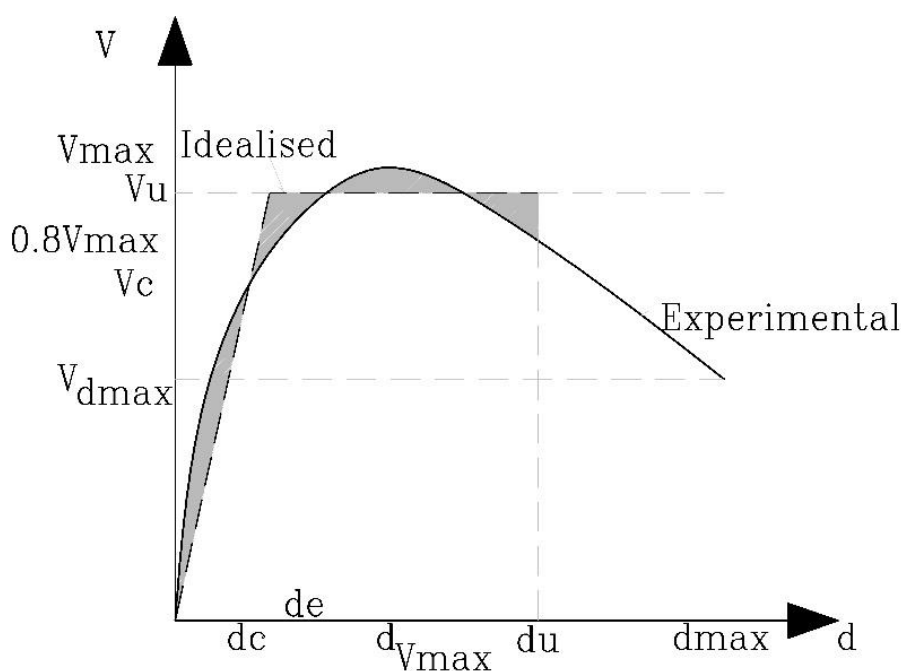
$$K = \frac{|P^+| + |P^-|}{|\delta^+| + |\delta^-|}$$


شکل ۴-۱۲- نحوه محاسبه سختی دیوار در یک چرخه بارگذاری [47]

در این ارتباط K سختی دیوار در هر سیکل، P^+ و P^- نیروی جانبی حداکثر و حداقل دیوار در هر سیکل و δ^+ و δ^- تغییرمکان‌های نظیر نیروی جانبی حداکثر و حداقل در هر سیکل می‌باشد.

۴-۵-۳- مقاومت و شکل پذیری

یکی دیگر از اهداف مقاوم سازی سازه‌ها، بهبود مقاومت سازه و ظرفیت تغییرشکل پذیری آن جهت تحمل بارهای جانبی می‌باشد. با توجه به منحنی ظرفیت هر سازه حداکثر بار تحمل شده توسط سازه بعنوان مقاومت نهایی محسوب می‌شود (V_U). D_e تغییر مکان متناظر مقاومت نهایی محسوب می‌شود. برای استخراج مقادیر مقاومت نهایی سازه، ضریب کاهش مقاومت و ضریب شکل‌پذیری لازم است ابتدا منحنی پوش بارگذاری تهیه و سپس منحنی چندخطی ترسیم شود [68, 69]. برای دو خطی نمودن منحنی ظرفیت سازه‌ها مراجع متعددی در دسترس می‌باشد. با توجه به آنکه این تحقیق به بررسی رفتار دیوار باربر بنایی می‌پردازد لذا از روش زیر که متناسب با این سیستم می‌باشد استفاده می‌گردد [70]. مطابق شکل (۴-۱۳) سه شرط باید رعایت شود. اول اینکه سطح زیر دو منحنی پوش و دو خطی با یکدیگر برابر شوند.



شکل ۴-۱۳- نحوه دوخطی سازی منحنی پوش آزمایشگاهی [70]

ثانیا محل تقاطع دو منحنی در بخش اولیه در ۷۵ درصد نیروی تسلیم باشد (V_c). ثالثا مقدار تغییر مکان نهایی نمونه (d_u) در محل نیرویی برابر ۸۰ درصد نیروی حداکثر (V_{max}) تعریف می‌گردد.

ضریب شکل پذیری (μ) و ضریب کاهش نیرو (R) از روابط (۱-۴) تا (۴-۴) محاسبه می‌شود. در این روابط (R_u) ضریب کاهش برش پایه ناشی از شکل‌پذیری و (Ω) ضریب اضافه مقاومت می‌باشد.

$$\mu = \frac{d_u}{d_e} \quad (۱-۴)$$

$$R = R_u \times \Omega \quad (۲-۴)$$

$$R_u = \sqrt{2\mu - 1} \quad (۳-۴)$$

$$\Omega = \frac{V_u}{V_c} \quad (۴-۴)$$

۴-۵-۴- منحنی چرخه‌ای و مشاهدات آزمایشگاهی نمونه‌ها

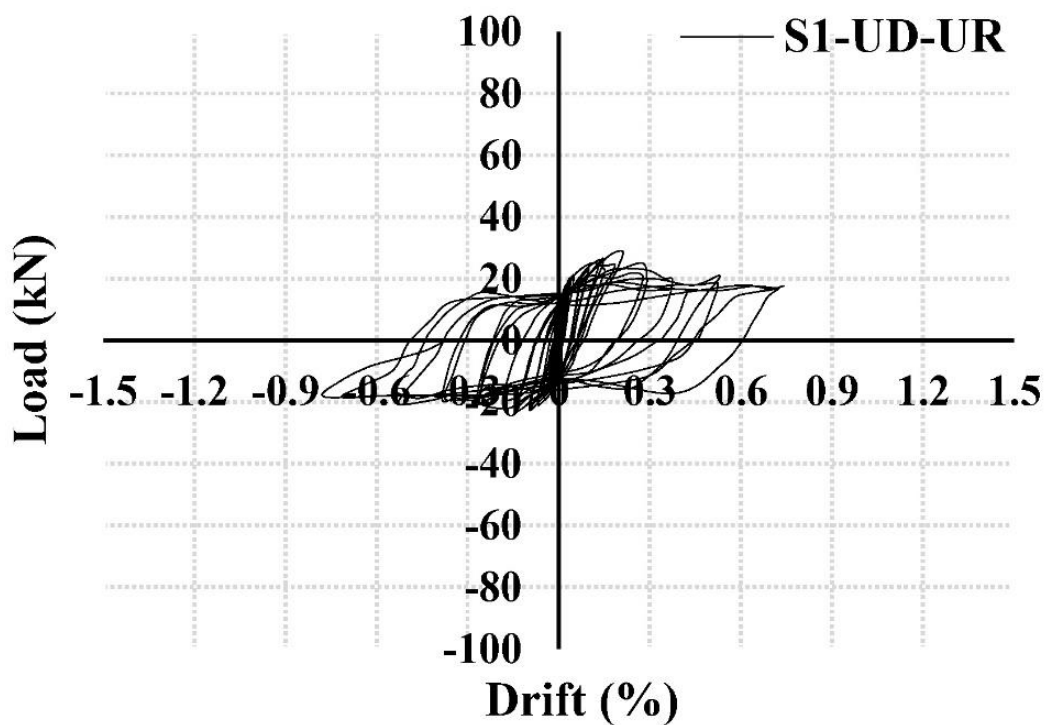
در این تحقیق سه نمونه دیوار بنایی تقویت نشده (S1-UD-UR)، نمونه تقویت شده با ملات ECC (S2-UD-R-T15) و نمونه ترک‌خورده تقویت شده با ملات ECC (S3-D-R-T20) مورد آزمایش قرار گرفت. همچنین نمونه سوم قبل از تقویت با (S3-D-UR) نام‌گذاری شده‌است. در نام‌گذاری نمونه‌ها منظور از حرف (S) شماره نمونه، (UD) خسارت ندیده، (D) خسارت دیده، (UR) مقاوم‌سازی نشده، (R) مقاوم‌سازی شده و (T) ضخامت لایه ECC می‌باشد.

در این بخش ضمن ارائه منحنی چرخه‌ای نیرو- تغییرمکان نسبی نمونه‌ها، مشاهدات آزمایشگاهی شامل بررسی رفتار دیوار و چگونگی ترک‌خوردگی آن در مراحل مختلف بارگذاری و همچنین تعیین مود شکست دیوار مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

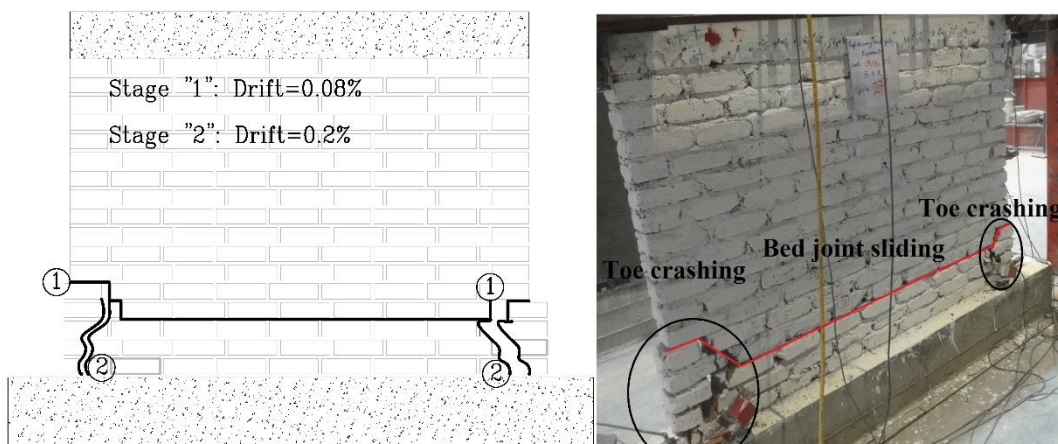
۴-۵-۴-۱- نمونه شاهد (S1-UD-UR)

منحنی چرخه‌ای نمونه شاهد تحت بار رفت و برگشتی مطابق شکل (۴-۱۴) می‌باشد. همچنین مراحل ترک‌خوردن دیوار طی شکل (۴-۱۵) نمایش داده شده‌است. طبق مشاهدات آزمایشگاهی، دیوار تا تغییرمکان نسبی ۰/۰۴ درصد دارای رفتار خطی می‌باشد به نحوی که در این سیکل از بارگذاری ترک در دیوار مشاهده نگردید. با افزایش دامنه بارگذاری، اولین خسارت قابل مشاهده ترک‌هایی می‌باشد

که در تغییرمکان نسبی ۰/۲ درصد ملاحظه شد (مرحله اول). این ترک‌ها در پایین دیوار در رج چهارم، حدود ۲۵۰ میلیمتر بالاتر از روی شالوده دیوار مشاهده گردید. در این تغییرمکان دیوار دچار کاهش سختی شده ولی کاهش مقاومت مشاهده نشد. این ترک‌ها در امتداد افقی دیوار گسترش یافته و تقریباً در طول کل دیوار ادامه یافت. در تغییر مکان نسبی ۰/۲ درصد ترک‌هایی در پنجه دیوار و در محل آجرها مشاهده شد (مرحله دوم). در این تغییرمکان دیوار دچار کاهش مقاومت شد. با افزایش تغییرمکان و سیکل بارگذاری، لغزش پای دیوار و بازشدگی عرض ترک در پنجه دیوار افزایش یافت. لغزش کلی در محل پای نمونه و رج دوم با عرض ترک حدود ۲۵ میلیمتری دیوار (روی ترک‌های اولیه و در تمام طول دیوار) در تغییرمکان نسبی ۰/۶ درصد کاملاً مشاهده شد. در این دامنه بارگذاری و تغییرمکان نسبی، ضمن کاهش مقاومت، نمونه تحت نیروی ثابت دچار تغییرشکل شد و همزمان با افزایش عرض ترک، خردشدگی آجرها در پنجه مشاهده شد. به طور کلی مود شکست دیوار ترکیبی از مود شکست برشی لغزش درز ملات و خردشدگی در محل پنجه دیوار می‌باشد.



شکل ۴ - ۱۴- منحنی چرخه‌ای نمونه شاهد

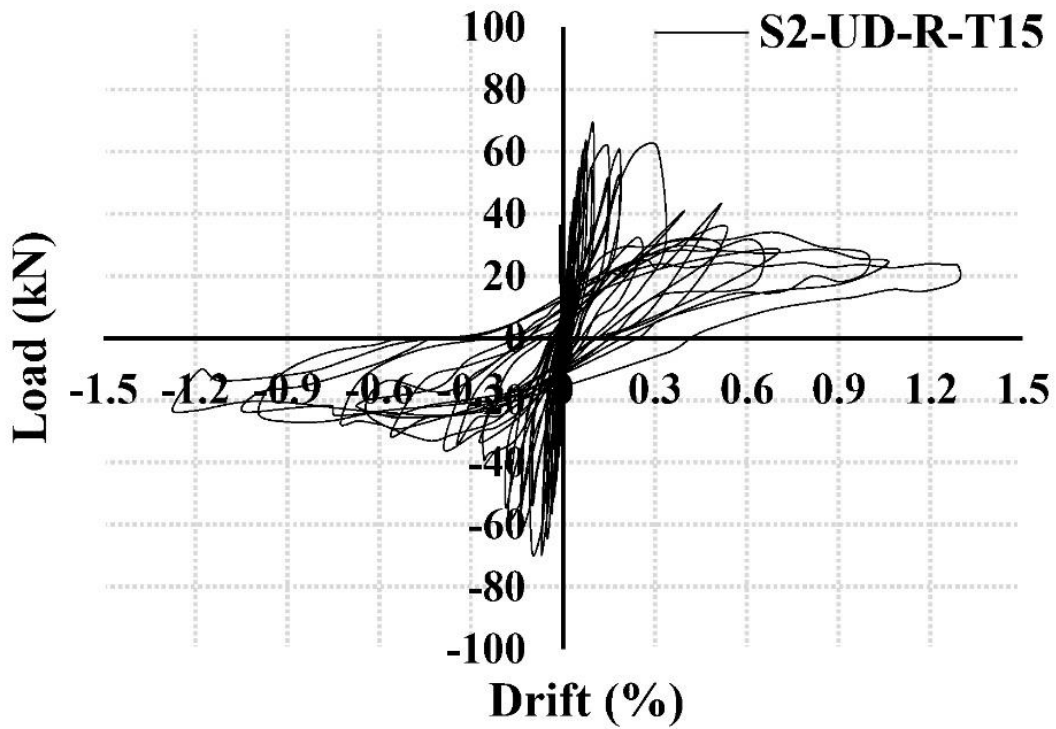


شکل ۴- ۱۵- الگوی ترک خوردگی نمونه شاهد

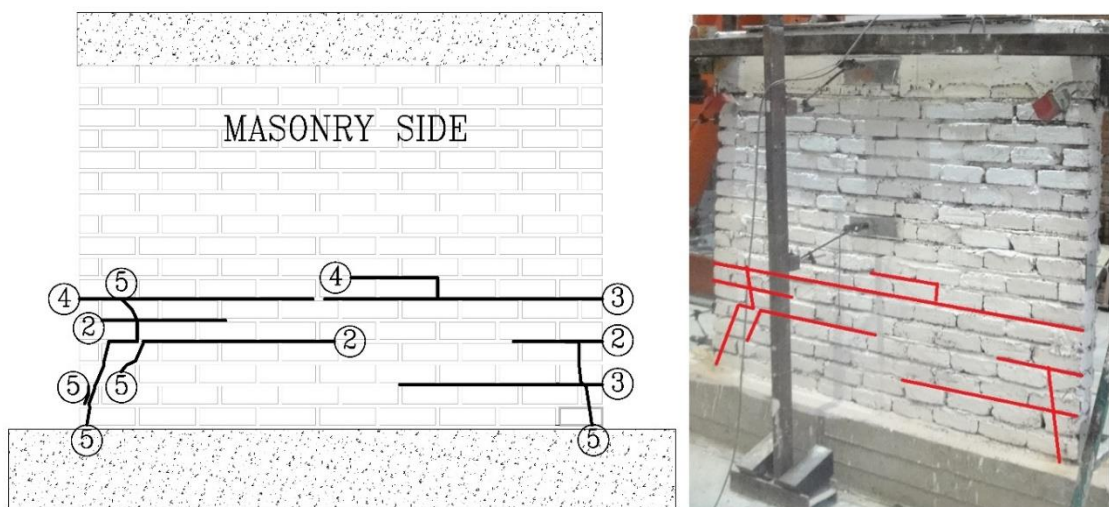
۴-۵-۴-۲- نمونه سالم تقویت شده با ملات ECC (S2-UD-R-T15)

منحنی چرخه‌ای نمونه تقویت شده تحت بار رفت و برگشتی طی شکل (۴-۱۶) ارائه شده است. مطابق شکل (۴-۱۷)، این نمونه تا تغییر مکان نسبی ۰/۰۴ درصد، دارای رفتار خطی می‌باشد و ترکی در لایه ECC و دیوار بنایی مشاهده نشد. با افزایش تغییر مکان (تغییر مکان نسبی ۰/۰۵ درصد و مرحله ۱)، ترک‌ها در محل بالای آرماتورهای دوخت و در لایه ملات ECC آشکار شد. این ترک‌ها تا تغییر مکان نسبی ۰/۱ درصد و ۰/۱۵ درصد به تدریج در سطح لایه تقویت گسترش یافت (مراحل ۲ و ۳). در این محدوده از تغییر شکل دیوار، ضمن ترک خوردگی متعدد لایه ECC و کاهش تدریجی سختی، افزایش بار نیز به همراه داشت. با افزایش تغییر مکان و در تغییر مکان نسبی ۰/۲ درصد صرفاً ترک‌ها در نواحی ترک خورده ECC افزایش یافت و به بخش‌های متناظر بنایی انتقال یافت (مرحله ۴). از تغییر مکان نسبی ۰/۴ درصد ضمن افزایش عرض ترک، دیوار با افت مقاومت همراه شد (مرحله ۵). بدلیل حاکم شدن مود چرخشی بالای آرماتورهای دوخت، لایه ملات ECC دچار گسیختگی ناشی از خمش شد به نحوی که عرض ترک لایه ملات ECC به ۷ میلی‌متر افزایش یافت. در مراحل بارگذاری هیچگونه جداسازی بین لایه ملات ECC و دیوار بنایی مشاهده نشد. با وجود آنکه نمونه تا تغییر مکان نسبی ۱/۳ درصد بارگذاری گردید هیچگونه ناپایداری در دیوار ملاحظه نشد. در بخش

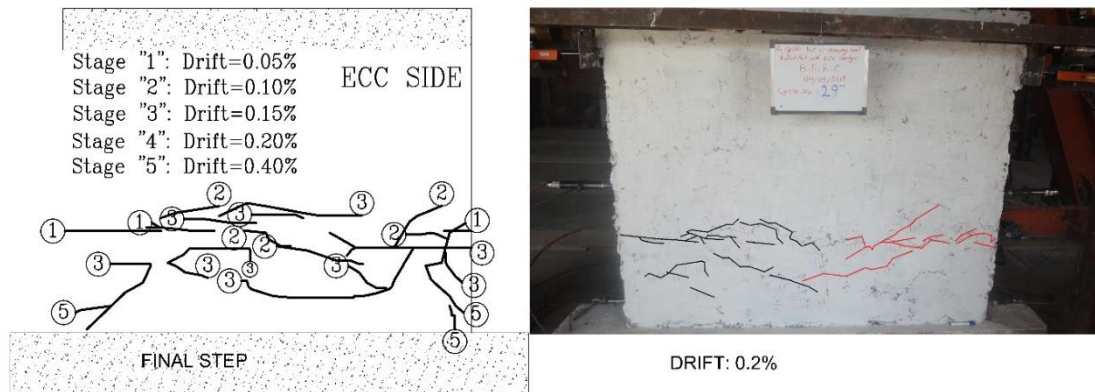
بنایی نمونه، چندین ترک در محل درز ملات و در بالای آرماتورهای دوخت مشاهده شد. همچنین خردشدگی محدود آجرها در پنجه دیوار در تغییرمکان نسبی ۱٪ ملاحظه شد. مود شکست دیوار تقویت شده از نوع مود شکست گهواره‌ای (رفتار خمشی) می‌باشد.



شکل ۴ - ۱۶- منحنی چرخه‌ای نمونه تقویت شده با ملات ECC



(الف) دیوار بنایی



شکل ۴-۱۷ (ب) لایه ملات ECC

شکل ۴-۱۷- الگوی ترک خوردگی نمونه تقویت شده با ملات ECC

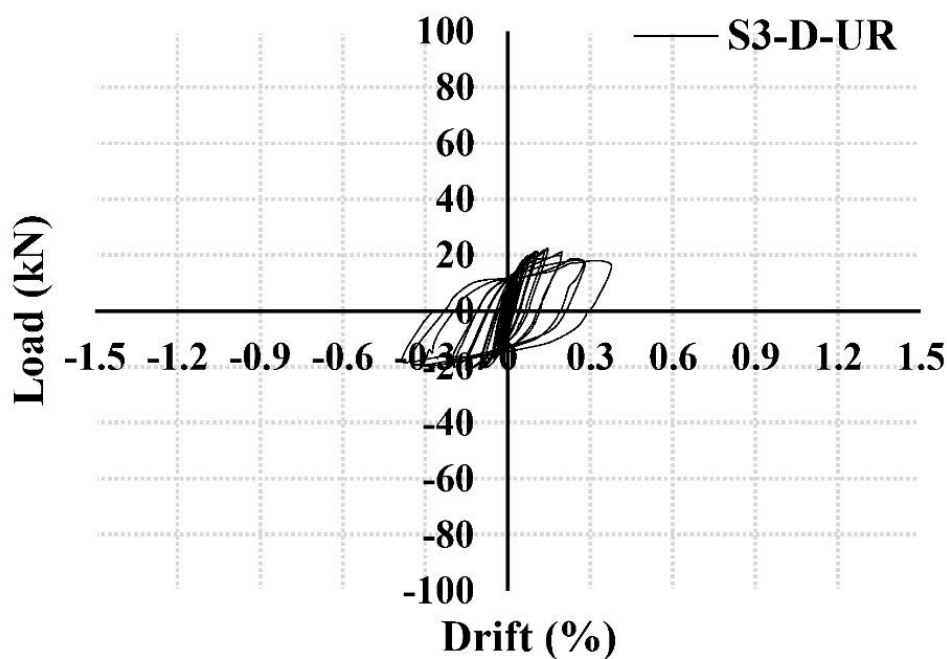
۴-۵-۴-۳- نمونه ترک خورده ترمیم شده با ملات ECC

۴-۵-۴-۳-۱- قبل از تقویت

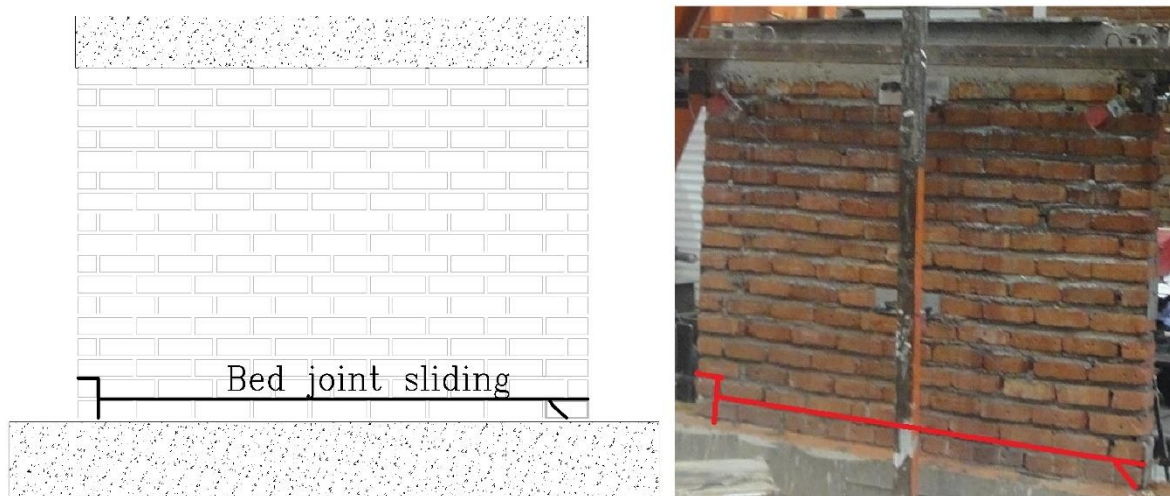
برای بررسی تاثیر ملات ECC بر عملکرد دیوار بنایی آسیب دیده، نمونه دیوار بنایی تقویت نشده تحت بار رفت و برگشتی تا تغییر مکان نسبی ۰/۳۵ درصد بارگذاری شد (S3-D-UR). این نمونه مشابه نمونه مرجع ساخته شد. مطابق FEMA306 ترک خوردگی دیوار در تغییر مکان نسبی ۰/۳۵ درصد به عنوان خسارت متوسط محسوب می شود. منحنی چرخه ای و الگوی ترک خوردگی دیوار به ترتیب مطابق اشکال (۴-۱۸) و (۴-۱۹) می باشد. مطابق مشاهدات آزمایشگاهی، رفتار این نمونه مشابه نمونه شاهد می باشد و مود شکست آن از نوع لغزش درز ملات با خردشدگی محدود پنجه می باشد.

۴-۵-۴-۳-۲- پس از تقویت

پس از تقویت نمونه ترک خورده با شرایط مشابه نمونه (S2-UD-R-T15)، نمونه مجدداً تحت بارگذاری ثقلی و جانبی قرار گرفت (S3-D-R-T20). برای این نمونه ضخامت لایه ECC ۲۰ میلیمتر اجرا شد. منحنی چرخه ای و الگوی ترک خوردگی نمونه مطابق اشکال (۴-۲۰) و (۴-۲۱) می باشد.



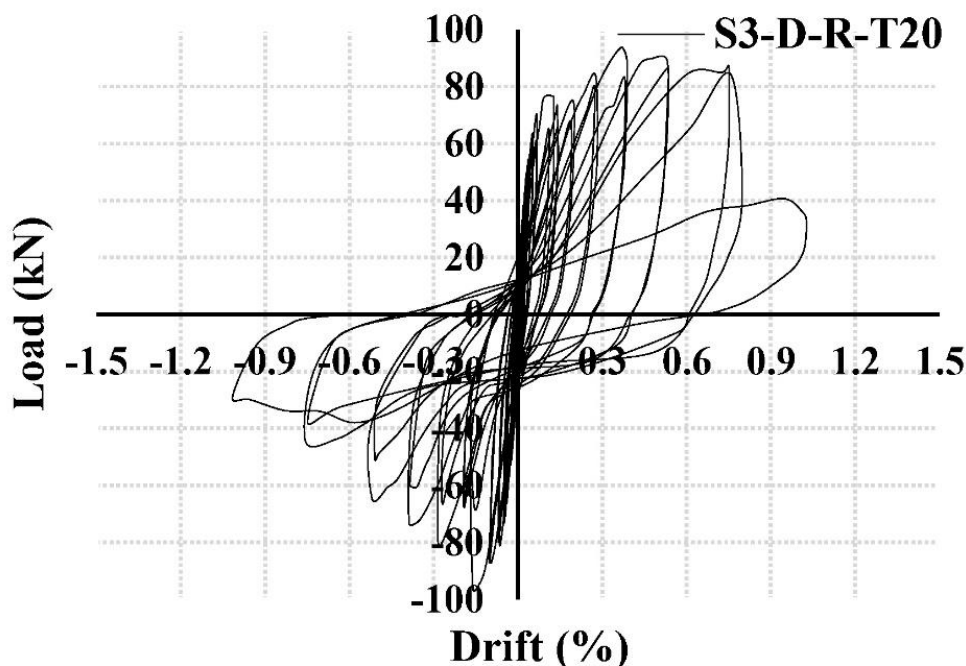
شکل ۴- ۱۸- منحنی چرخه‌ای نمونه آسیب دیده قبل از تقویت



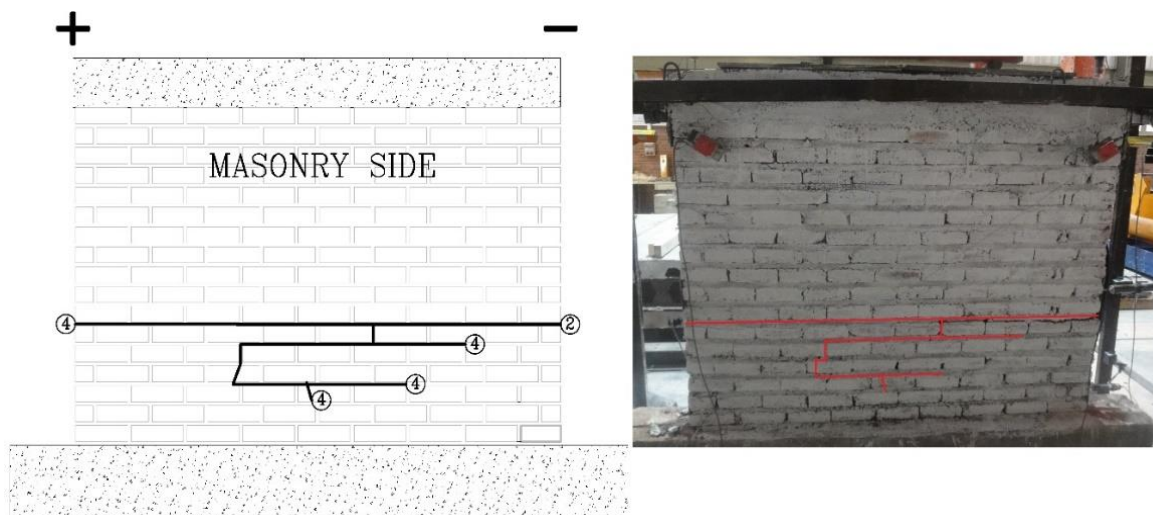
شکل ۴- ۱۹- الگوی ترک خوردگی نمونه آسیب دیده قبل از تقویت

مطابق نتایج آزمایش، ترک در لایه ECC تا تغییر مکان نسبی ۰/۰۴۸ درصد مشاهده نشد (مرحله ۱). در تغییر مکان نسبی ۰/۱ درصد در سطح لایه ECC تعدادی ترک مشاهده شد و سختی نمونه کاهش یافت، در حالیکه کاهش مقاومت مشاهده نشد. این ترک‌ها در جهت منفی بارگذاری مشاهده شد (مرحله ۲). برای جهت مثبت بارگذاری بدلیل وقوع پدیده بلندشدگی در پای دیوار تسلیم آرماتورها اتفاق افتاد و در این محدوده ترک روی سطح لایه ECC مشاهده نشد. در تغییر مکان نسبی ۰/۲۷

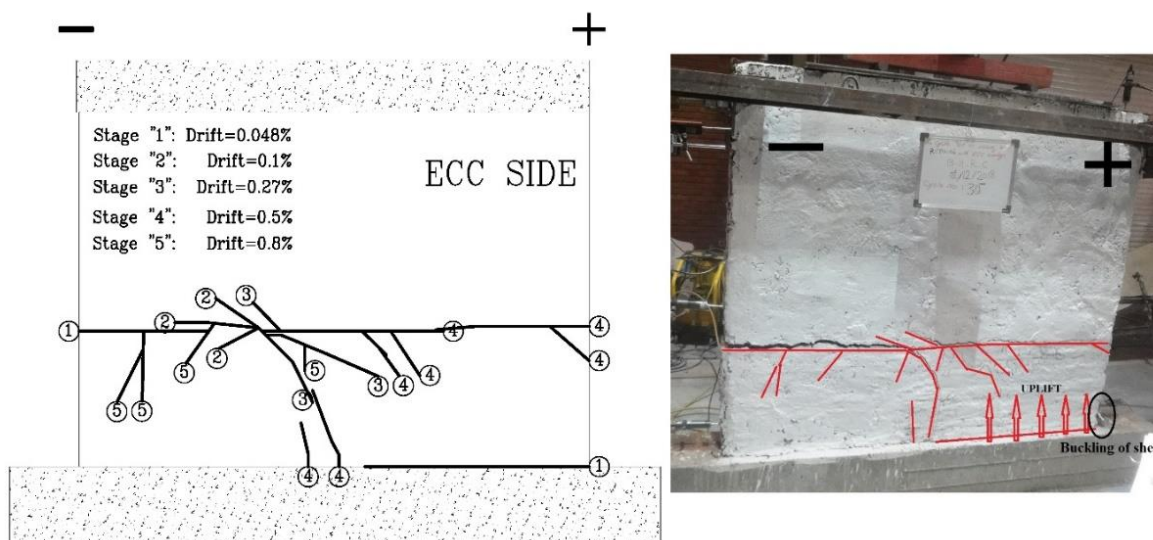
درصد، نمونه در محدوده بارگذاری مثبت دچار ترک خوردگی متعدد و افزایش عرض ترک شد که در نتیجه کاهش مقاومت و سختی به همراه داشت (مرحله ۳). عرض ترک در این تغییرمکان حدود ۷ میلیمتر اندازه گیری شد. اما در جهت مثبت بارگذاری، بدلیل تسلیم شدن آرماتورهای دوخت و تحمل تغییرشکل، ترک یا کاهش مقاومت نمونه مشاهده نشد. در تغییرمکان نسبی ۰/۵ درصد، در ناحیه بارگذاری منفی، عرض بازشدگی درز ملات به ۱۱ میلیمتر افزایش یافت (مرحله ۴). در ناحیه بارگذاری مثبت، پس از آنکه نیروی وارده بیشتر از اضافه مقاومت آرماتورهای دوخت شد این نیرو به لایه ECC منتقل و باعث ایجاد ترک‌های سطحی در این ناحیه شد. هر چند سطح لایه ECC دچار ترک شد ولی کاهش مقاومت نمونه مشاهده نگردید. در تغییر مکان نسبی ۰/۸ درصد (مرحله ۵) عرض ترک در ناحیه بارگذاری منفی حدود ۱۸ میلیمتر اندازه گیری شد. مقاومت نمونه بدلیل کماتش آرماتورهای دوخت در ناحیه فشاری مقطع دیوار و گسیختگی لایه ECC در بالای آرماتورهای دوخت کاهش یافت. عرض ترک در این ناحیه حدود ۱۱ میلیمتر افزایش یافت. برای این نمونه مود شکست چرخشی (رفتار خمشی) اتفاق افتاد. در طول آزمایش جداشدگی بین لایه ECC و دیوار مشاهده نشد.



شکل ۴- ۲۰- منحنی چرخه‌ای نمونه آسیب دیده بعد از تقویت



(الف) دیوار بنایی



(ب) لایه ملات ECC

شکل ۴- ۲۱- الگوی ترک خوردگی نمونه آسیب دیده بعد از تقویت

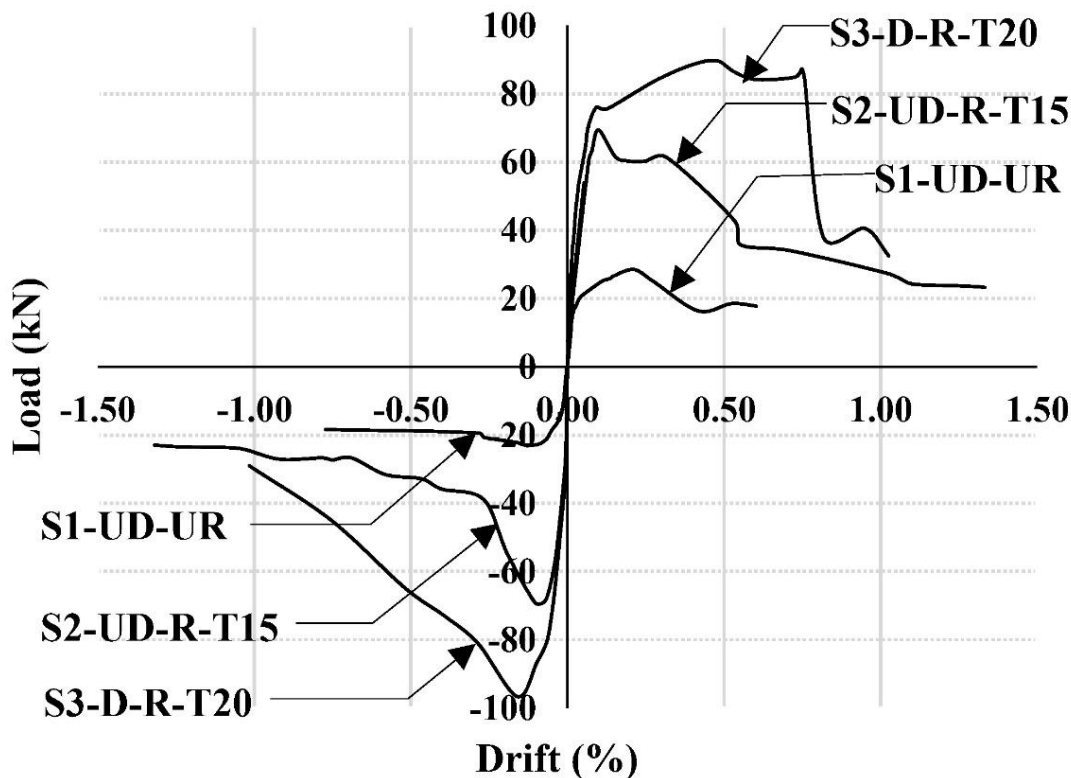
۴-۵-۵- بررسی ویژگی‌های مهم نمونه‌ها

در این بخش ویژگی‌های مهم نمونه‌ها شامل مقاومت، سختی، اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بر اساس مشاهدات آزمایش و محاسبات تکمیلی مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این ارتباط پوش منحنی چرخه‌ای و همچنین منحنی دو خطی نمونه‌ها جهت بررسی این ویژگی‌ها تهیه شده‌اند.

۴-۵-۵-۱- مقاومت نمونه‌ها

در شکل (۴-۲۲) پوش منحنی چرخه‌ای سه نمونه ارائه شده‌است. مطابق این شکل، مقاومت نمونه سالم تقویت شده نسبت به نمونه شاهد نزدیک به ۱۷۰ درصد بیشتر می‌باشد. در نمونه تقویت شده، دیوار پس از رسیدن به مقاومت حداکثر دچار کاهش مقاومت و رفتار نرم‌شوندگی می‌گردد.

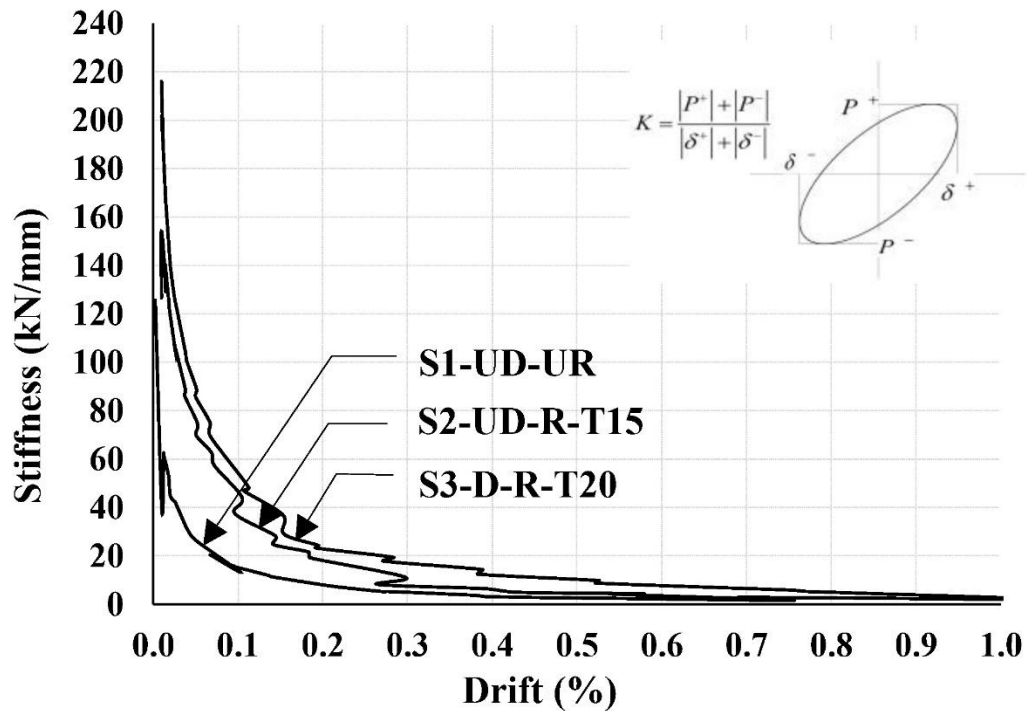
نمونه ترک‌خورده قبل از ترمیم دچار افت مقاومت (حدود ۱۵ درصد) شده‌است. اما پس از تقویت، مقاومت نمونه به میزان ۳۳۰ درصد نسبت به نمونه شاهد افزایش مقاومت نشان می‌دهد. نمونه در بارگذاری منفی پس از تغییرمکان نسبی ۰/۲۷ درصد دچار افت شدید مقاومت شده‌است. البته برای بارگذاری مثبت، نمونه در تغییرمکان نسبی ۰/۸ درصد دچار کاهش مقاومت شده‌است. دلیل تاخیر کاهش مقاومت می‌تواند پدیده بلندشدگی نمونه و تسلیم آرماتورهای دوخت باشد. در مجموع نتایج بیانگر بهبود چشمگیر مقاومت نمونه‌ها بعد از تقویت می‌باشد.



شکل ۴-۲۲- منحنی پوش نیرو- تغییرمکان نمونه شاهد و تقویت شده

۴-۵-۵-۲- سختی

مقادیر سختی نمونه‌ها در تغییرمکان‌های نسبی مختلف مطابق شکل (۴-۲۳) می‌باشد. مطابق این شکل، در تغییرمکان‌های نسبی یکسان (کمتر از ۰/۰۱ درصد) اختلاف مقادیر سختی نمونه‌های تقویت شده با نمونه شاهد نزدیک ۲۰ درصد می‌باشد. اما با افزایش تغییرمکان نسبی این اختلاف بیشتر می‌شود. دلیل آن می‌تواند انسجام دیوار بنایی به دلیل لایه ECC و تاخیر در کاهش سختی نمونه تقویت شده در تغییرمکان‌های بزرگ باشد.



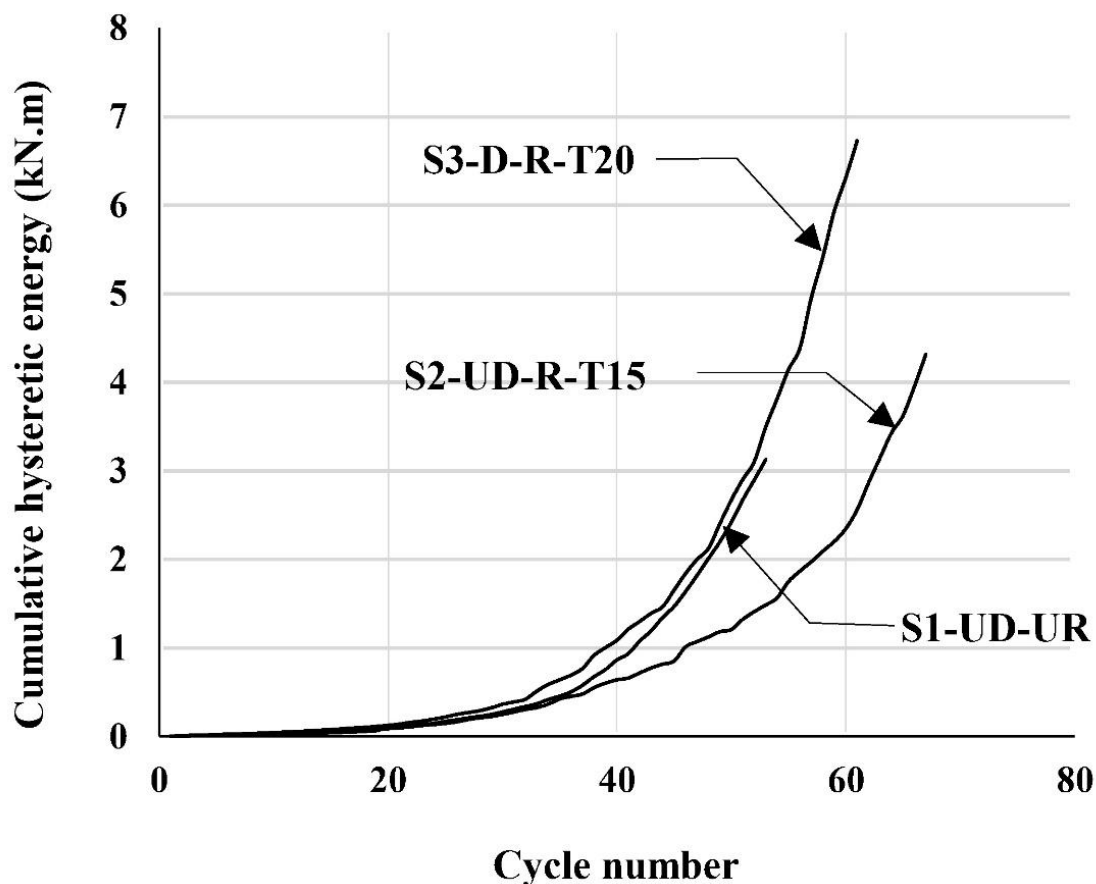
شکل ۴-۲۳- منحنی زوال سختی نمونه‌ها بر اساس تغییرمکان نسبی طبقات

۴-۵-۵-۳- اتلاف انرژی

مقادیر انرژی تجمعی مستهلک شده در سیکل‌های بارگذاری مطابق شکل (۴-۲۴) می‌باشد. مطابق این شکل میزان اتلاف انرژی نمونه تقویت شده با ملات ECC حدود ۴۰ درصد بیشتر از نمونه شاهد می‌باشد. هر دو نمونه در سیکل بارگذاری ۳۵ (تغییر مکان نسبی ۰/۲ درصد) دارای اتلاف انرژی

تجمعی یکسانی می‌باشند. درحالی‌که بعد از این سیکل اختلاف انرژی مستهلک شده توسط دو نمونه افزایش می‌یابد. دلیل آن می‌تواند ترک خوردگی متعدد لایه ECC و همچنین پایداری نمونه تقویت شده و تحمل تغییر شکل‌های بزرگتر باشد.

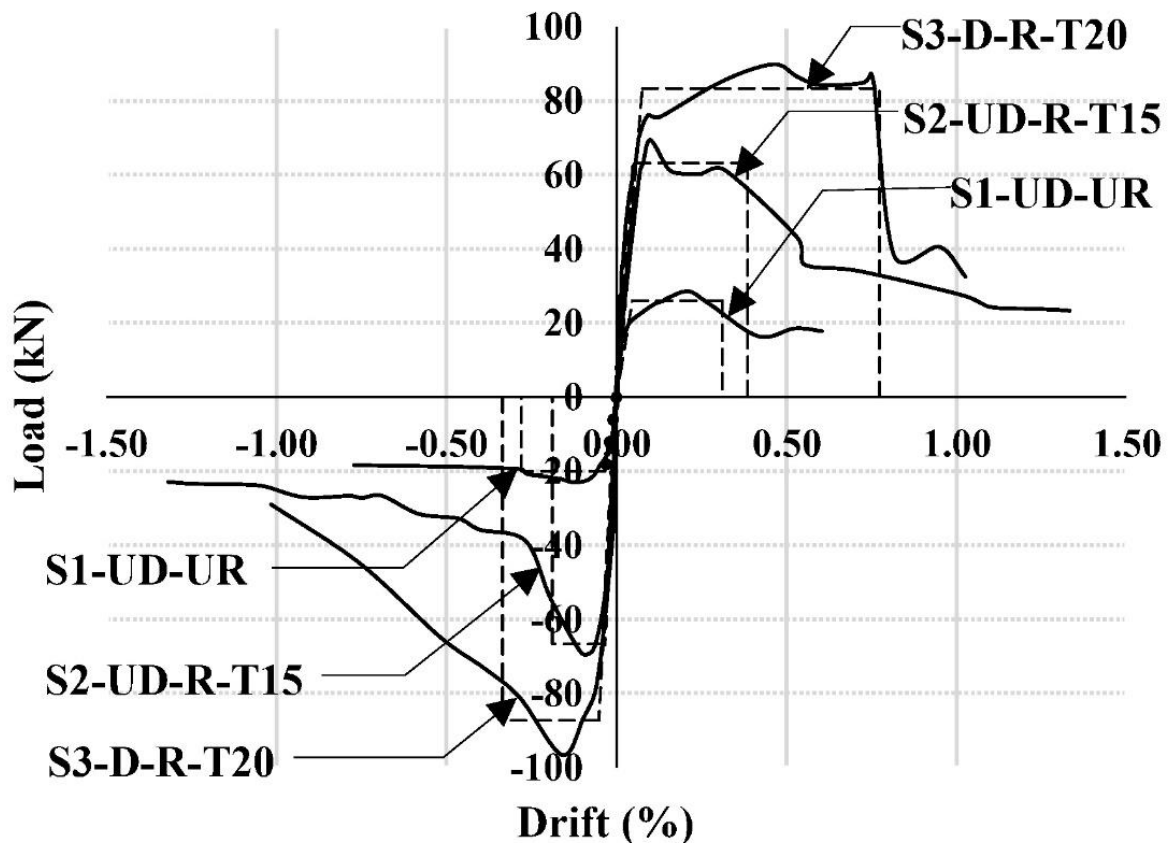
برای نمونه ترک خورده تقویت شده میزان اتلاف انرژی تجمعی در سیکل‌های بارگذاری مثبت نزدیک ۱۱۵ درصد بیشتر از نمونه شاهد می‌باشد. علاوه بر دلایل قبلی، یکی دیگر از دلایل اصلی اختلاف میزان انرژی استهلاک شده تجمعی این نمونه نسبت به نمونه شاهد، تسلیم آرماتورهای دوخت قبل از وقوع ترک در دیوار و لایه ECC باشد. البته برای سیکل‌های مثبت بارگذاری این نمونه نسبت به نمونه شاهد، تا تغییر مکان نسبی ۰/۰۵ درصد (سیکل ۲۸) اختلاف ناچیز در میزان اتلاف انرژی وجود دارد و پس از این تغییر مکان اختلاف افزایشی می‌شود.



شکل ۴-۲۴- منحنی تجمعی اتلاف انرژی نمونه‌ها بر اساس سیکل‌های بارگذاری

۴-۵-۵-۴ - پارامترهای شکل پذیری

برای تعیین پارامترهای شکل پذیری نمونه‌ها همچون ضریب شکل پذیری، مقاومت نهایی، ضریب کاهش مقاومت و... منحنی دو خطی مطابق روش ارائه شده در بند (۴-۵-۳) ترسیم شده است. منحنی دو خطی نمونه‌ها مطابق شکل (۴-۲۵) می‌باشد. همچنین مقادیر این پارامترها طی جدول (۴-۴) ارائه شده است. با توجه به نتایج بدست آمده تفاوت محسوسی بین پارامترهای شکل پذیری نمونه‌های تقویت شده و نمونه شاهد مشاهده نمی‌شود. دلیل آن می‌تواند مود شکست نمونه شاهد باشد که جزء مودهای شکل پذیر دیوارهای بنایی است. اما برای نمونه ترک خورده و برای ناحیه بارگذاری مثبت بدلیل تسلیم شدن آرماتورهای دوخت قبل از ترک خوردن لایه تقویت ECC این اختلاف بیشتر می‌باشد.



شکل ۴-۲۵ - منحنی دو خطی نیرو- تغییر مکان نسبی

جدول ۴-۴ - مقادیر پارامترهای شکل پذیری نمونه‌ها

μ	$R\mu$	Ω	R	جهت بارگذاری	نمونه
۶/۷	۳/۵	۱/۵۳	۵/۴	+	S1-UD-UR
۸/۴	۴	۱/۰۵	۴/۲	-	
۷/۲	۳/۷	۱/۵۸	۵/۸	+	S2-UD-R-T15
۴/۹	۳	۱/۴۵	۴/۳	-	
۱۰/۲	۴/۴	۱/۵۷	۶/۹	+	S3-D-R-T20
۶/۴	۳/۴	۱/۳۶	۴/۷	-	

فصل پنجم: مطالعات پارامتریک نمونه‌های

آزمایشگاهی با استفاده از روش عددی

۵-۱- مقدمه

در این فصل تاثیر سایر پارامترها شامل تغییرات بار ثقلی، یک یا دو طرفه بودن لایه تقویت، تغییر ضخامت لایه ECC و اتصال یا عدم اتصال ملات ECC به شالوده زیر دیوار روی دیوار بنایی برابر بررسی شده است. با توجه در دسترس بودن اطلاعات مصالح و همچنین نتایج آزمایشگاهی دیوار شاهد و تقویت شده با ملات ECC، مدل عددی نمونه دیوار بنایی در نرم افزار ABAQUS تهیه و عملکرد دیوار بنایی برابر تقویت شده با ملات ECC بررسی شده است.

این فصل شامل مفروضات مدلسازی، نتایج اعتبار سنجی مدل عددی، ارائه نتایج مدل‌های عددی و در نهایت بر اساس نتایج آزمایشگاهی (فصل ۴) و مدل عددی، رابطه‌ای جهت تخمین مقاومت برشی دیوار بنایی تقویت شده با ملات ECC ارائه شده است.

۵-۲- مفروضات مدلسازی مصالح

در خصوص جزییات مدلسازی مصالح بنایی و ملات ECC توضیحات لازم در فصل اول ارائه شده است. در این بخش مدل‌های رفتاری شامل منحنی تنش- کرنش کششی و فشاری مصالح بنایی و ملات ECC و همچنین مشخصات المان تماسی با توجه به نتایج آزمایشگاهی فصل دوم و سوم ارائه می‌گردد. برای سایر مصالح مصرفی همچون کلاف بتنی روی دیوار رفتار خطی در نظر گرفته شده است.

۵-۲-۱- مدل رفتاری مصالح بنایی و المان تماسی

با توجه به استفاده از روش میکرو ساده شده جهت مدلسازی مصالح بنایی نیاز به منحنی رفتاری منشور بنایی در فشار و کشش می‌باشد. جهت تعیین منحنی تنش- کرنش منشور بنایی در فشار از نتایج آزمایشگاهی فصل دوم استفاده شده است. برای مقادیر تنش کششی مصالح بنایی با توجه به

تاثیر ناچیز این ویژگی بر رفتار نمونه‌ها می‌توان از مدل‌سازی آن صرف‌نظر نمود و یا مقدار آن را به میزان ده درصد تنش فشاری فرض کرد. یکی دیگر از پارامترهای مورد نیاز جهت مدلسازی مصالح بنایی مشخصات المان تماسی شامل سختی و مقاومت می‌باشد. برای محاسبه سختی المان تماسی از رابطه (۱-۱۰) و (۱-۱۱) استفاده شده‌است. در این ارتباط به جدول الاستیسیته ملات و آجر نیاز می‌باشد. مقادیر این پارامترها مطابق نتایج آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های ملات و آجر (فصل سوم) در نظر گرفته شد. در این ارتباط جدول برشی ملات و آجر ۴۰ درصد مدول الاستیسیته فرض شد [2]. مشخصات المان تماسی مطابق جدول (۱-۵) می‌باشد.

جدول ۵-۱- مشخصات سختی و مقاومت المان تماسی مصالح بنایی

K_{nm} (N/m ³)	K_{tt} (N/m ³)	K_{ss} (N/m ³)	f_{nn} (MPa)	V_{11} (MPa)	V_{22} (MPa)	δ_f (mm)
469×10^9	187×10^9	187×10^9	۱/۴	۰/۲۵	۰/۲۵	۰/۰۲

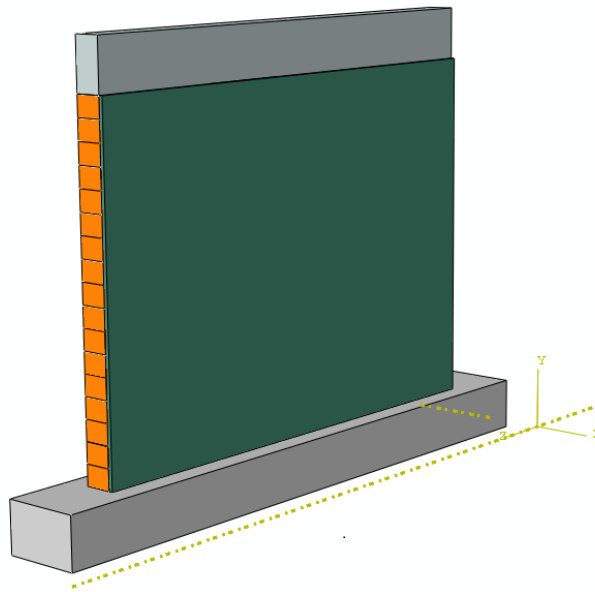
۵-۲-۲- مدل رفتاری ملات ECC

با توجه به انتخاب مدل بتن آسیب‌دیده پلاستیک (Concrete Damaged Plasticity Model) نرم‌افزار ABAQUS جهت مدلسازی ملات ECC، منحنی تنش-کرنش کششی و فشاری این مصالح مورد نیاز می‌باشد. پوش منحنی تنش-کرنش فشاری و کششی و سایر پارامترها در فصل دوم ارائه شده‌است.

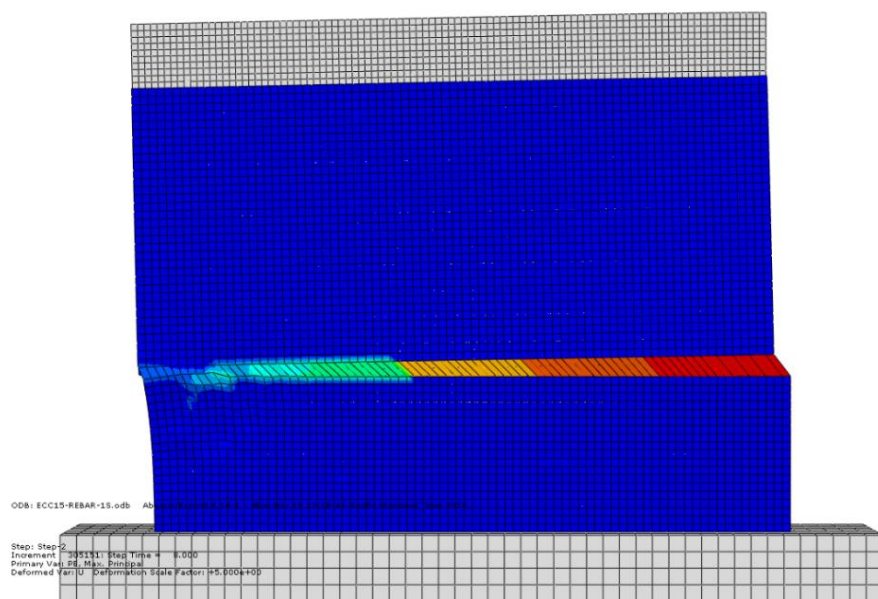
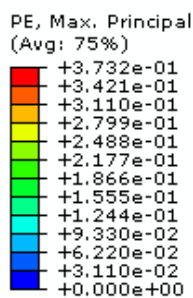
۵-۳- اعتبارسنجی مدل عددی

برای صحت‌سنجی فرضیات مدلسازی تقویت با ملات ECC از نتایج مطالعات آزمایشگاهی ارائه شده در فصل چهارم استفاده گردید. نمونه‌های مورد آزمایش شامل دیوار بنایی باربر تقویت نشده (شاهد) به ابعاد ۲۰۰۰ (ارتفاع)، ۱۴۰۰ (طول) و ۱۰۵ (ضخامت) میلیمتر و دیوار تقویت شده با ملات ECC به ضخامت ۱۵ میلیمتر می‌باشد. این نمونه به صورت یک‌طرفه تقویت شده‌است. ابعاد هر دو نمونه یکی می‌باشد شکل (۱-۵). همچنین با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی فرض گردید که خرابی دیوار تقویت

شده ناشی از جدایی لایه ECC و دیوار بنایی نمی‌باشد. بنابراین جهت اتصال ملات ECC و دیوار بنایی از روش TIE کردن در نرم‌افزار استفاده شد. بار قائم به صورت ثابت فرض گردید. همچنین تنش نرمال قائم دیوار ناشی از این بار ۰/۱ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. روش تحلیل به صورت کنترل تغییرمکان و افزایش در نظر گرفته شد. اشکال (۲-۵) و (۳-۵) از انطباق قابل قبول الگوی ترک‌خوردگی و منحنی‌های ظرفیت دیوار تقویت شده در شرایط آزمایشگاهی و عددی حکایت دارد.

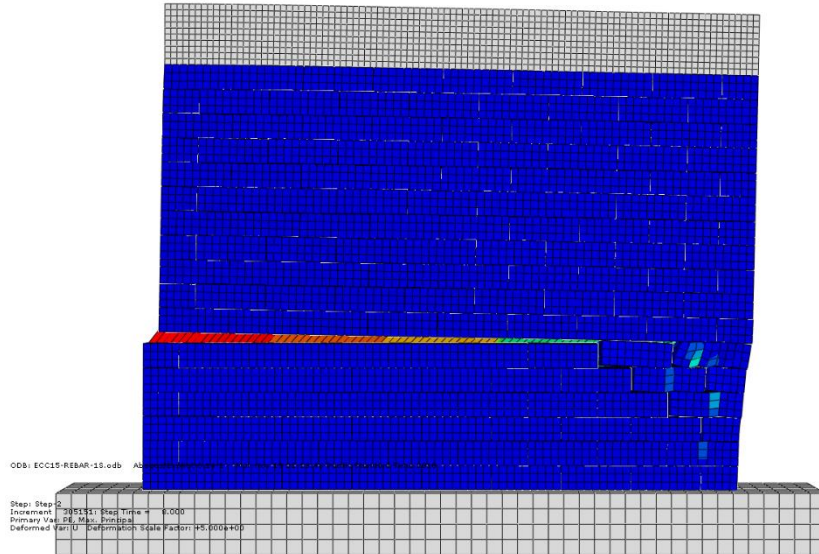
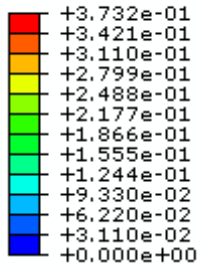


شکل ۵-۱- مدل سه بعدی دیوار تقویت شده با مصالح بنایی و ملات ECC در ABAQUS



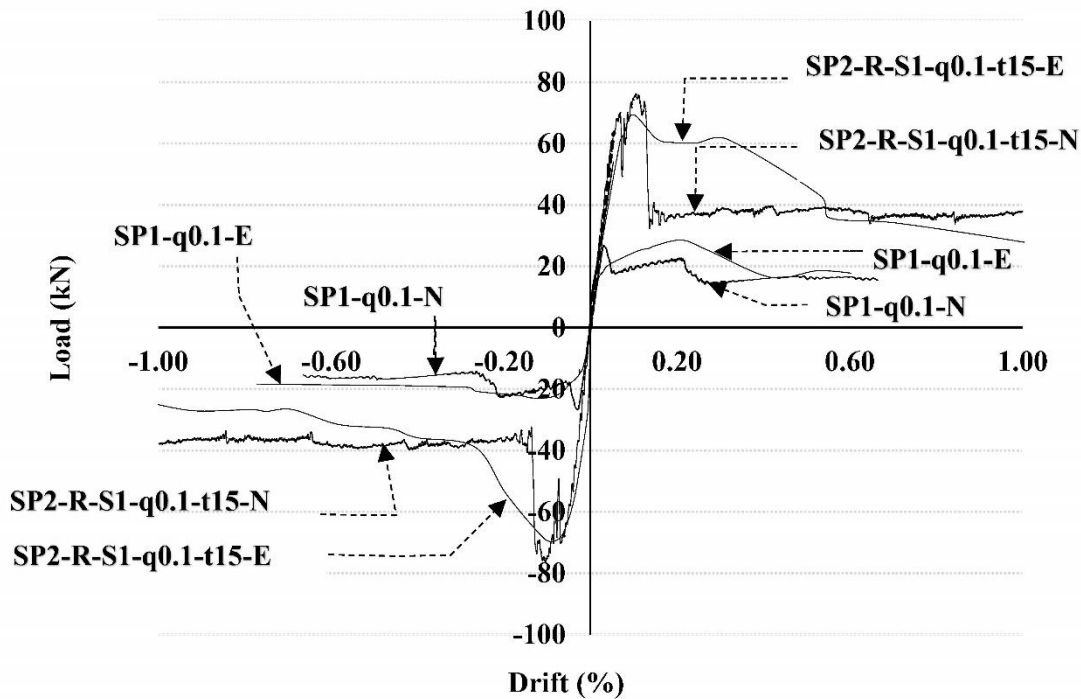
(الف) توزیع کرنش پلاستیک در لایه ECC

PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



(ب) توزیع کرنش پلاستیک در دیوار بنایی

شکل ۵-۲- توزیع کرنش پلاستیک نمونه تقویت شده



شکل ۵-۳- منحنی نیرو تغییرمکان نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی

در این شکل S، UD، D، UR، R به ترتیب بیانگر شماره نمونه، نمونه آسیب‌نندیده، نمونه

آسیب‌دیده، نمونه تقویت نشده و نمونه تقویت شده می‌باشد. همچنین N، E، P، S و T به ترتیب

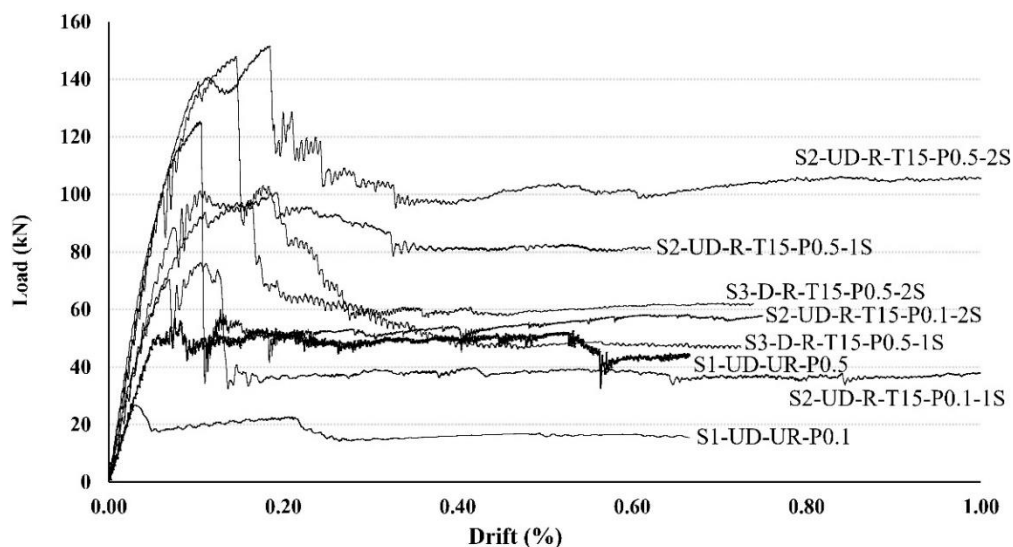
بیانگر نمونه عددی، نمونه آزمایشگاهی، مقادیر تنش فشاری، تقویت یک یا دو طرفه و ضخامت لایه ECC می‌باشد.

۵-۴- بررسی پارامتریک

پارامترهای مورد بررسی برای تاثیر ملات ECC روی دیوار بنایی باربر شامل بار ثقلی، یک یا دو طرفه بودن لایه تقویت و تغییر ضخامت لایه ECC می‌باشد. در ادامه نتایج تاثیر این پارامترها شامل الگوی ترک‌خوردگی و منحنی ظرفیت نیرو- تغییرمکان نمونه‌ها ارائه می‌گردد.

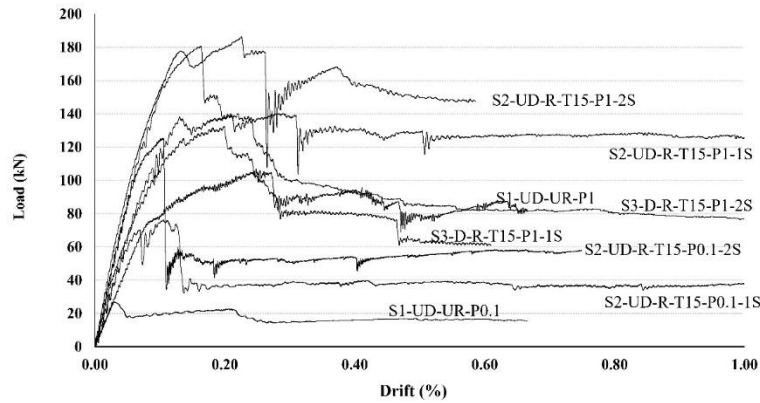
۵-۴-۱- تاثیر تغییرات بار قائم و اجرای دو طرفه لایه ECC

برای بررسی تاثیر تغییرات بار قائم بر رفتار دیوار باربر تقویت شده با ملات ECC، تنش فشاری به میزان ۰/۵ و ۱ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. لازم به توضیح است که در مطالعات آزمایشگاهی مقدار تنش ناشی از بار قائم ۰/۱ مگاپاسکال فرض شده بود. دیوار به صورت یک و دو طرفه با ضخامت ۱۵ میلیمتر در هر طرف تقویت شد. اشکال (۵-۴) و (۵-۵) به ترتیب منحنی نیرو- تغییرمکان دیوار تقویت شده با فشار قائم ۰/۵ و ۱ مگاپاسکال نشان می‌دهد.

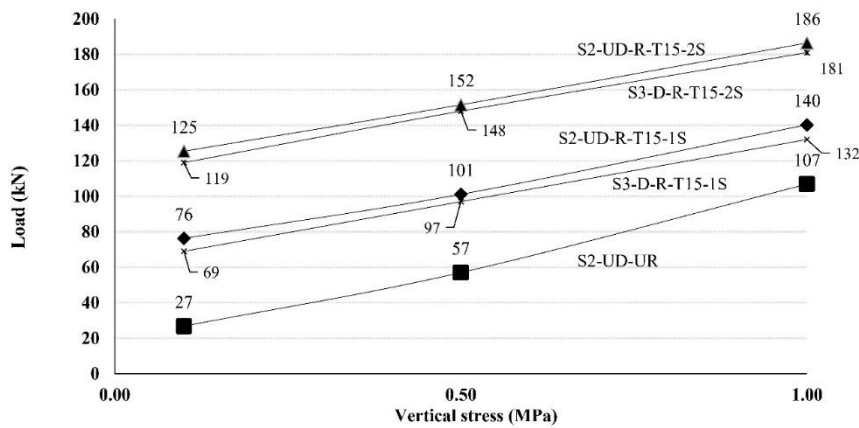


شکل ۵-۴- منحنی نیرو- تغییرمکان دیوار تقویت شده با ملات ECC و تنش قائم ۰/۵ مگاپاسکال

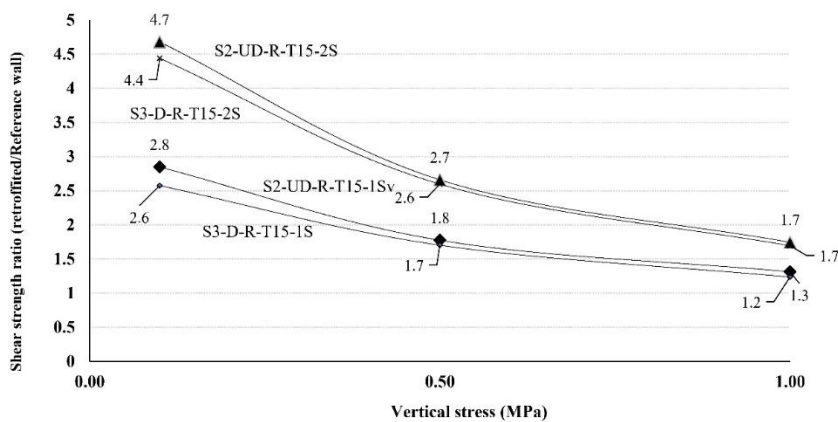
اشکال (۵-۶) و (۵-۷) به ترتیب تغییرات ظرفیت برشی دیوار نسبت به تنش قائم و تغییرات نسبت ظرفیت برشی دیوار مقاوم‌سازی شده به دیوار مرجع نسبت به تنش قائم را نشان می‌دهد. همچنین اشکال (۵-۸) و (۵-۹) توزیع ترک در نمونه‌های مختلف را نمایش می‌دهد.



شکل ۵-۵- منحنی نیرو- تغییر مکان دیوار تقویت شده با ملات ECC و تنش قائم ۱ مگاپاسکال



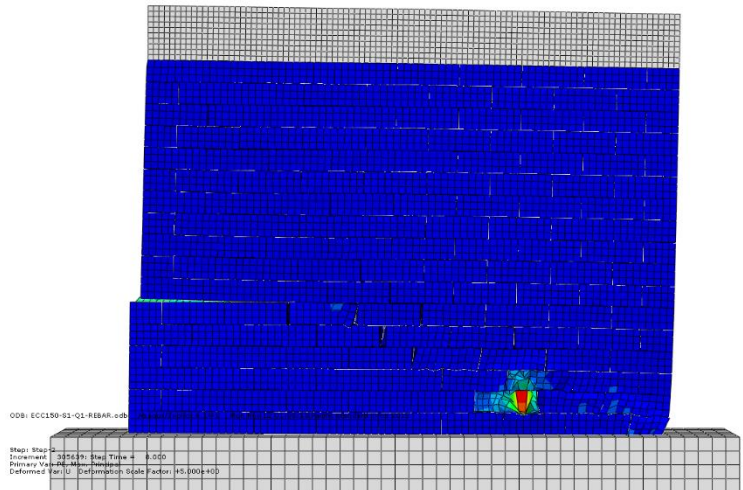
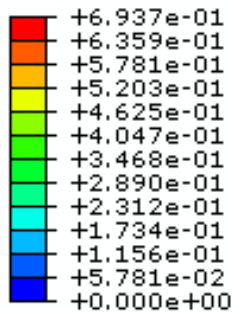
شکل ۵-۶- تغییرات ظرفیت برشی دیوار سالم و آسیب دیده نسبت به تنش قائم



شکل ۵-۷- تغییرات نسبت ظرفیت برشی دیوار مقاوم‌سازی شده به دیوار سالم و آسیب دیده مرجع

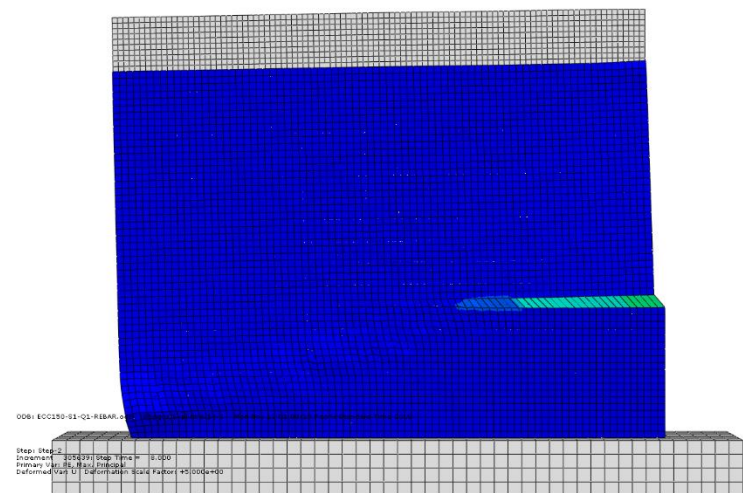
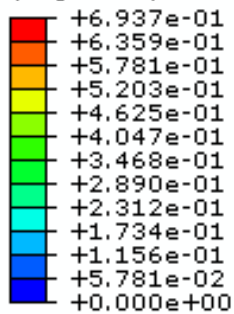
نسبت به تنش قائم

PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



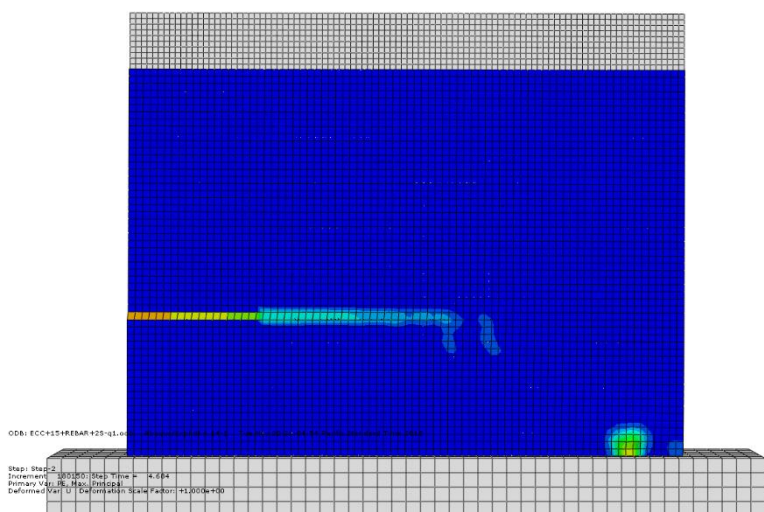
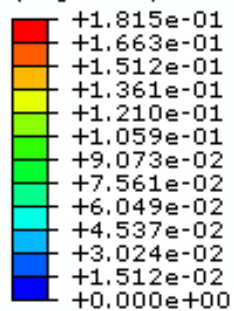
(الف) دیوار بنایی - تقویت یکطرفه

PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



(ب) لایه ECC - تقویت یکطرفه

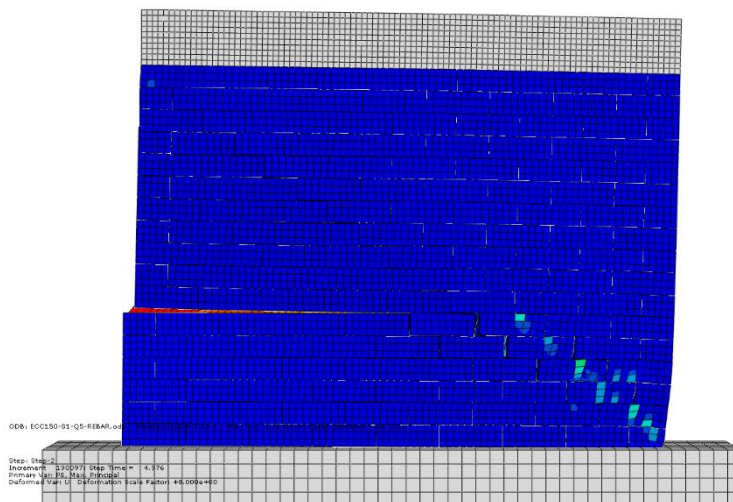
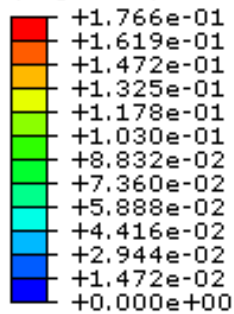
PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



(ج) لایه ECC - تقویت دوطرفه

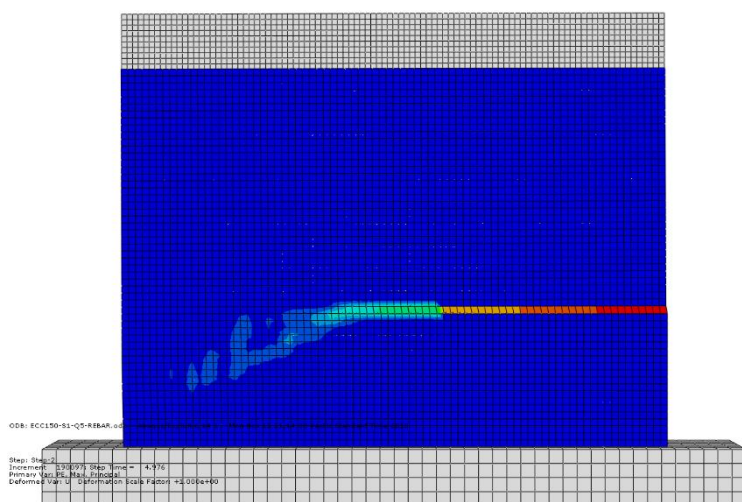
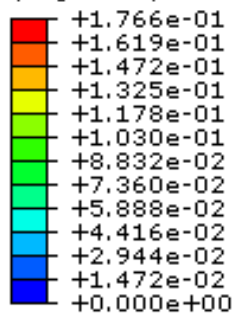
شکل ۵-۸ - توزیع کرنش پلاستیک در دیوار سالم تقویت شده با تنش قائم ۱ مگاپاسکال

PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



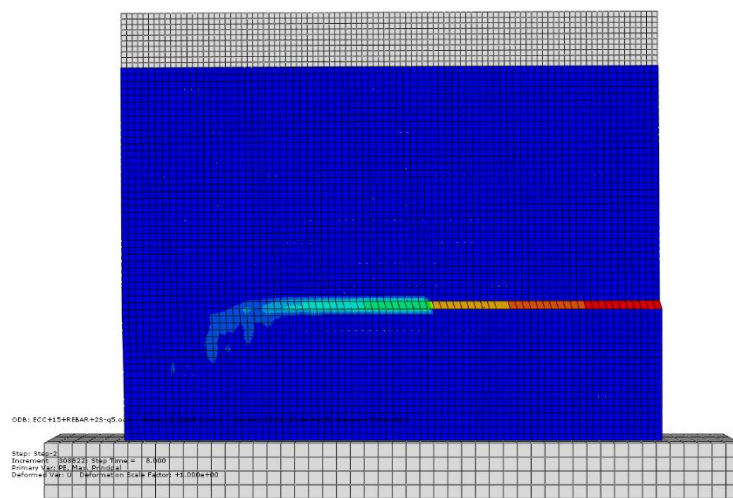
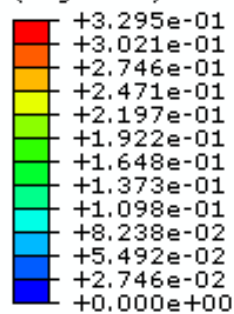
شکل ۹- الف) دیوار بنایی - تقویت یکطرفه

PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



شکل ۹- ب) لایه ECC - تقویت یکطرفه

PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



شکل ۹- ج) لایه ECC - تقویت دوطرفه

شکل ۹-۵ - توزیع کرنش پلاستیک در دیوار سالم تقویت شده با تنش قائم ۰/۵ مگاپاسکال

- باتوجه به منحنی‌های نیرو- تغییرمکان و تغییرات کرنش پلاستیک مصالح ملاحظه می‌شود که:
- اجرای یک یا دو طرفه ملات ECC در الگوی شکست دیوار تغییری ایجاد نمی‌نماید. همچنین مقاومت اضافی ناشی از اجرای لایه تقویت دو طرفه نسبت به یک طرفه افزایش می‌یابد.
 - تغییرات مقاومت برشی دیوار نسبت به تنش قائم بیانگر کاهش تاثیر ملات ECC در افزایش مقاومت برشی دیوار مقاوم‌سازی شده می‌باشد. در این ارتباط شکست ناشی از رسیدن تنش فشاری به مقاومت فشاری مصالح بنایی و خردشدگی در محل پنجه دیوار ملاحظه می‌شود.
 - برای دیوارهای آسیب دیده تحت تنشهای قائم مختلف، افزایش مقاومت برشی دیوار تقریباً مشابه (اختلاف ناچیز) دیوار سالم تقویت شده می‌باشد.

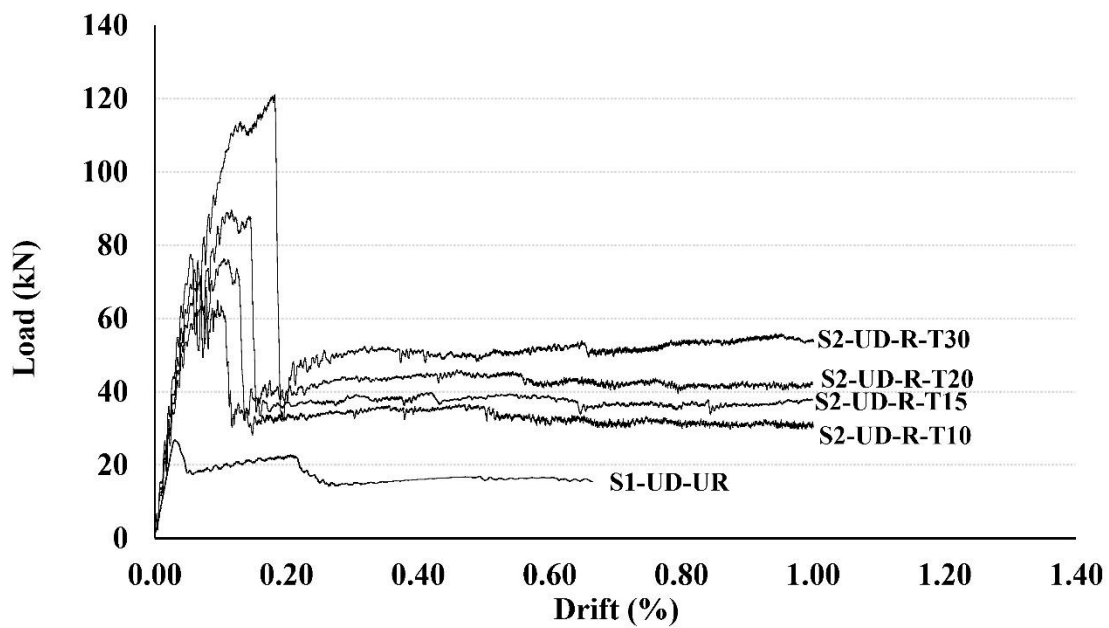
۵-۵- تاثیر ضخامت لایه ECC

برای در نظر گرفتن تاثیر ضخامت لایه ECC، ضخامت‌های ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۳۰ میلیمتر برای لایه ECC در نظر گرفته شد. در این ارتباط دیوار سالم تحت بار ثقلی ۰/۱ مگاپاسکال و با لایه یک‌طرفه تقویت گردید. همچنین فرض شد که شکست نمونه، ناشی از جداشدن لایه تقویت از دیوار بنایی نمی‌باشد. ضمناً مشخصات آرماتورهای دوخت (به لحاظ قطر و تعداد) به نحوی می‌باشد که رفتار آنها در محدوده الاستیک باقی بماند.

اشکال (۵-۱۰) و (۵-۱۱) به ترتیب تاثیر تغییر ضخامت لایه ECC بر منحنی نیرو- تغییرمکان دیوار سالم و توزیع کرنش پلاستیک دیوار سالم تقویت شده با ملات ECC به ضخامت ۳۰ میلیمتر نشان می‌دهند. با توجه به نتایج تحلیل، میزان مقاومت نمونه‌ها متناسب با افزایش ضخامت لایه ECC افزایش می‌یابد. مقدار ظرفیت برشی دیوار تقویت شده برای ضخامت‌های لایه ECC ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۳۰ میلیمتر به ترتیب ۲/۴، ۲/۸، ۳/۳ و ۴/۵ برابر ظرفیت دیوار تقویت نشده می‌باشد.

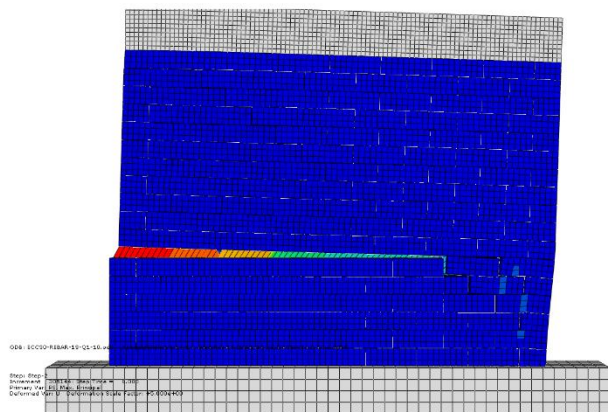
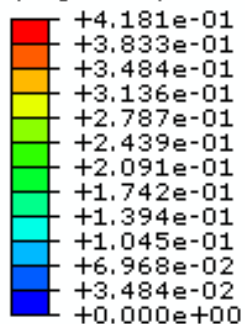
همچنین مود شکست دیوار برای ضخامت‌های مختلف مود شکست گهواره‌ای (رفتار خمشی)

می‌باشد.



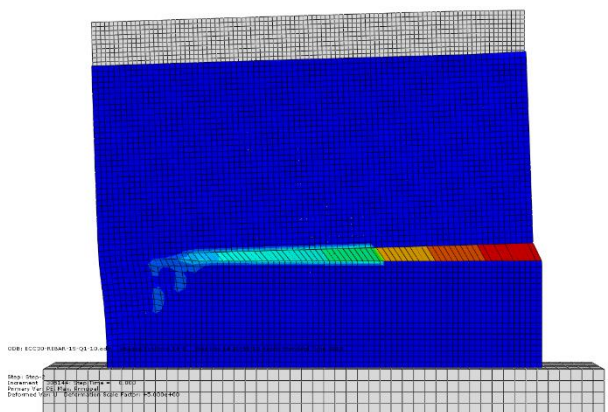
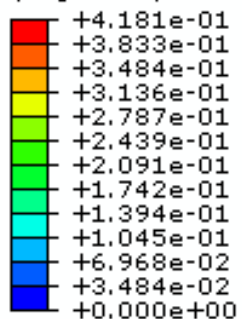
شکل ۵-۱۰- تاثیر تغییر ضخامت لایه ECC بر منحنی نیرو- تغییر مکان دیوار سالم

PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



(الف) دیوار بنایی

PE, Max. Principal
(Avg: 75%)



(ب) لایه ECC

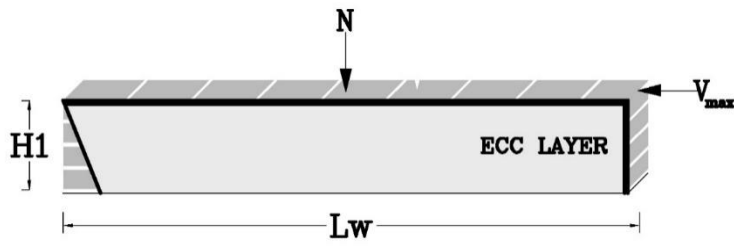
شکل ۵-۱۱- توزیع کرنش پلاستیک دیوار سالم تقویت شده با ملات ECC به ضخامت ۳۰ میلیمتر

۵-۶- تخمین ظرفیت دیوار تقویت شده با ملات ECC

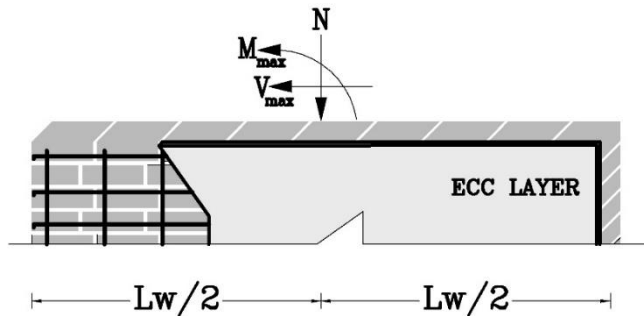
با توجه به نتایج آزمایشگاهی و عددی، رابطه‌ای برای تخمین ظرفیت برشی دیوار تقویت شده با ملات ECC ارائه می‌گردد. مفروضات در نظر گرفته شده بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی می‌باشد.

دیوار تقویت شده به صورت المان مرکب شامل دیوار بنایی باربر و لایه تقویت ECC مدل شده‌است. توزیع نیروها مطابق شکل (۵-۱۲) الف و ب می‌باشد. مطابق مشاهدات آزمایشگاهی دیوار تقویت شده تحت تاثیر تلاش خمشی قرار می‌گیرد. بر اساس معادلات تعادل بیشترین مقدار ظرفیت برشی دیوار می‌تواند از معادله (۵-۱) محاسبه شود. در این رابطه H_1 و M_{max} به ترتیب ارتفاع دیوار از روی آرماتورهای دوخت و ظرفیت خمشی دیوار تقویت شده می‌باشد. برای محاسبه ظرفیت خمشی دیوار از تئوری خمش ساده و مستوی ماندن صفحه دیوار بعد از خمش استفاده شده‌است. بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی هیچگونه لغزش و جداشدگی بین لایه ECC و دیوار مشاهده نشده‌است.

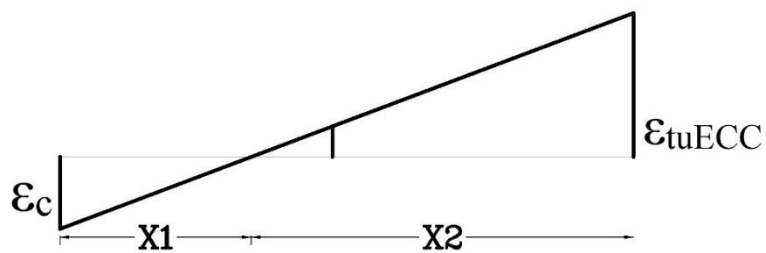
بنابراین کرنش دیوار بنایی و لایه ECC یکسان در نظر گرفته می‌شود. ظرفیت خمشی دیوار تقویت شده براساس کرنش کششی نهایی لایه ECC (ϵ_{tuECC}) محاسبه شده‌است. البته کرنش فشاری (ϵ_c) نباید از کرنش نهایی دیوار بنایی (ϵ_{cum}) یا کرنش نهایی فشاری ملات ECC (ϵ_{cuECC}) بیشتر شود. ظرفیت خمشی دیوار مطابق رابطه (۵-۲) محاسبه می‌شود. در این رابطه t_m ، t_{ECC} ، I_w ، N ، E_m ، E_{ECC} ، f_{tuECC} ، f_{tECC} به ترتیب ضخامت دیوار بنایی، ضخامت لایه ECC، طول موثر دیوار بنایی (معادل ۸۰ درصد طول کل دیوار)، نیروی محوری دیوار، تنش کششی متناظر ترک خوردگی لایه ECC، تنش کششی نهایی ملات ECC، مدول الاستیسیته ملات ECC و مدول الاستیسیته مصالح بنایی می‌باشد. در معادله (۵-۲) مقاومت کششی لایه ECC در محدوده خطی (T_2) ناچیز فرض شده‌است. همچنین از مقاومت کششی دیوار بنایی صرف نظر شده‌است.



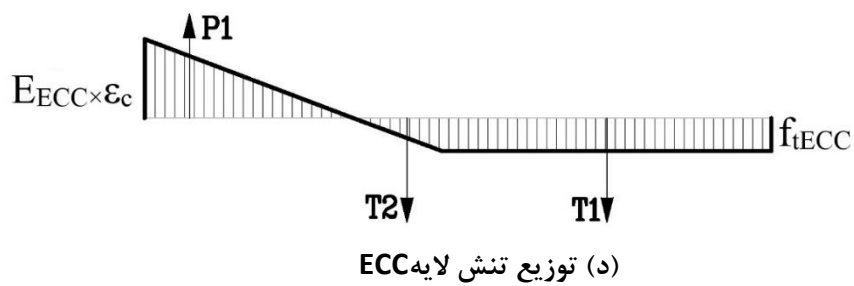
(الف) توزیع نیرو و بالای دیوار



(ب) توزیع نیرو و بالای آرماتورهای دوخت



(ج) دیاگرام کرنش دیوار تقویت شده



(د) توزیع تنش لایه ECC



(ه) توزیع تنش دیوار بنایی

شکل ۵-۱۲- توزیع نیرو و دیاگرام تنش - کرنش در دیوار تقویت شده با ملات ECC

$$V_{\max} = \frac{M_{\max}}{H_1} \quad (1-5)$$

$$M_{\max} = f_{tECC} \times t_{ECC} (L_w - X_1) \times (0.5L_w - \frac{X_1}{6}) + (0.5L_w - X_1) \times N \quad (2-5)$$

$$X_1 = \frac{N + f_{tECC} \times t_{ECC} \times L_w}{0.5 \times (E_{ECC} \times t_{ECC} + E_m \times t_m) \times \varepsilon_c + f_{tECC} \times t_{ECC}} \quad (3-5)$$

۵-۷- مقایسه نتایج اندازه گیری شده با مقادیر محاسباتی

در جدول (۲-۵) مقادیر ظرفیت برشی دیوار تقویت شده با ملات ECC بر اساس نتایج عددی و مقادیر بدست آمده از طریق رابطه (۱-۵) مقایسه شده‌اند. نتایج بیانگر انطباق بین نتایج روش عددی و محاسباتی با اختلاف ۲۰ درصد می‌باشد.

جدول ۵-۲- مقایسه نتایج عددی و محاسباتی ظرفیت برشی دیوار بنایی باربر تقویت شده

ظرفیت برشی (کیلو-نیوتن)			شماره نمونه
نسبت (۲) به (۱)	محاسباتی (۲)	عددی (۱)	
۰/۹۲	۷۰	۷۶	S2-UD-R-t15-P0.1-1S-N
۰/۹۵	۱۱۹	۱۲۵	S2-UD-R-t15-P0.1-2S-N
۱/۱۷	۱۱۸	۱۰۱	S2-UD-R-t15-P0.5-1S-N
۱/۰۶	۱۶۱	۱۵۲	S2-UD-R-t15-P0.5-2S-N
۱/۲۰	۱۶۸	۱۴۰	S2-UD-R-t15-P1-1S-N
۱/۱۲	۲۰۸	۱۸۶	S2-UD-R-t15-P1-2S-N
۰/۸۲	۵۳	۶۵	S2-UD-R-t10-P0.1-1S-N
۰/۹۷	۸۷	۹۰	S2-UD-R-t20-P0.1-1S-N
۰/۹۸	۱۱۹	۱۲۱	S2-UD-R-t30-P0.1-1S-N

۵-۸- مقایسه روش ملات ECC و مش فولادی و شاتکریت

همانطور که در فصل اول اشاره شد یکی از روش‌های مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی استفاده از مش فولادی و شاتکریت می‌باشد. در این بخش مقایسه اجمالی بین روش پیشنهادی این تحقیق و روش مش فولادی و شاتکریت بعمل می‌آید.

۵-۸-۱- مقایسه فنی

برای بررسی مقایسه فنی دو روش از روش عددی استفاده می‌شود. در این خصوص ظرفیت برشی دیوار بنایی تقویت شده با روش مش فولادی و شاتکریت محاسبه و با نتایج بدست آمده برای روش ملات ECC مقایسه می‌شود. مشخصات لایه تقویت در هر دو روش مطابق جدول (۵-۳) می‌باشد. مشخصات ملات ماسه سیمان برای لایه تقویت (شاتکریت) مطابق نتایج آزمایشات فصل دوم در نظر گرفته شده‌است. ابعاد دیوار و بار ثقلی مشابه نمونه تقویت شده با ملات ECC می‌باشد. جهت اتصال لایه تقویت به شالوده آرماتورهای مش فولادی در شالوده مهارشده فرض شده‌اند. در تمامی مدلها، قطر آرماتورها ۶ میلیمتر و ابعاد چشمه تقویت ۷۵ میلیمتر در نظر گرفته شده‌است.

ظرفیت برشی دیوار تقویت شده با روش مش فولادی و شاتکریت با روش ملات ECC مطابق جدول (۵-۳) مقایسه شده‌است. همانطور که ملاحظه می‌شود در روش مش فولادی و شاتکریت، ظرفیت برشی دیوار تقویت شده تابع شبکه فولادی می‌باشد به نحوی که برای ضخامت ۱۵ میلیمتر مقادیر ظرفیت برشی دو روش نزدیک به یکدیگر می‌باشد. ولی برای ضخامت ۳۰ میلیمتر که به شرایط اجرایی لایه شاتکریت نزدیک می‌باشد، ظرفیت برشی دیوار تقویت شده با روش ملات ECC حدود ۵۰٪ بیشتر از روش مش فولادی و شاتکریت بدست آمده‌است. اضافه ظرفیت برشی دیوار به دلیل حضور ملات ECC صرفاً ناشی از این ملات بوده و از آرماتور استفاده نشده‌است.

جدول ۵-۳- مشخصات لایه تقویت و مقادیر ظرفیت برشی دو روش

نسبت (۱) به (۲)	ظرفیت برشی دیوار تقویت شده (کیلو نیوتن)		نوع تقویت	ضخامت لایه تقویت (میلیمتر)
	مش فولادی و شاتکریت (۲)	ملات ECC (۱)		
۱/۰۹	۷۰	۷۶	یک طرفه	۱۵
۱/۰۳	۱۲۰	۱۲۵	دو طرفه	۱۵
۱/۲	۷۵	۹۰	یک طرفه	۲۰
۱/۴۸	۸۲	۱۲۱	یک طرفه	۳۰

مطابق جدول (۳-۵) ملاحظه می‌شود ظرفیت کششی ملات ECC و کرنش سختی این مصالح تاثیر قابل توجه و چشمگیری بر افزایش ظرفیت برشی دیوار بنایی بدون حضور آرماتور فولادی دارد.

۵-۸-۲- مقایسه اقتصادی

یکی از عوامل موثر جهت انتخاب روش‌های مقاوم‌سازی هزینه تمام شده می‌باشد. جهت مقایسه اقتصادی دو روش برآورد تقریبی مطابق جداول (۴-۵) و (۵-۵) ارائه شده‌است. برای مقایسه اقتصادی بین دو روش، حالتی که ظرفیت برشی دیوار تقویت شده با دو روش یکسان می‌باشد انتخاب شده‌است. در این خصوص حالتی که ضخامت لایه ECC برابر ۱۵ میلیمتر و ضخامت لایه شاتکریت ۲۰ میلیمتر می‌باشد انتخاب شده‌است. مطابق جدول (۴-۵) الیاف PVA و خاکستر بادی یکی از اجزای مهم در ملات ECC می‌باشد که به دلیل عدم تولید آنها در کشور باعث گران بودن این روش نسبت به روش مش فولادی و شاتکریت (حدود ۱۰٪) می‌باشد. با این وجود با توجه به کاربرد وسیع ملات ECC در صنعت ساختمان، می‌تواند ساخت الیاف PVA در کشور و استفاده از مصالح جایگزین خاکستر بادی مورد توجه قرار گیرد که قطعاً باعث کاهش هزینه تمام شده این مصالح و قابل رقابت با روش مش فولادی و شاتکریت خواهد بود.

جدول ۵-۴- هزینه اجرای روش ملات ECC

نوع مصالح	هزینه واحد (ریال)	مقدار / تعداد	هزینه کل (ریال)
الیاف PVA (کیلوگرم)	۱,۲۰۰,۰۰۰	۱/۲	۱,۴۴۰,۰۰۰
سیمان (کیلوگرم)	۲۰۰	۲۱	۴۲,۰۰۰
خاکستر بادی (کیلوگرم)	۱۰,۰۰۰	۴۲	۴۲۰,۰۰۰
ماسه سیلیسی (کیلوگرم)	۳,۰۰۰	۱۵	۴۵,۰۰۰
روان کننده (لیتر)	۱۰۰,۰۰۰	۰/۱۶	۱۶,۰۰۰
آرماتور دوخت (کیلوگرم)	۶۰,۰۰۰	۲/۵	۱۵۰,۰۰۰
سوراخکاری و چسب هیلتی (RE500) (تعداد)	۱۰۰,۰۰۰	۲۰	۲,۰۰۰,۰۰۰
جمع هزینه تقویت یکطرفه دیوار			۴,۱۱۳,۰۰۰
جمع هزینه تقویت با ملات ECC در واحد سطح به ضخامت ۱۵ میلیمتر			۱,۳۱۷,۰۰۰

جدول ۵-۵- هزینه اجرای روش مش فولادی و شاتکریت

هزینه کل (ریال)	مقدار/ تعداد	هزینه واحد (ریال)	نوع مصالح
۳,۰۰۰	۱۵	۲۰۰	سیمان (کیلوگرم)
۳۸,۴۰۰	۹۶	۴۰۰	ماسه (کیلوگرم)
۹۰,۰۰۰	۱۵	۶۰,۰۰۰	شبه آرماتور (کیلوگرم)
۲,۰۰۰,۰۰۰	۲۰	۱۰۰,۰۰۰	سوراخکاری شالوده و چسب هیلتی (تعداد)
۶۰۰,۰۰۰	۳۰	۲۰,۰۰۰	سوراخکاری دیوار و گروت (تعداد)
۳,۵۴۱,۴۰۰	جمع هزینه تقویت یکطرفه دیوار		
۱,۱۸۰,۴۶۷	جمع هزینه تقویت با مش فولادی و شاتکریت در واحد سطح به ضخامت ۲۰ میلیمتر		

فصل هشتم: نتیجه گیری و پیشنهادات

۶-۱- نتایج

در این تحقیق عملکرد دیوارهای بنایی باربر سالم و آسیب دیده تقویت شده با مصالح مرکب پایه سیمانی مهندسی شده یا به اختصار ملات ECC مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج این تحقیق مبتنی بر روش‌های آزمایشگاهی و عددی می‌باشد. نتایج بدست آمده برای دو نوع دیوار سالم و ترک خورده تقویت شده به شرح زیر می‌باشد.

الف- نمونه سالم

- استفاده از ملات ECC جهت تقویت دیوارهای بنایی باربر باعث افزایش انسجام واحدهای بنایی می‌گردد. این انسجام که به دلیل وجود رفتار کرنش- سختی بالای ملات ECC در کشش نسبت به ملات معمولی می‌باشد باعث تاخیر در جدا شدن واحدهای بنایی نسبت به یکدیگر می‌شود. این انسجام باعث افزایش ظرفیت برشی تغییرشکلی دیوار شده است. مطابق نتایج آزمایشگاهی، ظرفیت دیوار سالم و آسیب دیده تقویت شده تحت بار ثقلی ۰/۱ مگاپاسکال به ترتیب ۱۷۰٪ و ۳۳۰٪ بیشتر از نمونه تقویت نشده می‌باشد
- نتایج آزمایشگاهی بیانگر افزایش ظرفیت اتلاف انرژی دیوار تقویت شده نسبت به تقویت نشده می‌باشد. اما شکل پذیری دیوار تقویت شده تغییر محسوسی نسبت به دیوار تقویت نشده ندارد. مطابق نتایج آزمایشگاهی میزان اتلاف انرژی نمونه سالم و ترک خورده تقویت شده نسبت نمونه شاهد به ترتیب ۴۰٪ و ۱۱۵٪ بیشتر نشان می‌دهد.
- در صورتیکه لایه ECC از طریق آرماتورهای فولادی به شالوده زیر دیوار متصل شود ظرفیت برشی دیوار به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. در صورتیکه این اتصال برقرار نشود دیوار به صورت جسم صلب عمل نموده و دارای مود شکست گهواره‌ای خواهد بود. برای شرایطی که لایه ECC به شالوده متصل شود مود شکست از نوع چرخشی (خمشی) خواهد بود. مطابق نتایج بدست آمده از مدلسازی عددی، برای شرایطی که لایه ECC (ضخامت ۲۰

میلیمتر) به شالوده متصل گردد میزان ظرفیت برشی دیوار تقویت شده ۲۵۰٪ برای حالت دوطرفه و ۱۰۰٪ برای حالت یک‌طرفه نسبت به حالتی که لایه ECC به شالوده متصل نباشد بیشتر است.

- با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی جدا شدن اتصال لایه ECC از سطح دیوار بنایی بدون احتساب وسایل مکانیکی به عنوان مود شکست حاکم مطرح نمی‌باشد. دلیل آن رطوبت کافی بین سطح تماس دو المان ECC و دیوار بنایی و چسبندگی خوب بین آنها می‌باشد.
- با افزایش نیروی محوری دیوار (نیروی ناشی از بارهای ثقلی) تاثیر ملات ECC در افزایش ظرفیت برشی دیوار کاهش می‌یابد. دلیل آن حاکم شدن مود شکست خردشدگی پنجه دیوار و تاثیر نامحسوس ملات ECC بر مقاومت فشاری مصالح بنایی می‌باشد. مطابق نتایج مدلسازی عددی، مقدار ظرفیت دیوار برشی سالم تقویت شده به صورت یک‌طرفه برای بار ثقلی ۰/۵ مگاپاسکال و ۱ مگاپاسکال به ترتیب ۸۰٪ و ۳۰٪ بیشتر از دیوار تقویت نشده می‌باشد. این مقدار برای تقویت دو طرفه به ترتیب ۱۷۰٪ و ۷۰٪ می‌باشد.
- با افزایش ضخامت لایه ECC، مقاومت برشی دیوار تقویت شده متناسب با ضخامت لایه ECC افزایش می‌یابد. ظرفیت دیوار تقویت شده به صورت یک‌طرفه، تحت بار ثقلی ۰/۱ مگاپاسکال و برای ضخامت‌های لایه ECC برابر ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۳۰ میلیمتر به ترتیب ۱۸۰٪، ۲۳۰٪ و ۳۵۰٪ بیشتر از ظرفیت دیوار تقویت نشده می‌باشد.
- تقویت دیوار بنایی برابر به صورت دو طرفه باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار به نسبت ضخامت لایه ECC می‌شود. همچنین وجود لایه ECC در دو طرف دیوار برای مقادیر بالای نیروی ثقلی، باعث کنترل ترک مصالح بنایی و توزیع آن در لایه ECC می‌شود.

ب- نمونه ترک‌خورده

- براساس نتایج آزمایشگاهی، با وجود ترک در پای دیوار (ملات و آجر) استفاده از ملات ECC باعث حفظ انسجام دیوار ترک‌خورده شده‌است. مشابه دیوار سالم، ظرفیت برشی دیوار افزایش

یافته‌است. مشابه دیوار سالم، اتلاف انرژی نمونه تقویت شده افزایش یافته ولی میزان شکل‌پذیری آن تغییر محسوسی ندارد.

۶-۲- پیشنهادات

بر اساس نتایج این تحقیق پیشنهاد می‌گردد راجع به کاربرد ملات ECC جهت تقویت دیوارهای بنایی باربر سالم و آسیب‌دیده پارامترهای زیر طی تحقیقات جداگانه بررسی شود.

- بررسی دیوارهای با نسبت ابعادی (ارتفاع به طول) بزرگتر از یک
- بررسی دیوارهای دارای بازشو
- بررسی سایر مودهای شکست دیوار آسیب دیده از جمله مود شکست قطری
- بررسی تاثیر نوع طرح اختلاط ملات ECC
- بررسی تاثیر استفاده از درصد های مختلف آرماتورهای دوخت
- بررسی ضخامت‌های مختلف برای لایه ECC با تاکید بر تعیین ضخامت بهینه به نحوی که مود جداشدگی لایه ECC از دیوار بنایی اتفاق نیفتد.
- بررسی تقویت دیواربنایی باربر با استفاده از ملات ECC و شبکه آرماتور

مراجع

- [1] Nazir, S. (2015). "Studies on the failure of unreinforced masonry shear walls (Doctoral dissertation", Queensland University of Technology).
- [2] ASCE/41-17, (2017). "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings", *American Society of Civil Engineers*, Reston, Virginia, 20191-4382.
- [3] Ghanem, G. M., Salama, A. E., Elmagd, S. A., & Hamid, A. A. (1993). "Effect of axial compression on the behavior of partially reinforced masonry shear walls", *In Proceedings of the Sixth North American Masonry Conference*.
- [4] Mann, W. (1982). "Failure of shear-stressed masonry: an enlarged theory, tests and application to shear walls". *In Proc. Br. Ceram. Soc*, vol. 30, p. 223.
- [5] Haach, V. G., Vasconcelos, G., & Lourenço, P. B. (2011). "Parametrical study of masonry walls subjected to in-plane loading through numerical modeling", *Engineering Structures*, 33(4), 1377-1389.
- [6] Voon, K. C., & Ingham, J. M. (2006). "Experimental in-plane shear strength investigation of reinforced concrete masonry walls" *Journal of structural engineering*, 132(3), 400-408.
- [7] Zhuge, Y., Thambiratnam, D., & Corderoy, J. (1998). "Nonlinear dynamic analysis of unreinforced masonry", *Journal of structural engineering*, 124(3), 270-277.
- [8] Guragain, R., Shrestha, S. N., Maharjan, D. K., & Pradhan, S. (2017). "Building damage patterns of non-engineered masonry and reinforced concrete buildings during April 25, 2015 Gorkha earthquake in Nepal". *In Proceedings, 16th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 9-13).
- [9] Bolhassani, M., Hamid, A. A., Lau, A. C., & Moon, F. (2015). "Simplified micro modeling of partially grouted masonry assemblages", *Construction and Building Materials*, 83, 159-173.
- [10] Lourenço, P.B. (1997). PhD. Thesise. "Computational strategies for masonry structures", *Thesis Delft University of Technology*, Portugal, 1997.

- [11] Dolatshahi, K. M. (2012). "Computational, analytical and experimental modeling of masonry structures", *State University of New York at Buffalo*.
- [12] Pasticier, L., Amadio, C., & Fragiaco, M. (2008). "Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V. 10 code", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(3), 467-485.
- [13] Park, J., Towashiraporn, P., Craig, J. I., & Goodno, B. J. (2009). "Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures", *Engineering Structures*, 31(1), 125-137.
- [14] Chen, S. Y., Moon, F. L., & Yi, T. (2008). "A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers", *Engineering Structures*, 30(8), 2242-2252.
- [15] Casolo, S. (2004). "Modelling in-plane micro-structure of masonry walls by rigid elements", *International Journal of Solids and Structures*, 41(13), 3625-3641.
- [16] Casolo, S., & Pena, F. (2007). "Rigid element model for in-plane dynamics of masonry walls considering hysteretic behaviour and damage", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(8), 1029-1048.
- [17] Lourenço, P. B., & Rots, J. G. (1997). "Multisurface interface model for analysis of masonry structures", *Journal of engineering mechanics*, 123(7), 660-668.
- [18] Dolatshahi, K. M., & Aref, A. J. (2011). "Two-dimensional computational framework of meso-scale rigid and line interface elements for masonry structures", *Engineering Structures*, 33(12), 3657-3667.
- [19] Shi, C., & Mo, Y. L. (Eds.). (2008). "High-performance construction materials: science and applications (Vol. 1)", *World scientific*.
- [20] Trüb, M. (2011). "Numerical modeling of high performance fiber reinforced cementitious composites", *IBK Bericht*, 333.
- [21] Kesner, K., & Billington, S. L. (2004). "Tension, compression and cyclic testing of engineered cementitious composite materials", *New York: Technical Report MCEER-04-0002*.

- [22] Li, V. C., Banthia, N., Bentur, A., & Mufti, A. (1997). "Engineered cementitious composites—tailored composites through micromechanical modeling, to appear in fiber reinforced concrete: present and the future", *Eds: N. Banthia et al, CSCE*.
- [23] Kim, Y. Y., Kong, H. J., & Li, V. C. (2003). "Design of engineered cementitious composite suitable for wet-mixture shotcreting", *Materials Journal*, 100(6), 511-518.
- [24] Dehghani, A., Fischer, G., & Alahi, F. N. (2015). "Strengthening masonry infill panels using engineered cementitious composites". *Materials and Structures*, 48(1-2), 185-204.
- [25] Han, T. S., Feenstra, P. H., & Billington, S. L. (2003). "Simulation of highly ductile fiber-reinforced cement-based composite components under cyclic loading", *Structural Journal*, 100(6), 749-757.
- [26] Cope, R. J. (1980). "Modeling of reinforced concrete behavior for finite element analysis of bridge slabs", *Numerical method for nonlinear problems*, 1, 457-470.
- [27] Maalej, M., & Leong, K. S. (2005). "Engineered cementitious composites for effective FRP-strengthening of RC beams", *Composites Science and Technology*, 65(7-8), 1120-1128.
- [28] Hognestad, E. (1951). "Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members". *University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station*.
- [29] Chuang, E. Y., & Ulm, F. J. (2002). "Two-phase composite model for high performance cementitious composites", *Journal of engineering mechanics*, 128(12), 1314-1323.
- [30] Fischer, G., Stang, H., & Dick-Nielsen, L. (2007). "Initiation and development of cracking in ECC materials: Experimental observations and modeling", *In Proceedings of the 6th international conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures* (Vol. 3, pp. 1517-1522).
- [31] ElGawady, M. A., Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2006). "Retrofitting of masonry walls using shotcrete", *In 2006 NZSEE Conference, Paper* (Vol. 45).

- [32] Ghiassi, B., Soltani, M., & Tasnimi, A. A. (2012). "Seismic evaluation of masonry structures strengthened with reinforced concrete layers", *Journal of Structural Engineering*, 138(6), 729-743.
- [33] ACI/440.7R (2010). "Guide for the design and construction of externally bonded fiber-reinforced polymer systems for strengthening un-reinforced masonry structures", *American Concrete Institute (ACI)*.
- [34] ElGawady, M. A., Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2007). "Static cyclic response of masonry walls retrofitted with fiber-reinforced polymers", *Journal of composites for Construction*, 11(1), 50-61.
- [35] Luccioni, B., & Rougier, V. C. (2011). "In-plane retrofitting of masonry panels with fibre reinforced composite materials", *Construction and Building Materials*, 25(4), 1772-1788.
- [36] Bernat-Maso, E., Escrig, C., Aranha, C. A., & Gil, L. (2014). "Experimental assessment of Textile Reinforced Sprayed Mortar strengthening system for brickwork wall", *Construction and Building Materials*, 50, 226-236.
- [37] Yardim, Y., & Lalaj, O. (2016). "Shear strengthening of unreinforced masonry wall with different fiber reinforced mortar jacketing", *Construction and Building Materials*, 102, 149-154.
- [38] Babaeidarabad, S., Arboleda, D., Loreto, G., & Nanni, A. (2014). "Shear strengthening of un-reinforced concrete masonry walls with fabric-reinforced-cementitious-matrix", *Construction and Building Materials*, 65, 243-253.
- [39] Carozzi, F. G., Milani, G., & Poggi, C. (2014). "Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry structures", *Composite Structures*, 107, 711-725.
- [40] Ismail, N., El-Maaddawy, T., & Khattak, N. (2018). "Quasi-static in-plane testing of FRCM strengthened non-ductile reinforced concrete frames with masonry infills", *Construction and Building Materials*, 186, 1286-1298.

- [41] Nezhad, R. S., Kabir, M. Z., & Banazadeh, M. (2016). "Shaking table test of fibre reinforced masonry walls under out-of-plane loading", *Construction and Building Materials*, 120, 89-103.
- [42] Bernat-Maso, E., Gil, L., & Roca, P. (2015). "Numerical analysis of the load-bearing capacity of brick masonry walls strengthened with textile reinforced mortar and subjected to eccentric compressive loading", *Engineering Structures*, 91, 96-111.
- [43] Triantafillou, T. (2011). "Innovative textile-based composites for strengthening and seismic retrofitting of concrete and masonry structures", *In Advances in FRP Composites in Civil Engineering (pp. 3-12)*. Springer, Berlin, Heidelberg.
- [44] Kyriakides, M. A., & Billington, S. L. (2014). "Cyclic response of nonductile reinforced concrete frames with unreinforced masonry infills retrofitted with engineered cementitious composites", *Journal of Structural Engineering*, 140(2), 04013046.
- [45] Dehghani, A., Nateghi-Alahi, F., & Fischer, G. (2015). "Engineered cementitious composites for strengthening masonry infilled reinforced concrete frames", *Engineering Structures*, 105, 197-208.
- [46] Lin, Y. W., Wotherspoon, L., Scott, A., & Ingham, J. M. (2014). "In-plane strengthening of clay brick unreinforced masonry wallettes using ECC shotcrete", *Engineering Structures*, 66, 57-65.
- [47] Deng, M., & Yang, S. (2018). "Cyclic testing of unreinforced masonry walls retrofitted with engineered cementitious composites", *Construction and Building Materials*, 177, 395-408.
- [48] FEMA306 (1998). "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings (basic procedure manual)", *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.
- [49] FEMA307 (1999). "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: technical resources", *Federal Emergency Management Agency Washington, DC*.
- [50] FEMA308 (1998). "Repair of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings", *Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C*.

- [51] Santa-Maria, H., & Alcaino, P. (2011). "Repair of in-plane shear damaged masonry walls with external FRP", *Construction and Building Materials*, 25(3), 1172-1180.
- [52] Konthesingha, K. M. C., Masia, M. J., Petersen, R. B., Mojsilovic, N., Simundic, G., & Page, A. W. (2013). "Static cyclic in-plane shear response of damaged masonry walls retrofitted with NSM FRP strips—An experimental evaluation", *Engineering Structures*, 50, 126-136.
- [53] ABAQUS (2013). "online documentation", *SIMULIA Inc.*
- [54] Van der Pluijm, R. (1997). "Non-linear behaviour of masonry under tension", *HERON-ENGLISH EDITION*, 42, 25-54.
- [55] Darbhanzi, A., Marefat, M. S., & Khanmohammadi, M. (2014). "Investigation of in-plane seismic retrofit of unreinforced masonry walls by means of vertical steel ties", *Construction and Building Materials*, 52, 122-129.
- [56] ASTM C67-14 (2014). "Standard Test Methods for Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile". *West Conshohocken.*
- [57] ASTM, C. (2002). "Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression", *Annual book of ASTM standards*, 4, 469.
- [58] JSCE2008 (2008). "Recommendation for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites with multiple fine cracks", *Japan society of civil engineers.*
- [59] ASTM C1314–16 (2016). "Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms", *Annual book of ASTM standards.*
- [60] Van der Pluijm, R. (1993). "Shear behaviour of bed joints", *In 6th North American Masonry Conference, Philadelphia, Pennsylvania, USA.*
- [61] H. K. F, (1999). "Bending and shear test with masonry", *Hørsholm, Denmark: SBI, bulletin 123, Danish Building research Institute.*
- [62] Chaimoon, K., & Attard, M. M. (2007). "Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression", *Engineering structures*, 29(9), 2056-2068.

- [63] Lourenço, P. B., Barros, J. O., & Oliveira, J. T. (2004). "Shear testing of stack bonded masonry", *Construction and Building Materials*, 18(2), 125-132.
- [64] Abdou, L., Saada, R. A., Meftah, F., & Mebarki, A. (2006). "Experimental investigations of the joint-mortar behaviour", *Mechanics research communications*, 33(3), 370-384.
- [65] British Standards Institution. (2002). "Methods of Test for Masonry: Part 3: Determination of Initial Shear Strength", *British Standards Institution*.
- [66] Krawinkler, H. (2009). "Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components", *In 3rd International conference on advances in experimental structural engineering* (p. 10).
- [67] FEMA-F.461 (2007). "Interim protocols for determining seismic performance characteristics of structural and nonstructural components through laboratory testing", *Federal Emergency Management Agency, Redwood City, CA*.
- [68] Uang, C. M. (1991). "Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions", *Journal of structural Engineering*, 117(1), 19-28.
- [69] Park, R. (1988, August). "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing", *In Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan* (Vol. 8, pp. 605-616).
- [70] Tomažević, M. (1999). "Earthquake-resistant design of masonry buildings", *Slovenian*.

ABSTRACT

A significant number of unreinforced masonry (URM) buildings have been constructed in Iran. Due to the lack of design, poor quality of materials and construction, most of these buildings are vulnerable against earthquakes. Therefore, different seismic rehabilitation methods have always been considered by researchers. In addition to studying the retrofitting methods of these buildings before damage, it is necessary to evaluate the retrofitting methods after occurrence of earthquake. The aim of the present study was the investigation of damaged and un-damaged URM walls behavior, retrofitted by Engineered Cementitious Composites (ECC), through experimental and numerical methods. The present experimental research was carried out in two stages of constituent materials (masonry and ECC materials) testing and structural (URM wall specimens) testing. The goal of the material experiment was for numerical modeling and ensuring that their characteristics were consistent with the assumptions of the structural specimens. For structural testing, three half scale masonry walls including reference (un-retrofitted), undamaged and damaged retrofitted specimens were constructed and subjected to a constant gravity (0.1MPa) and cyclic lateral loads. The average thickness of the ECC layer for retrofitted undamaged and damaged walls was considered to be 15mm and 20mm, respectively. To connect the ECC layer to the wall foundation, steel rebar dowels were used. Experimental results indicated that ECC mortar improves the integrity between masonry units. This leads to remain the in-plane wall stability up to the end of the experiment. Reference and retrofitted specimen failure modes were bed joint sliding and rocking (flexural behavior), respectively. Shear strength and energy dissipation of both undamaged and damaged retrofitted specimens increased significantly rather than those of the reference specimen. The amount of shear strength and energy dissipation of the undamaged retrofitted specimen were 170% and 40%, respectively more than those of the reference specimen. This amount for the retrofitted damaged specimen was 330% and 115%, respectively more than those of the reference specimen. The ductility of the retrofitted specimens was not significantly different from that of the reference one. The difference between the initial stiffness of the reference specimen and the retrofitted undamaged and damaged specimens in the same drift of less than 0.01% was less than 20%. While in the same drift and with increasing displacement, the difference between the reference specimen stiffness and that of the retrofitted ones increased. This can be due to the coherence of the masonry units by the ECC layer and the wall stiffness return to the pre-damage state. In the numerical stage of the study, the effect of gravity load levels, the ECC layer thickness and one or double-side retrofitting on the URM wall lateral strength were investigated. The numerical results indicated the retrofitted wall shear capacity for the gravity loads of 0.5 and 1MPa was 80% and 30%, respectively higher than that of the un-retrofitted wall. This value for the double-side retrofitting was 170% and 70%, respectively. It can be interpreted that with increasing gravity load, the effect of ECC mortar on the retrofitted wall lateral capacity decreased. According to the numerical results, the retrofitted wall shear strength under the gravity load of 0.1MPa and for ECC layer thicknesses of 10, 15, 20 and 30mm, were 140%, 180%, 230% and 350%, respectively more than that of the reference wall. It means that as the ECC layer thickness increased, the retrofitted wall shear strength increased. Based on the obtained results, a simple method for estimating the lateral strengths of retrofitted masonry walls with ECC mortar was presented. The experimental and numerical results showed that the use of ECC materials can significantly improve the in-plane behavior of undamaged and damaged URM walls, especially in increasing their shear strength and energy dissipation.

Keywords: Damaged URM Wall, Engineered Cementitious Composites, Earthquake, Quasi-Static Lateral Loading, Numerical Study, Retrofitting, Failure modes.



Shahrood University of
Technology

Faculty of Civil Engineering

Ph.D. Thesis in Structural Engineering

Investigating the Effect of ECC Materials on the Masonry Walls Seismic Performance

By: Alireza Namayandeh Niasar

Supervisor 1:

Dr. Farshid Jandaghi Alaei

Supervisor 2:

Dr. Sohail Majid Zamani

January, 2020