

بررسی عددی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده در ناحیه پای ستون با ورقه‌های HPFRCC مسلح به میلگردهای GFRP تحت بارگذاری چرخه‌ای

رضا خالقی^۱

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران re.khaleghi@iau.ac.ir

چکیده

نواحی پای ستون در قاب‌های بتن‌آرمه از جمله بخش‌های بحرانی سازه محسوب می‌شوند که تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای ناشی از زلزله در معرض تمرکز تنش، ترک‌خوردگی و تشکیل مفصل پلاستیک قرار دارند. در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده در ناحیه پای ستون با استفاده از ورقه‌های کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند مسلح به میلگردهای پلیمری تقویت‌شده با الیاف شیشه به‌صورت عددی مورد ارزیابی قرار گرفت. برای انتخاب مخلوط مناسب جهت ساخت ورقه‌های تقویتی، خواص مکانیکی طرح‌های مختلف حاوی پودر ولاستونیت بررسی شد و ترکیب دارای ۲۰ درصد ولاستونیت به‌عنوان گزینه بهینه تعیین گردید. مدل عددی قاب بتن‌آرمه پس از صحت‌سنجی با نتایج آزمایشگاهی، برای انجام مطالعه پارامتریک به‌کار گرفته شد تا اثر ضخامت ورقه‌های کامپوزیت سیمانی و ویژگی‌های میلگردهای پلیمری بر رفتار سازه ارزیابی شود. نتایج نشان داد استفاده از سیستم تقویتی ورقه‌های کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند مسلح به میلگردهای پلیمری موجب افزایش قابل‌توجه ظرفیت باربری و توان جذب انرژی می‌شود؛ به‌طوری‌که ظرفیت باربری قاب نسبت به نمونه مرجع حدود ۳۶ درصد و ظرفیت جذب انرژی حدود ۴۰ درصد افزایش یافت. با این حال، ارزیابی شاخص کارایی تقویت نشان داد که طرح‌هایی با ضخامت کمتر ورقه و میلگردهای کم‌قطر، علیرغم ظرفیت مطلق پایین‌تر، کارایی بسیار بالاتری در استفاده از مصالح دارند. در مجموع، یافته‌ها نشان می‌دهد که سیستم ورقه‌های کامپوزیت سیمانی مسلح به میلگردهای پلیمری می‌تواند به‌عنوان روشی مؤثر برای تقویت ناحیه پای ستون و بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد استفاده قرار گیرد.

کلمات کلیدی

کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند، پودر ولاستونیت، قاب بتن‌آرمه، تقویت، تحلیل عددی.

قاب‌های بتن‌آرمه یکی از متداول‌ترین سیستم‌های سازه‌ای در ساختمان‌ها محسوب می‌شوند که به دلیل مقاومت مناسب، دوام بالا و قابلیت اجرای گسترده در پروژه‌های مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند. با این حال، در هنگام وقوع بارهای جانبی نظیر زلزله، برخی نواحی این سازه‌ها دچار تمرکز تنش شده و آسیب‌پذیری بیشتری نسبت به سایر بخش‌ها دارند. یکی از مهم‌ترین این نواحی، پای ستون است که نقش اساسی در انتقال نیرو بین ستون و فونداسیون ایفا می‌کند. در صورت ضعف یا آسیب در این ناحیه، عملکرد کلی سازه می‌تواند به طور قابل توجهی کاهش یابد و حتی منجر به ایجاد مکانیزم‌های شکست نامطلوب شود. از این رو، تقویت ناحیه پای ستون به عنوان یکی از راهکارهای مهم برای بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مورد توجه قرار گرفته است [۱-۳].

در سال‌های اخیر، پژوهش‌ها و مطالعات متعددی در زمینه تعمیر و بهسازی سازه‌های بتنی آسیب‌دیده انجام شده است. بخش عمده این تحقیقات بر روش‌های متداول تقویت، از جمله استفاده از صفحات فولادی متصل‌شده به سطح عضو، ژاکت بتن‌آرمه، پلیمرهای مسلح به الیاف (FRP) با اتصال خارجی، لایه‌های کامپوزیت سیمانی مهندسی‌شده (ECC) همراه با میلگردهای FRP و همچنین ملات‌های مسلح به منسوجات (TRM) متمرکز بوده‌اند. اگرچه تمامی این روش‌ها می‌توانند نتایج مطلوبی در بهبود عملکرد سازه‌ای ارائه دهند، اما هر یک با محدودیت‌هایی نیز همراه هستند. به‌طور خاص، استفاده از FRP‌های چسبانده‌شده به سطح عضو معمولاً موجب کاهش مقاومت در برابر آتش می‌شود. همچنین این روش‌ها در برخی موارد ممکن است نتوانند الزامات مربوط به حالت‌های حدی بهره‌برداری را به‌طور کامل تأمین کنند [۴-۶]. مصالحی نظیر FRP و TRM از هزینه نسبتاً بالایی برخوردار بوده و طراحی و اجرای آن‌ها نیازمند دانش فنی و تخصص ویژه است. از سوی دیگر، استفاده از ژاکت‌های متداول بتن‌آرمه مستلزم اجرای لایه‌های بتنی با ضخامت بیش از ۶۰ تا ۷۰ میلی‌متر است، زیرا وجود آرماتورهای فولادی، تأمین حداقل پوشش بتنی را الزامی می‌سازد. در همین راستا، کامپوزیت‌های سیمانی الیافی (FRCC) طی دو دهه گذشته توسعه یافته و به‌طور گسترده مورد مطالعه و تحقیق قرار گرفته‌اند [۶، ۷].

کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC) به دلیل ویژگی‌هایی نظیر مقاومت کششی بالا، شکل‌پذیری مناسب، ظرفیت جذب انرژی و توانایی کنترل و محدودسازی ترک‌ها نسبت به بتن معمولی عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهند. این خصوصیات باعث شده است که HPFRCC به عنوان یکی از مصالح نوین برای تقویت نواحی بحرانی سازه‌ها مورد توجه پژوهشگران قرار گیرد [۸، ۹]. مطالعات نشان داده‌اند که استفاده از این نوع کامپوزیت‌ها می‌تواند منجر به بهبود قابل توجه ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و دوام اعضای بتن‌آرمه شود [۱۰-۱۸]. این مواد به دلیل رفتار شبه انعطاف‌پذیر و ترک‌خوردگی چندگانه قبل از شکست، کاربرد گسترده‌ای در سازه‌های مقاوم و پیچیده یافته‌اند. در دهه اخیر، توسعه این مواد بر اساس تعامل دقیق میان ماتریس سیمان پرتلند، الیاف و ویژگی‌های سطح مشترک انجام شده و منجر به بهبود عملکرد و کارایی آن‌ها شده است [۱۸-۲۱]. در مراجع [۲۲-۲۴] تقویت تیرهای بتن مسلح توسط HPFRCC مورد مطالعه قرار گرفته است و بررسی قاب‌ها به‌صورت محدود گزارش شده است [۲۵]. در مواردی تقویت اتصال تیر به ستون بررسی شده است [۲۶]. با وجود مطالعات انجام‌شده بر روی تیرها و اتصالات تیر-ستون، تعمیم مستقیم نتایج این پژوهش‌ها به ناحیه پای ستون امکان‌پذیر نیست. دلیل اصلی این موضوع، تفاوت در شرایط مرزی و مکانیزم انتقال نیرو در این ناحیه است؛ به‌گونه‌ای که پای ستون به طور هم‌زمان تحت تأثیر نیروی محوری قابل توجه، لنگر خمشی و برش ناشی از بارهای جانبی قرار داشته و در مجاورت فونداسیون با قیود صلب مواجه است. این شرایط موجب تفاوت در محل تشکیل مفصل پلاستیک، نحوه توزیع تنش، رفتار مهاری میلگردهای طولی و اندرکنش سامانه تقویتی با عضو موجود نسبت به تیرها و اتصالات تیر-ستون می‌شود.

در مطالعات اخیر، تقویت پای‌ستون بتنی با استفاده از ژاکت بتن فوق توانمند برای ستون با مقطع 300×300 میلی‌متر بررسی شده است [۲۷، ۲۸]. در مرجع [۲۷]، تقویت با استفاده از یک لایه شبکه فلزی ضدزنگ به منظور افزایش شکل‌پذیری و ژاکت بتن فوق توانمند با ضخامت ۳۰ میلی‌متر انجام شد که منجر به افزایش $32/08$ درصدی نیروی بیشینه و $31/71$ درصدی نیروی تسلیم گردید. همچنین، در مرجع [۲۸] مطالعه آزمایشگاهی با استفاده از ژاکت بتن فوق توانمند با ضخامت ۳۰ میلی‌متر انجام شده و افزایش

۲۴/۶ درصدی ظرفیت باربری گزارش شده است. در آن پژوهش، استحکام کششی بتن فوق توانمند برابر ۷/۸۱ مگاپاسکال بوده و نشان داده شد که افزایش استحکام کششی لایه تقویتی می‌تواند نقش تعیین‌کننده‌ای در بهبود ظرفیت باربری داشته باشد. علاوه بر این، از میان سه ضخامت بررسی شده در مطالعه پارامتریک مبتنی بر مدل‌سازی عددی OpenSees، ضخامت ۳۰ میلی‌متر به‌عنوان مقدار بهینه معرفی شده است، زیرا تعادل مناسبی میان افزایش مقاومت جانبی، شکل‌پذیری و جلوگیری از حالت‌های شکست زودرس ایجاد می‌کند [۲۸]. با توجه به اینکه در پژوهش حاضر ابعاد ستون برابر ۲۵۰×۲۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است، انتخاب ضخامت‌های ۲۵ و ۳۵ میلی‌متر متناسب با مقیاس هندسی نمونه‌ها و با پیروی از منطق طراحی مطالعات پیشین انجام شد. همچنین، در مرجع [۲۸] ژاکت بتن فوق توانمند با ارتفاع ۴۰۰ میلی‌متر به‌گونه‌ای طراحی شده است که ضمن پوشش ناحیه مفصل پلاستیک، الزامات حداقل طول مفصل پلاستیک ۱۵۰ میلی‌متری مندرج در مقررات لرزه‌ای را نیز برآورده سازد. از سوی دیگر، مطابق با مفاهیم ارائه‌شده در دستورالعمل ACI 440.2R-17 [۲۹]، ناحیه تقویت باید حداقل، کل طول مفصل پلاستیک مورد انتظار را پوشش دهد. این ملاحظات در تعیین ابعاد ناحیه تقویت در پژوهش حاضر نیز مدنظر قرار گرفته است.

علاوه بر انتخاب یک سیستم تقویتی مناسب، بهبود خواص مکانیکی ماتریس HPFRCC نیز نقش تعیین‌کننده‌ای در عملکرد نهایی ورقه‌های تقویتی دارد. در این راستا، استفاده از مواد معدنی به‌عنوان جایگزین بخشی از سیمان، علاوه بر کاهش اثرات زیست‌محیطی ناشی از تولید سیمان، می‌تواند موجب ارتقای خواص مکانیکی و دوام کامپوزیت‌های سیمانی شود. ولاستونیت به‌عنوان یک کانی سیلیکاتی طبیعی کلسیم (CaSiO_3)، به دلیل ساختار سوزنی‌شکل و توزیع مناسب در ماتریس سیمانی، قادر است با بهبود ریزساختار، کنترل گسترش ریزترک‌ها، افزایش مقاومت مکانیکی و کاهش تخلخل، عملکرد HPFRCC را بهبود بخشد [۳۰-۳۲]. از این رو، استفاده از ولاستونیت نه تنها از منظر زیست‌محیطی، بلکه به‌عنوان راهکاری برای افزایش کارایی مکانیکی ورقه‌های تقویتی، یکی از انگیزه‌های اصلی این پژوهش محسوب می‌شود. با وجود این مزایا، در میان افزودنی‌های معدنی مورد استفاده در بتن، ولاستونیت همچنان یکی از موادی است که به‌ویژه در کاربردهای مرتبط با HPFRCC و سیستم‌های تقویت لرزه‌ای، به‌طور جامع مورد بررسی قرار نگرفته است [۳۳].

در کنار توسعه ماتریس‌های سیمانی پیشرفته، میلگردهای پلیمری مسلح به الیاف شیشه (GFRP) به دلیل مقاومت بالا در برابر خوردگی، وزن کم، و مدول الاستیسیته قابل قبول، جایگزینی جذاب برای میلگردهای فولادی در محیط‌های خورنده محسوب می‌شوند [۳۴]. گرچه رفتار الاستیک خطی و گسیختگی ترد این میلگردها در طراحی نیاز به ملاحظات خاص دارد، نتایج تحقیقات متعدد نشان می‌دهد که ترکیب این آرماتورها با سیستم‌های ماتریس سیمانی می‌تواند به افزایش دوام و پایداری سازه‌ها منجر شود.

با وجود مطالعات متعدد در زمینه استفاده از HPFRCC و میلگردهای GFRP برای بهبود عملکرد اعضای بتن‌آرمه، تحقیقات موجود عمدتاً بر بررسی هر یک از این سیستم‌ها به‌صورت مجزا یا کاربرد آن‌ها در اعضای نظیر تیرها متمرکز بوده‌اند [۱۲]. در مقابل، استفاده همزمان از HPFRCC حاوی ولاستونیت و میلگردهای GFRP در قالب ورقه‌های پیش‌ساخته برای تقویت ناحیه بحرانی پای ستون قاب‌های بتن‌آرمه تاکنون به‌طور جامع مورد بررسی قرار نگرفته است و این موضوع به‌عنوان یکی از خلأهای مهم پژوهشی محسوب می‌شود. همچنین، اثر پارامترهای مؤثری نظیر ضخامت ورقه تقویتی و ویژگی‌های مکانیکی میلگردهای GFRP شامل تعداد و قطر آن‌ها بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه هنوز به‌طور سیستماتیک ارزیابی نشده است. از این رو، بررسی این موضوع می‌تواند به توسعه یک سیستم تقویتی کارآمد و پر کردن یکی از خلأهای مهم پژوهشی در این حوزه کمک کند.

بر این اساس، پژوهش حاضر با هدف بررسی رفتار قاب بتن‌آرمه دارای پای ستون تقویت‌شده با ورقه‌های جانبی HPFRCC مسلح به میلگردهای GFRP انجام شده است. در این تحقیق، HPFRCC حاوی پودر ولاستونیت به‌عنوان جایگزین بخشی از سیمان مورد استفاده قرار گرفت. ابتدا خواص مکانیکی این کامپوزیت با انجام آزمایش‌های تجربی تعیین شد. سپس مدل عددی قاب بتن‌آرمه در نرم‌افزار آباکوس توسعه یافته و پس از صحت‌سنجی، اثر ضخامت ورقه تقویتی و تعداد و قطر میلگردهای GFRP بر ظرفیت باربری جانبی و رفتار سازه‌ای قاب مورد ارزیابی قرار گرفت.

۲- روش انجام پژوهش

در مرحله نخست، یک قاب بتن آرمه آزمایش شده در مطالعات معتبر به عنوان نمونه مرجع انتخاب گردید. این قاب تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفته و داده‌های کاملی شامل منحنی‌های نیرو-تغییر مکان، الگوی ترک خوردگی و روند گسترش آسیب ارائه شده بود. مدل عددی متناظر با این قاب در نرم‌افزار اجزای محدود ایجاد شد و تمامی مشخصات هندسی، شرایط مرزی، مدل‌های رفتاری مصالح و نحوه اعمال بارگذاری مطابق نمونه آزمایشگاهی تعریف گردید. برای بتن از مدل رفتاری غیرخطی مناسب مصالح شبه‌ترد و برای میلگردهای فولادی از مدل دارای تسلیم و سخت‌شوندگی استفاده شد. بارگذاری چرخه‌ای نیز به صورت جابجایی محور و مطابق پروتکل آزمایشگاهی اعمال گردید. به منظور ارزیابی دقت مدل عددی، خروجی‌های تحلیل شامل منحنی‌های هیستریزس نیرو-تغییر مکان، سختی اولیه، ظرفیت باربری نهایی و الگوی ترک خوردگی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. انطباق مناسب میان دو مجموعه نتایج نشان‌دهنده دقت و قابلیت مدل توسعه‌یافته در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی قاب بتن آرمه تحت بارگذاری چرخه‌ای بود.

در مرحله دوم، پس از اعتبارسنجی مدل مرجع، سیستم تقویتی شامل ورقه‌های کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC) مسلح به میلگردهای GFRP در ناحیه بحرانی پای ستون‌ها به مدل اضافه شد. در مدل‌سازی این سیستم، رفتار کششی و ترک خوردگی HPFRCC و رفتار خطی تا گسیختگی میلگردهای GFRP به دقت لحاظ گردید. سپس تحلیل‌های غیرخطی چرخه‌ای برای قاب تقویت‌شده انجام شد و شاخص‌های عملکردی شامل ظرفیت باربری جانبی، سختی اولیه، شکل‌پذیری، الگوی گسترش ترک‌ها و توان جذب انرژی استخراج گردید.

در مرحله نهایی، برای ارزیابی بهره‌وری طرح‌های تقویتی، شاخص کارایی تقویت (SEI) تعریف و محاسبه شد. این شاخص بر پایه نسبت میزان بهبود ظرفیت باربری و جذب انرژی به مقدار مصالح مصرفی در تقویت (ضخامت ورقه HPFRCC و سطح مقطع میلگردهای GFRP) تعیین گردید. بدین منظور، دو شاخص SEI مرتبط با ظرفیت و انرژی به ترتیب از اختلاف ظرفیت باربری و انرژی جذب‌شده قاب تقویت‌شده نسبت به قاب مرجع، نرمال‌شده بر حسب میزان مصالح تقویتی مصرف‌شده، محاسبه شد. محاسبه این شاخص امکان مقایسه کارآمدی طرح‌های مختلف تقویت را مستقل از حجم مصالح مصرفی فراهم ساخت.

۲-۱- مطالعه آزمایشگاهی HPFRCC

۲-۱-۱- روش ساخت

در این پژوهش، به منظور طراحی طرح اختلاط مناسب برای کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند، ابتدا پژوهش‌های پیشین در زمینه کامپوزیت‌های سیمانی مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس تحلیل و میانگین‌گیری از مقادیر مواد مصرفی در مطالعات گزارش شده در منابع [۵، ۱۳، ۳۵-۳۷]، ترکیب اولیه مخلوط انتخاب شد. در طرح اختلاط پایه از سیمان پرتلند نوع ۲ با حداقل مقاومت فشاری ۴۲/۵ مگاپاسکال استفاده گردید. به منظور افزایش تراکم خمیر سیمانی و بهبود خواص مکانیکی و رئولوژیکی مخلوط، دوده سیلیسی با وزن مخصوص ۲/۳۵ گرم بر سانتی‌متر مکعب به ترکیب افزوده شد. همچنین برای بهبود مقاومت فشاری و تقویت پیوستگی میان اجزای ماتریس، از ماسه سیلیسی با دانه بندی ۰/۱ تا ۰/۶ میلی‌متر به همراه پودر کوارتز استفاده گردید. این مواد نقش مهمی در افزایش مقاومت و دوام کامپوزیت سیمانی ایفا می‌کنند.

در ادامه، به منظور اصلاح ریزساختار و بهبود عملکرد مخلوط، پودر ولاستونیت به عنوان یک ماده معدنی طبیعی از گروه سیلیکات‌های کلسیم به طرح اختلاط اضافه شد. ساختار بلوری سوزنی شکل این ماده و سطح ویژه نسبتاً بالای آن موجب افزایش تراکم خمیر سیمانی، بهبود کارایی مخلوط و کمک به ایجاد مکانیزم پل زنی در ریزترک‌ها می‌شود. مطالعات پیشین دامنه‌های متفاوتی از جایگزینی ولاستونیت به جای سیمان را بررسی کرده‌اند. در مرجع [۳۸] تنها جایگزینی ۱۰ درصدی ولاستونیت مورد ارزیابی قرار گرفته است. در مرجع [۳۹]، درصد‌های جایگزینی بین ۰ تا ۲۵ درصد بررسی شده و نتایج نشان داده است که بیشترین مقاومت‌های کششی، فشاری و خمشی در سطح جایگزینی ۱۵ درصد حاصل می‌شود. همچنین، در مرجع [۴۰] اثر جایگزینی ۰ تا ۳۰ درصد ولاستونیت در

ترکیب با دوده سیلیس مورد مطالعه قرار گرفته و بهترین عملکرد مکانیکی، شامل مقاومت‌های کششی، فشاری و خمشی، در جایگزینی ۲۰ درصدی گزارش شده است. در مرجع [۴۱] نیز درصد‌های ۰ تا ۲۵ درصد بررسی شده و نتایج بر مزایای استفاده از پودر ولاستونیت به عنوان جایگزین جزئی ۲۰ درصدی سیمان پرتلند معمولی تأکید دارد؛ به گونه‌ای که پس از ۲۸ روز عمل‌آوری، افزایش قابل توجهی در مقاومت فشاری و خمشی مشاهده شده است. علاوه بر این، در مرجع [۴۲] جایگزینی‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصدی مورد ارزیابی قرار گرفته که در میان آن‌ها، نمونه حاوی ۱۰ درصد ولاستونیت بالاترین مقاومت‌های فشاری و خمشی را از خود نشان داده است. بر این اساس، با توجه به نتایج مطالعات پیشین که محدوده بهینه جایگزینی ولاستونیت را عمدتاً بین ۱۰ تا ۲۰ درصد گزارش کرده‌اند و همچنین به منظور بررسی روند تغییرات خواص مکانیکی و امکان تعیین مقدار بهینه برای کاربرد حاضر، در این پژوهش درصد‌های جایگزینی ۰، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد برای ولاستونیت انتخاب شد. این بازه علاوه بر پوشش مقادیر گزارش شده در تحقیقات پیشین، امکان ارزیابی تدریجی اثر افزایش میزان ولاستونیت بر عملکرد مخلوط HPFRCC را نیز فراهم می‌کند. جزئیات کامل ترکیب مواد مصرفی در جدول ۱ ارائه شده است.

در تمامی طرح‌های اختلاط، نسبت آب به مواد سیمانی (شامل سیمان پرتلند و ولاستونیت) برابر با ۰/۱۸ در نظر گرفته شد. این مقدار بر اساس طرح اختلاط بهینه HPFRCC و به منظور دستیابی به ماتریسی متراکم، مقاومت مکانیکی بالا و حفظ کارایی مناسب مخلوط در حضور فوق‌روان‌کننده انتخاب شد. همچنین، با ثابت نگه داشتن نسبت آب به مواد سیمانی در تمامی نمونه‌ها، اثر درصد جایگزینی سیمان با ولاستونیت به صورت مستقل مورد ارزیابی قرار گرفت.

در طراحی سیستم یافی، مقدار کل الیاف برابر ۲/۳ درصد حجمی در نظر گرفته شد که این مقدار بر اساس مقادیر متداول گزارش شده در مطالعات معتبر تعیین گردید. به منظور دستیابی هم‌زمان به مقاومت مناسب و شکل‌پذیری مطلوب، از ترکیب دو نوع الیاف شامل الیاف فولادی میکرو و الیاف پلی‌وینیل‌الکل استفاده شد [۴۳-۴۵]. در این ترکیب، سهم الیاف فولادی میکرو ۱/۸ درصد حجمی و سهم الیاف پلی‌وینیل‌الکل ۰/۵ درصد حجمی از کل حجم کامپوزیت در نظر گرفته شد. الیاف فولادی مورد استفاده دارای طول ۱۶ میلی‌متر و قطر ۰/۲۵ میلی‌متر بوده و از مشخصات مکانیکی آن‌ها می‌توان به مقاومت کششی ۲۷۲۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۲۱۰ گیگاپاسکال و چگالی ۷/۸۵ گرم بر سانتی‌متر مکعب اشاره کرد. همچنین الیاف پلی‌وینیل‌الکل دارای طول ۱۲ میلی‌متر و قطر ۰/۱۵ میلی‌متر بوده و مقاومت کششی، مدول الاستیسیته و چگالی آن‌ها به ترتیب برابر ۱۲۵۰ مگاپاسکال، ۳۳ گیگاپاسکال و ۱/۱۸ گرم بر سانتی‌متر مکعب است.

به منظور افزایش ظرفیت خمشی و بهبود عملکرد مکانیکی ورقه‌های کامپوزیتی، از میلگردهای GFRP در ساخت نمونه‌ها استفاده شد. این میلگردها با مقاومت کششی ۸۰۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۴۰ گیگاپاسکال و چگالی ۱/۸ گرم بر سانتی‌متر مکعب به کار گرفته شدند. استفاده از این میلگردها باعث افزایش سختی خمشی، توزیع یکنواخت‌تر تنش‌ها و همچنین کاهش احتمال گسیختگی ترد در ورقه‌های کامپوزیتی می‌شود. تصاویر مربوط به الیاف مورد استفاده در شکل ۱ ارائه شده است.

جدول ۱: طرح اختلاط (درصد).

Table 1: Mix proportions (%).

نام ترکیب	سیمان پرتلند	ولاستونیت	دژدود سیلیس	پودر کوارتز	ماسه	آب	ابروان‌کننده
W0	۱	۰	۰/۲۲	۰/۰۴	۰/۸۷	۰/۱۸	۰/۰۳
W5	۰/۹۵	۰/۰۵	۰/۲۲	۰/۰۴	۰/۸۷	۰/۱۸	۰/۰۳
W10	۰/۹	۰/۱۰	۰/۲۲	۰/۰۴	۰/۸۷	۰/۱۸	۰/۰۳
W15	۰/۸۵	۰/۱۵	۰/۲۲	۰/۰۴	۰/۸۷	۰/۱۸	۰/۰۳
W20	۰/۸	۰/۲۰	۰/۲۲	۰/۰۴	۰/۸۷	۰/۱۸	۰/۰۳

پیش از قالب‌ریزی، ابتدا قالب به روغن آغشته شد تا نمونه به راحتی و بدون آسیب از قالب خارج شود. در فرآیند ساخت نمونه‌ها از لرزاننده استفاده نشد و تنها با تکان‌های ایجاد شده در قالب بصورت دستی، تراکم مناسب حاصل شد. نمونه‌ها بعد از ۲۴ ساعت از قالب خارج و پس از شماره‌گذاری به مدت ۲۷ روز در حوضچه آب با دمای ۲۱ تا ۲۵ درجه سانتی‌گراد عمل‌آوری شدند. در تحقیق جاری، الگوی مخلوط کردن مصالح بصورت تجربی به‌دست آمده است. ابتدا ماسه، دوغاب سیلیکا فیوم و ابرروان‌کننده به مدت یک دقیقه با سرعت پایین و یک دقیقه با سرعت بالا مخلوط شد، سپس الیاف غیر فولادی به مخلوط اضافه شده و به مدت دو دقیقه با سرعت پایین مخلوط شد. پس از اضافه کردن سیمان، مخلوط کردن با سرعت پایین به مدت دو دقیقه ادامه یافت. جهت مخلوط کردن تا قبل از اضافه شده الیاف فولادی از مخلوط‌کن استفاده شده است که مطابق استاندارد ASTM C305 می‌باشد. پس از افزودن الیاف فولادی، عمل مخلوط کردن به‌صورت دستی و به مدت دو دقیقه انجام شد.

۲-۱-۲- روش انجام آزمایش

به‌منظور تعیین ویژگی‌های مکانیکی کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند، مجموعه‌ای از آزمایش‌های مکانیکی شامل کشش مستقیم، خمش و فشار بر روی نمونه‌های ساخته‌شده انجام شد. رفتار کششی این کامپوزیت با استفاده از آزمایش کشش مستقیم بر روی نمونه‌های دمبلی‌شکل مورد ارزیابی قرار گرفت. ساخت نمونه‌ها و نحوه آماده‌سازی آن‌ها بر اساس دستورالعمل انجمن مهندسين عمران ژاپن (JSCE 2008) [۴۶] انجام شد. برای انتقال مناسب نیروی کششی به نمونه‌ها، گیره‌های فولادی ویژه‌ای طراحی و مورد استفاده قرار گرفت. آزمایش‌ها با استفاده از دستگاه آزمون یونیورسال سرووالکتریکال با ظرفیت ۲۰ کیلونیوتن انجام شد (شکل ۲) و بارگذاری به‌صورت کنترل جابجایی با سرعت ۰/۵ میلی‌متر بر دقیقه اعمال گردید. همچنین برای اندازه‌گیری دقیق تغییر طول در ناحیه مرکزی نمونه، یک اکستنسومتر با طول گیج ۸۰ میلی‌متر در قسمت میانی نصب شد.

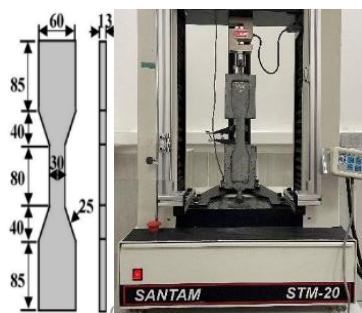
به‌منظور ارزیابی عملکرد خمشی کامپوزیت، آزمایش خمش چهارنقطه‌ای بر روی نمونه با ابعاد $125 \times 25 \times 50$ میلی‌متر انجام گرفت. آزمایش خمش چهارنقطه‌ای بر روی نمونه‌های ورقه‌ای $(125 \times 25 \times 50)$ میلی‌متر مطابق با روش‌های گزارش‌شده در منابع [۴۷، ۴۸] انجام شد (شکل ۳). در این آزمایش، فاصله دو تکیه‌گاه برابر ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است و با تقسیم این طول به سه قسمت مساوی، فاصله دو نقطه اعمال بار برابر ۱۰۰ میلی‌متر لحاظ شده است تا با اعمال بارگذاری ناحیه خمش خالص در بخش میانی نمونه ایجاد شود. برای ایجاد شرایط تکیه‌گاهی مناسب و جلوگیری از تمرکز تنش، یک صفحه فولادی با ضخامت ۲۰ میلی‌متر به‌عنوان پایه تکیه‌گاه مورد استفاده قرار گرفت. جابجایی در مرکز دهانه با استفاده از حسگر LVDT اندازه‌گیری شد و بارگذاری با سرعت ۰/۵ میلی‌متر بر دقیقه اعمال گردید. این نرخ بارگذاری بر اساس رویه‌های متداول در مطالعات پیشین انتخاب شد [۴۷، ۴۹، ۵۰].

علاوه بر این، به‌منظور تعیین مقاومت فشاری کامپوزیت HPFRCC، نمونه‌های مکعبی با ابعاد $100 \times 100 \times 100$ میلی‌متر تهیه شد. در مجموع پنج نمونه برای این منظور ساخته و آزمایش گردید. آزمایش مقاومت فشاری مطابق با مراجع [۵۱-۵۵] و دستورالعمل انجمن مهندسين عمران ژاپن (JSCE) [۴۶] و استاندارد BSI BS EN 12390 [۵۶] انجام شد. بارگذاری با استفاده از دستگاه بتن‌شکن با ظرفیت ۲۰۰۰ کیلونیوتن اعمال شد و تغییرمکان نمونه‌ها نیز با کمک حسگر LVDT ثبت گردید. لازم به ذکر است که در این پژوهش از نمونه‌های مکعبی مطابق با استاندارد JSCE استفاده شده است. اگرچه استفاده از نمونه‌های استوانه‌ای 150×300 میلی‌متر در بسیاری از پژوهش‌ها متداول است، اما استاندارد JSCE به‌طور مشخص استفاده از نمونه مکعبی را برای مصالح با مقاومت بالا مجاز می‌داند. با این حال، عدم تبدیل مقاومت مکعبی به مقاومت استوانه‌ای می‌تواند مقایسه مستقیم نتایج با برخی مطالعات دیگر را محدود کند. این موضوع در پژوهش حاضر مدنظر قرار نگرفته و در تحقیقات آینده قابل بررسی خواهد بود.



شکل ۳: تجهیزات و نحوه بارگذاری خمشی نمونه ۲۵×۱۲۵×۵۰۰ میلی‌متر.

Figure 3: Test setup and flexural loading configuration of the 25 × 125 × 500 mm specimen



شکل ۲: تجهیزات آزمایش و ابعاد نمونه کششی دمبلی شکل (میلی‌متر).

Figure 2: Test setup and dimensions of the dumbbell-shaped tensile specimen (mm).



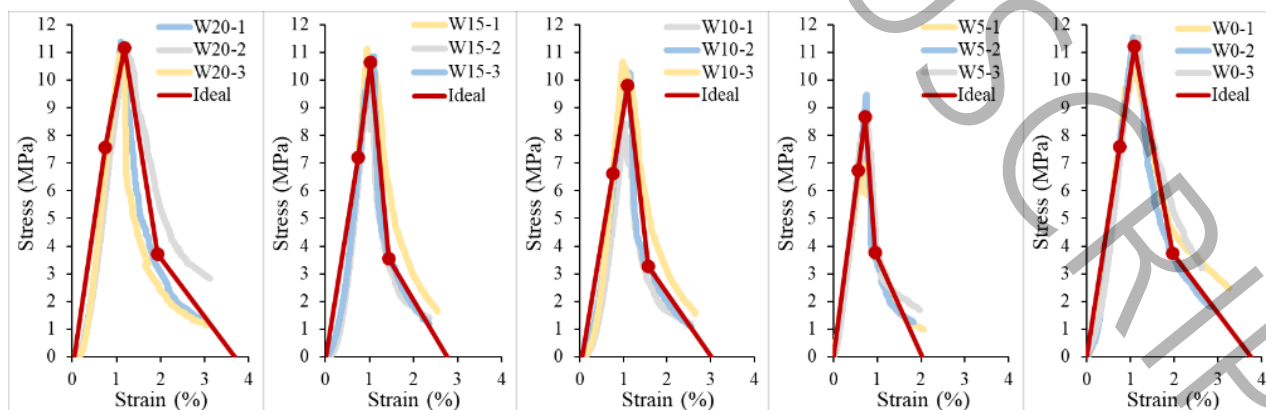
شکل ۱: شکل ظاهری الیاف پلی‌وینیل‌الکل و میکرو فولادی.

Figure 1: Appearance of polyvinyl alcohol and micro-steel fibers.

۳-۱-۲- بررسی نتایج

برای هر یک از طرح‌های اختلاط تهیه‌شده، سه نمونه با هندسه دمبلی ساخته شد و تحت آزمایش کشش مستقیم قرار گرفتند تا رفتار کششی کامپوزیت مورد ارزیابی قرار گیرد. بر اساس داده‌های ثبت‌شده در طول آزمایش، نمودارهای تنش-کرنش استخراج شد و در ادامه با استفاده از آن‌ها منحنی رفتار ایده‌آل کششی برای هر نمونه تعیین گردید. این نمودارها به همراه منحنی‌های ایده‌آل متناظر در شکل ۴ ارائه شده‌اند. تعیین یک منحنی ایده‌آل برای رفتار کششی از اهمیت زیادی برخوردار است، زیرا این منحنی به‌عنوان یکی از ورودی‌های اساسی در شبیه‌سازی عددی و مدل‌سازی اجزای محدود ورقه‌های کامپوزیتی مورد استفاده قرار می‌گیرد. بر اساس منحنی ایده‌آل شکل ۴، بیشینه استحکام کششی برای W0 تا W20 به ترتیب ۱۱/۲۲، ۸/۶۷، ۹/۷۹، ۱۰/۶۵ و ۱۱/۱۷ مگاپاسکال است.

بررسی نتایج نشان می‌دهد که مخلوط پایه بدون افزودن ولاستونیت (W0) و مخلوط دارای ۲۰ درصد ولاستونیت (W20) از نظر مقاومت کششی و روند کلی رفتار، عملکردی تقریباً مشابه از خود نشان می‌دهند. در مقابل، در طرح‌هایی که مقدار ولاستونیت در محدوده ۵ تا ۱۵ درصد وزنی سیمان جایگزین شده است، کاهش نسبی در مقاومت کششی نمونه‌ها مشاهده می‌شود. این موضوع بیانگر آن است که افزایش میزان این ماده معدنی تا مقادیر میانی می‌تواند بر ظرفیت کششی کامپوزیت تأثیر کاهشی داشته باشد، در حالی که در مقادیر بالاتر، رفتار مکانیکی مجدداً به سطحی نزدیک به طرح پایه بازمی‌گردد.



شکل ۴: نمودار تنش-کرنش آزمونه‌های دمبلی شکل تحت کشش مستقیم به همراه منحنی ایده‌آل برای پنج ترکیب.

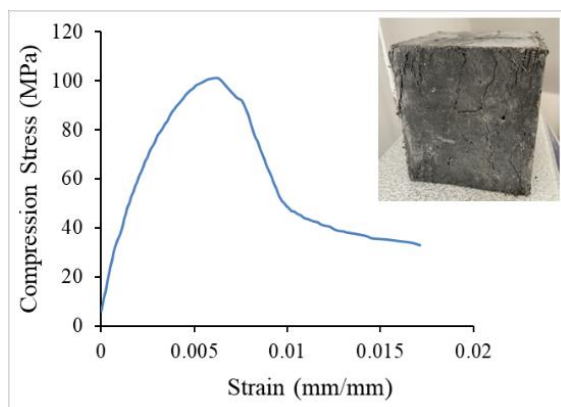
Figure 4: Stress-strain curves of dog-bone specimens under direct tension and the idealized curve for five mixtures.

مقایسه نتایج مربوط به طرح‌های اختلاط مختلف نشان می‌دهد که نمونه‌های فاقد ولاستونیت (W0) و نمونه‌های حاوی ۲۰ درصد ولاستونیت (W20) رفتار مکانیکی بسیار نزدیک و مشابهی از خود نشان می‌دهند. این هم‌خوانی بیانگر آن است که افزودن ۲۰ درصد ولاستونیت، بدون ایجاد افت محسوس در مقاومت کششی و کرنش نهایی، می‌تواند به‌عنوان جایگزینی مناسب برای بخشی از سیمان مورد استفاده قرار گیرد. همچنین بررسی روند تغییر خواص مکانیکی نشان داد که با وجود تغییرات غیرخطی مقاومت کششی در درصد‌های مختلف جایگزینی، مخلوط W20 بهترین توازن را میان حفظ عملکرد مکانیکی و کاهش مصرف سیمان برقرار می‌کند. از آنجا که این میزان جایگزینی ضمن حفظ عملکرد مطلوب، موجب کاهش مصرف سیمان و در نتیجه بهبود شاخص‌های زیست‌محیطی می‌شود، مخلوط W20 به‌عنوان ترکیب بهینه برای ادامه پژوهش انتخاب شد. بر همین اساس، مخلوط W20 به‌عنوان ترکیب منتخب برای تعریف خواص مصالح در مدل‌سازی عددی و ارزیابی عملکرد سیستم تقویتی در ادامه پژوهش مورد استفاده قرار گرفت.

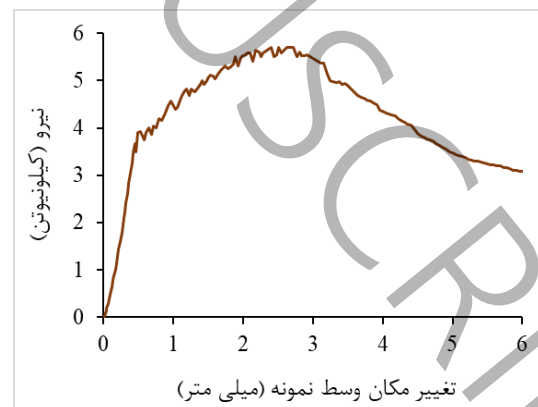
همان‌گونه که نتایج نشان می‌دهد، تغییر مقاومت کششی با افزایش درصد جایگزینی ولاستونیت روندی کاملاً خطی ندارد. در درصد‌های پایین جایگزینی، کاهش نسبی مقدار سیمان فعال می‌تواند موجب افت اولیه مقاومت کششی شود. با این حال، با افزایش میزان ولاستونیت، اثرات پرکنندگی، بهبود پیوند ذرات و نقش ساختار سوزنی‌شکل این ماده در اصلاح ریزساختار ماتریس و بهبود انتقال تنش به تدریج غالب شده و افت اولیه مقاومت را جبران می‌کند. بر همین اساس، مخلوط W20 توانسته است با وجود جایگزینی ۲۰ درصد سیمان، عملکرد کششی بسیار نزدیک به مخلوط مرجع W0 ارائه دهد.

به‌منظور بررسی دقیق‌تر رفتار خمشی این ترکیب، مطابق مراجع [۴۷، ۴۸، ۵۷] آزمایش خمش چهارنقطه‌ای بر روی یک نمونه دارای ۲۰ درصد ولاستونیت (W20) با ابعاد $125 \times 125 \times 500$ میلی‌متر انجام شد. نمودار نیرو-تغییر مکان به‌دست‌آمده از این آزمایش برای نمونه W20 در شکل ۵ نمایش داده شده است. مطابق نتایج ثبت‌شده، بیشترین نیروی قابل تحمل نمونه تحت بارگذاری یکنواخت برابر با $5/42$ کیلونیوتن به‌دست آمده است.

نتایج آزمایش فشار بر روی پنج نمونه مکعبی با ضلع 100 میلی‌متر نشان داد که میانگین مقاومت فشاری مربوط به طرح اختلاط W20 برابر با 101 مگاپاسکال است. منحنی‌های تنش-کرنش به‌دست‌آمده از این پنج آزمایش به همراه منحنی رفتار ایده‌آل متناظر در شکل ۶ ارائه شده‌اند. این منحنی‌ها مبنای مناسبی برای تعریف رفتار فشاری مصالح در مراحل بعدی تحلیل عددی فراهم می‌کنند. علاوه بر مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته این کامپوزیت نیز از طریق انجام آزمایش فشاری بر روی نمونه‌های منشوری تعیین شد. برای این منظور، سه نمونه منشوری تحت بارگذاری فشاری قرار گرفتند و مدول الاستیسیته بر اساس شیب منحنی تنش-کرنش در ناحیه خطی و تا 40 درصد تنش نهایی، مطابق با روش توصیه‌شده در Eurocode 2، محاسبه گردید. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده، مقدار مدول الاستیسیته برابر با $38/91$ گیگاپاسکال به دست آمد. این مقدار با مقادیر پیش‌بینی‌شده توسط روابط تجربی ارائه‌شده برای بتن‌های با مقاومت بالا و HPFRCC تطابق قابل قبولی دارد و بدین ترتیب، صحت نتایج آزمایشگاهی تأیید می‌شود.



شکل ۶: منحنی ایده‌آل تنش-کرنش فشاری.



شکل ۵: نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایش خمش.

Figure 6: Idealized compressive stress-strain curve.

Figure 5: Load-displacement curves of the flexural test.

۲-۲- مطالعه عددی

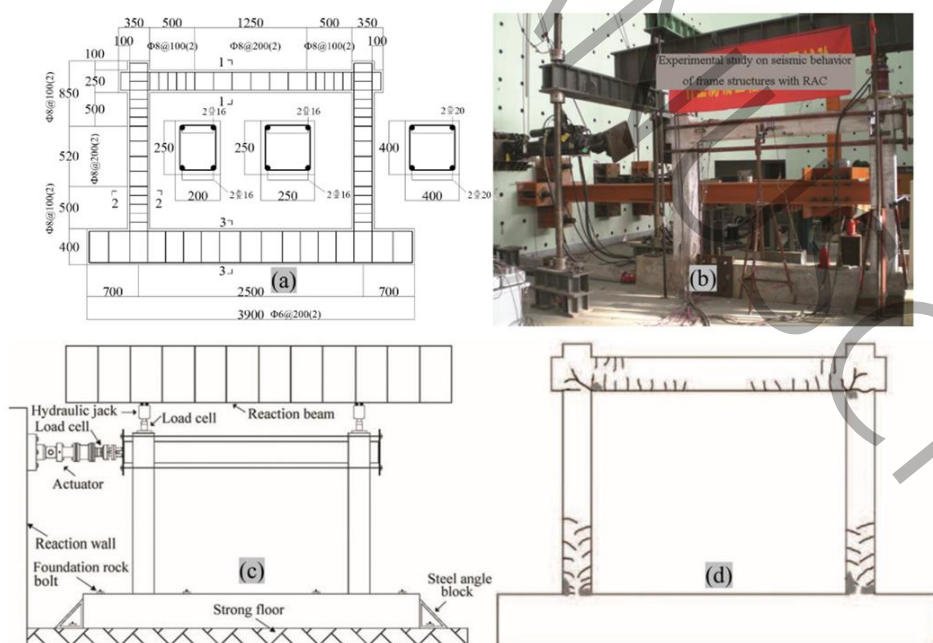
در این پژوهش، تحلیل عددی و مطالعه پارامتریک با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس انجام شد. در گام نخست، به منظور ارزیابی دقت مدل عددی، یک قاب بتن‌آرمه که نتایج آزمایشگاهی آن در مرجع [۵۸] گزارش شده است در محیط نرم‌افزار مدل‌سازی شد و پاسخ‌های به‌دست‌آمده از تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید تا صحت مدل مورد تأیید قرار گیرد. این فرایند تحت شرایط بارگذاری چرخه‌ای انجام شد تا توانایی مدل در پیش‌بینی رفتار قاب تحت بارهای رفت و برگشتی نیز مورد ارزیابی قرار گیرد.

در مرحله بعد، ورقه‌های کامپوزیت سیمانی الیافی مورد استفاده در این تحقیق نیز به صورت عددی شبیه‌سازی شدند و نتایج حاصل از مدل‌سازی با داده‌های آزمایشگاهی موجود مقایسه گردید تا دقت مدل در بازنمایی رفتار مکانیکی این مصالح بررسی و تأیید شود. پس از اعتبارسنجی مدل عددی، رفتار قاب بتن‌آرمه تقویت‌شده با ورقه‌های HPFRCC تحت بارگذاری چرخه‌ای در قالب یک مطالعه پارامتریک مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش، تأثیر پارامترهای مختلفی از جمله ضخامت‌های متفاوت ورقه‌های تقویتی، تعداد میلگردهای پلیمری تقویت‌شده با الیاف شیشه و همچنین قطرهای مختلف این میلگردها بر عملکرد سازه‌ای قاب تحلیل و ارزیابی شد.

۲-۲-۱- صحت‌سنجی قاب بتن مسلح

در این بخش، به منظور ارزیابی صحت و دقت مدل عددی، یک قاب بتن‌آرمه که نتایج آزمایشگاهی آن در مرجع [۵۸] گزارش شده است در محیط نرم‌افزار مدل‌سازی شد. مشخصات هندسی قاب مورد مطالعه و شرایط اعمال بارگذاری در آزمایش مربوطه در شکل ۷ ارائه شده است. مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در این قاب برابر با ۳۰ مگاپاسکال گزارش شده است. همچنین مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد طولی به ترتیب برابر با ۴۷۸ و ۶۲۰/۹ مگاپاسکال می‌باشد.

به منظور بررسی میزان دقت مدل عددی، تحلیل حساسیت نسبت به اندازه‌های انجام گرفت و نتایج حاصل در جدول ۲ ارائه شده است. مقایسه نتایج نشان داد که استفاده از اندازه‌های ۸۰ میلی‌متر بیشترین تطابق را بین نیروی بیشینه حاصل از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی فراهم می‌کند.



شکل ۷: قاب مرجع [۵۸].

Figure 7: Reference frame [58].

در مدل سازی عددی نمونه آزمایشگاهی، از المان های حجمی سه بعدی هشت گرهی با انتگرال گیری کاهشی (C3D8R) برای شبیه سازی بتن و ورق های HPFRCC استفاده شد. این المان ها دارای ۲۴ درجه آزادی بوده و به دلیل سازگاری با مدل پلاستیسیته آسیب دیدگی بتن (CDP) و پایداری مناسب در تحلیل های غیرخطی انتخاب شدند. میلگردهای فولادی نیز با المان های خربایی سه بعدی دو گرهی مدل سازی گردیدند. تحلیل های غیرخطی چرخه ای با فعال سازی تغییر شکل های بزرگ و با استفاده از حل گر نیوتن-رافسون در محیط Abaqus انجام شد؛ به گونه ای که تعداد تکرارهای تعادل برای هر گام بارگذاری برابر مقدار پیش فرض نرم افزار (۲۵ تکرار) و معیار همگرایی مبتنی بر نیروی نامتعادل با در نظر گرفتن $\text{Residual force tolerance} = 0.005$ و $\text{Scaling factor} = 1.0$ تنظیم گردید تا امکان بازتولید دقیق نتایج فراهم شود. رفتار مکانیکی بتن بر اساس روابط تنش-کرنش ارائه شده در استاندارد Eurocode 2 تعریف شد و برای شبیه سازی رفتار غیرخطی، روند آسیب و گسیختگی بتن، مدل آسیب پلاستیسیته بتن (Concrete Damage Plasticity) مورد استفاده قرار گرفت. پارامترهای این مدل در جدول ۳ ارائه شده اند.

جدول ۲: نتایج تحلیل حساسیت اندازه مش برای قاب بتن مسلح.

Table 2: Mesh-size sensitivity analysis results for the reinforced concrete frame.

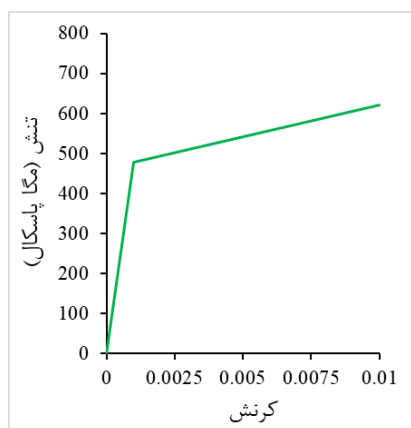
نام ترکیب	اندازه مش (سانتی متر)	خطا (%) برای نیروی بیشینه نسبت مدل ۳
۱	۱۵	۱۳/۰۹
۲	۱۰	۴/۱۵
۳	۸	۰
۴	۵	۰/۱۲
۵	۲	۰/۱۰

جدول ۳: پارامترهای مدل خرابی پلاستیک بتن.

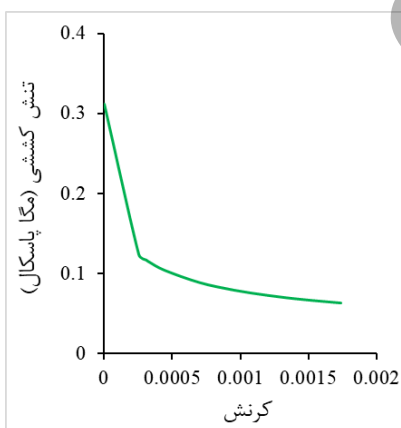
Table 3. Concrete damaged plasticity model parameters.

viscosity	Shape factor (Kc)	Stress ratio (σ_b / σ_c)	Eccentricity (ϵ)	Dilation angle (ψ) (degree)
۰/۰۰۱	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۳۰

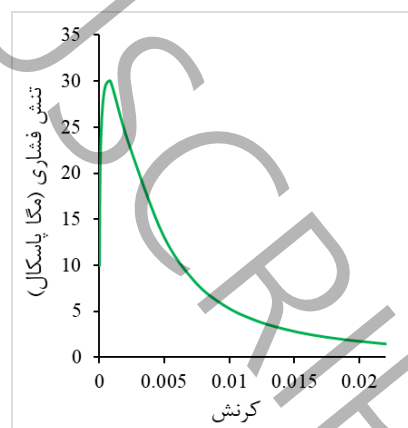
مطابق شکل ۸ برای رفتار غیر خطی فشاری بتن از رابطه پیشنهادی پوپوویچ اصلاح شده بر اساس مرجع [۵۹] و برای رفتار کششی بتن از رابطه بلاریبی و اچ سو بر اساس مرجع [۶۰] استفاده شد که در شکل ۹ ارائه شده است. نمودار تنش-کرنش میلگرد فولادی در شکل ۱۰ آمده است.



شکل ۱۰: نمودار تنش-کرنش میلگرد فولادی.



شکل ۹: نمودار تنش-کرنش کششی بتن.



شکل ۸: نمودار تنش-کرنش فشاری بتن.

Figure 10: Stress-strain curve of steel

Figure 9: Tensile stress-strain

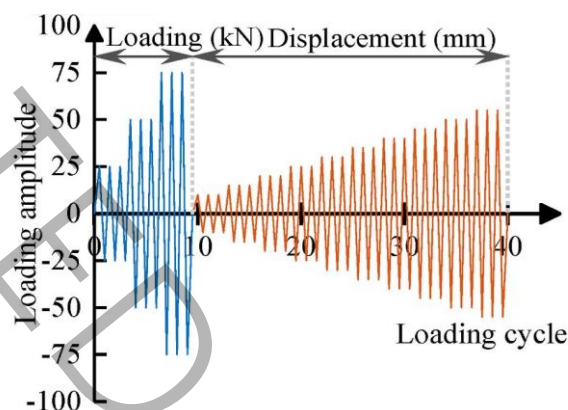
Figure 8: Compressive stress-strain

reinforcement.

curve of concrete.

curve of concrete.

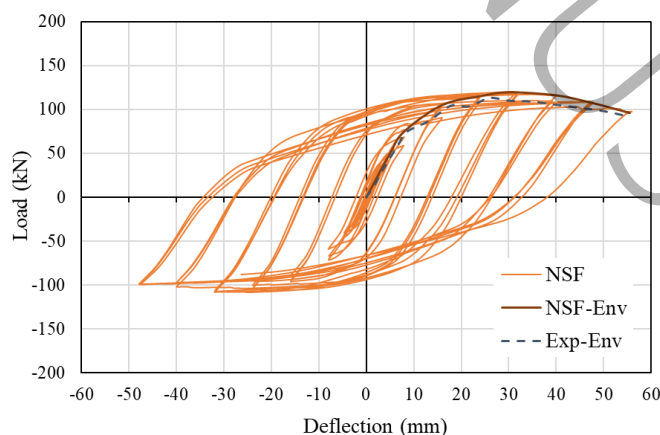
در شکل ۱۱ نمودار بارگذاری قاب را می‌توان مشاهده نمود. نتایج حاصل از مقایسه پاسخ مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی قاب بتن‌آرمه در شکل ۱۲ ارائه شده است. بررسی منحنی‌های نیرو-تغییرمکان نشان می‌دهد که مدل عددی علاوه بر بازتولید مناسب روند کلی پاسخ سازه، قادر به پیش‌بینی قابل قبول سختی اولیه، بار بیشینه و رفتار پس از اوج نیز بوده است. به‌طوری‌که بار بیشینه در مطالعه آزمایشگاهی (Exp-Env) برابر با ۱۱۳ کیلونیوتن و بار بیشینه مدل عددی (NSF-Env) برابر با ۱۱۹/۵ کیلونیوتن به دست آمد. اختلاف نسبی این دو مقدار حدود ۵/۷ درصد است که بیانگر انطباق مناسب مدل عددی با رفتار واقعی قاب بتن‌آرمه و قابلیت آن در پیش‌بینی پاسخ غیرخطی سازه تحت بارگذاری جانبی است.



شکل ۱۱: نمودار بارگذاری چرخه‌ای جانبی [۵۸].

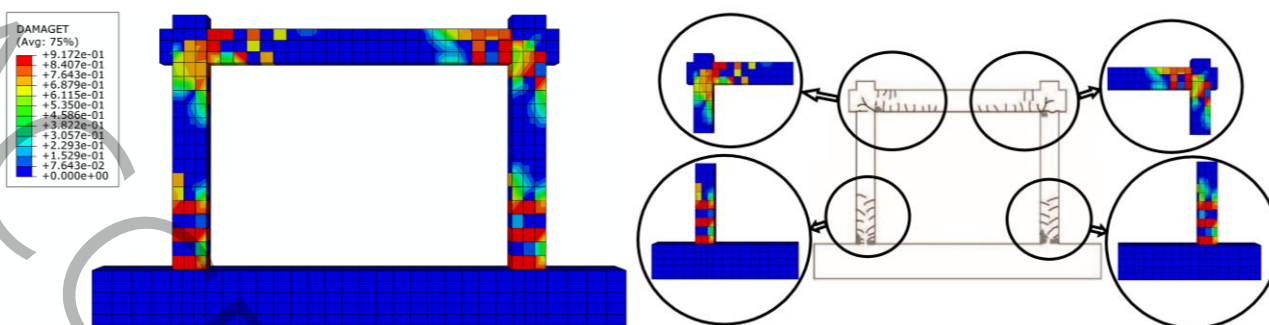
Figure 11: Lateral cyclic loading protocol [58].

شکل ۱۳ مقایسه الگوی خرابی مشاهده‌شده در نمونه آزمایشگاهی با نتایج مدل عددی را نشان می‌دهد. تصویر مرکزی مربوط به الگوی ترک‌خوردگی ثبت‌شده در آزمایش بوده و تصاویر بزرگ‌نمایی‌شده اطراف، کانتورهای خرابی متناظر در مدل عددی را در نواحی بحرانی شامل اتصال تیر-ستون و پای ستون نمایش می‌دهند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، محل تمرکز آسیب و نواحی بحرانی پیش‌بینی‌شده توسط مدل عددی با الگوی ترک‌خوردگی نمونه آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارد که بیانگر توانایی مدل در بازتولید مکانیزم خرابی و توزیع آسیب در قاب بتن‌آرمه است.



شکل ۱۲: مقایسه نمودارهای نیرو-تغییرمکان.

Figure 12: Comparison of force-displacement curves.



شکل ۱۳: خسارت کششی بتن در دهمین چرخه و مقایسه با قاب آزمایشگاهی.

Figure 13: Tensile damage of concrete in the tenth cycle and comparison with the experimental frame.

۲-۲-۲- صحت‌سنجی ورقه HPFRCC

رفتار غیرخطی کامپوزیت HPFRCC که بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام‌شده در بخش نخست این پژوهش به‌دست آمده است، در شکل‌های ۴ و ۶ ارائه شده و به‌عنوان ورودی رفتاری در مدل‌سازی عددی ورقه‌های تقویتی مورد استفاده قرار گرفته است. این روابط برای شبیه‌سازی عملکرد خمشی اعضای بتن‌آرمه تقویت‌شده در مدل اجزای محدود به کار گرفته شدند.

به منظور تعریف رفتار کششی HPFRCC در مدل عددی، سه نمونه از مخلوط منتخب W20 تحت آزمون کشش مستقیم قرار گرفت. سپس مقادیر تنش و کرنش متناظر با اولین ترک و همچنین تنش و کرنش متناظر با نقطه اوج از میانگین نتایج سه آزمایش استخراج شد. در ادامه، با استفاده از این نقاط شاخص و با حفظ روند کلی پاسخ‌های آزمایشگاهی، منحنی تنش-کرنش ایده‌آل به صورت یک منحنی چندخطی تدوین و به عنوان ورودی مدل عددی مورد استفاده قرار گرفت. این رویکرد به منظور کاهش اثر پراکندگی ذاتی نتایج آزمایشگاهی و تعریف یک رفتار نماینده برای مصالح در تحلیل‌های عددی اتخاذ شد.

از سوی دیگر، با توجه به اینکه رفتار مکانیکی میلگردهای GFRP به‌صورت الاستیک خطی فرض می‌شود، تعریف مدول الاستیسیته برای مدل‌سازی آن‌ها کافی است. بر اساس نتایج حاصل از آزمون کشش مستقیم، مدول الاستیسیته میلگردهای GFRP برابر با ۴۵ گیگاپاسکال در نظر گرفته شد. همچنین پارامترهای مورد استفاده در مدل آسیب پلاستیسیته کامپوزیت سیمانی در جدول ۴ ارائه شده‌اند. زاویه اتساع بتن معمولی مطابق جدول ۳ برابر ۳۰ درجه در نظر گرفته شده است. با این حال، مطالعات تجربی گزارش‌شده در مرجع [۱۲] نشان می‌دهد که کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC) به دلیل رفتار شبه‌چقرمه، توسعه میکروتَرَک‌های کنترل‌شده و ظرفیت اتساع حجمی بیشتر نسبت به بتن معمولی، زاویه اتساع بالاتری از خود نشان می‌دهند. بر اساس نتایج ارائه‌شده در مراجع [۱۲، ۵۷]، مقدار ۵۵ درجه برای زاویه اتساع HPFRCC در جدول ۴ لحاظ شده است.

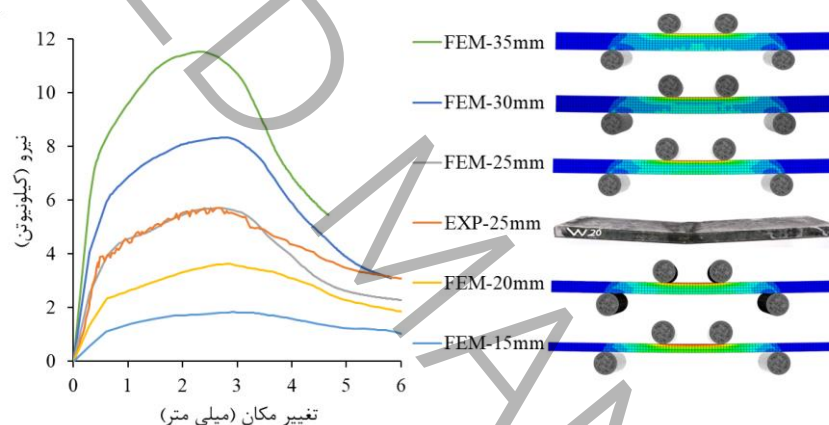
سایر پارامترهای مدل Concrete Damage Plasticity شامل نسبت تنش دوماحوره به تک‌محوره (σ_{b0}/σ_{c0})، ضریب شکل سطح تسلیم (Kc) و پارامتر ویسکوزیته نیز بر اساس مقادیر متداول و توصیه‌شده در مراجع [۱۲، ۵۷] مربوط به مدل‌سازی مصالح سیمانی و کامپوزیت‌های سیمانی الیافی انتخاب شدند. مقدار نسبت تنش دوماحوره به تک‌محوره برابر ۱/۱، پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک برابر ۰/۱ و ضریب شکل برابر ۰/۶۶ از جمله مقادیر متعارف مورد استفاده در مدل CDP بوده و به‌طور گسترده در مطالعات عددی گزارش شده‌اند. همچنین مقدار بسیار کوچک ویسکوزیته برابر ۰/۰۰۵ به منظور بهبود همگرایی محاسبات عددی و بدون ایجاد تأثیر محسوس بر پاسخ شبه‌استاتیکی مدل در نظر گرفته شد.

جدول ۴: پارامترهای مدل خرابی پلاستیک HPFRCC.

viscosity	Shape factor (Kc)	Stress ratio (σ_{b0}/σ_{c0})	Eccentricity (ϵ)	Dilation angle (ψ) (degree)
۰/۰۰۰۵	۰/۶۶	۱/۱	۰/۱	۵۵

در این بخش، ترکیب W20 به عنوان ماده مورد استفاده برای ساخت ورقه‌های تقویتی انتخاب و مورد بررسی قرار گرفت. به منظور ارزیابی رفتار این ترکیب، نمودار نیرو-تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس در کنار نتایج آزمایش خمش چهار نقطه‌ای نمونه W20 با ابعاد $500 \times 125 \times 25$ میلی‌متر در شکل ۱۴ ارائه شده است. بر اساس نتایج، نیروی بیشینه ثبت شده در آزمایش بارگذاری یکنواخت برابر با $5/42$ کیلونیوتن بوده، در حالی که مقدار متناظر به دست آمده از مدل عددی حدود $5/39$ کیلونیوتن گزارش شده است که نشان‌دهنده تطابق قابل قبول میان نتایج آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی می‌باشد.

علاوه بر این، اثر ضخامت ورقه‌های کامپوزیتی نیز در تحلیل عددی بررسی شده است. در این راستا، ورقه‌هایی با طول ثابت 500 میلی‌متر و ضخامت‌های مختلف شامل 15 ، 20 ، 25 ، 30 و 35 میلی‌متر مدل‌سازی شده‌اند و نتایج حاصل از تحلیل آنها در شکل ۱۴ ارائه شده است. لازم به ذکر است که بررسی این ضخامت‌ها در مرحله صحت‌سنجی با هدف ارزیابی دقت مدل عددی و شناخت روند تغییرات رفتار خمشی ورق انجام شده است. با این حال، در ادامه پژوهش و در تحلیل قاب‌های بتن مسلح، تنها ضخامت‌های منتخب 25 و 35 میلی‌متر مورد استفاده قرار گرفتند؛ انتخاب این ضخامت‌ها بر اساس یافته‌های مطالعات پیشین نویسندگان و با هدف ایجاد تعادل میان افزایش مقاومت جانبی، شکل‌پذیری و جلوگیری از شکست زودرس صورت گرفته است. بدیهی است که انجام یک مطالعه پارامتریک گسترده‌تر با استفاده از طیف کامل ضخامت‌ها می‌تواند دید جامع‌تری ارائه دهد و این موضوع می‌تواند موضوع مطالعات آینده باشد.



شکل ۱۴: نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایش خمش ورقه 500 میلی‌متری به همراه مدل‌سازی عددی.

Figure 14: Load-displacement curve of the 500-mm sheet flexural test and numerical simulation.

۳-۲-۲- مدل‌سازی عددی قاب‌های تقویت شده

در این بخش، تحلیل عددی قاب‌های بتن‌آرمه تقویت شده انجام شده است. مطابق جدول ۵، مشخصات میلگردهای پلیمری و ضخامت ورقه‌های تقویتی به عنوان متغیرهای اصلی در نظر گرفته شدند تا رفتار قاب‌ها در شرایط مختلف مورد ارزیابی قرار گیرد. در مطالعه مرجع [۲۸]، ژاکت بتن فوق‌توانمند با ارتفاع 400 میلی‌متر به گونه‌ای طراحی شده است که ضمن پوشش کامل ناحیه مفصل پلاستیک، الزامات حداقل طول مفصل پلاستیک 150 میلی‌متری مندرج در مقررات لرزه‌ای را نیز برآورده سازد. همچنین، مطابق با توصیه‌های ارائه شده در دستورالعمل [۲۹] ACI 440.2R-17، در نواحی مفصل پلاستیک، طول ناحیه محصورشدگی FRP باید به گونه‌ای انتخاب شود که الزامات حداقل طول ناحیه بحرانی عضو را مطابق مقررات لرزه‌ای تأمین کند. بر این اساس با توجه به ابعاد کوچک‌تر نمونه‌های مورد بررسی در پژوهش حاضر (مقطع 250×250 میلی‌متر)، ارتفاع ناحیه تقویت برابر با 400 میلی‌متر انتخاب شد تا پوشش مناسبی برای ناحیه بحرانی پای ستون و محل تشکیل مفصل پلاستیک فراهم شود. قاب‌های تقویت شده با شناسه‌هایی نام‌گذاری شده‌اند که به همراه جزئیات مدل عددی قاب‌های تقویت شده در شکل ۱۵ ارائه شده است.

با توجه به پیچیدگی مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح HPFRCC و اندرکنش تماس بین لایه تقویتی و بتن موجود، صحت‌سنجی مدل عددی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این پژوهش، چارچوب مدل‌سازی بر اساس رویکرد ارائه شده در مرجع

[۱۲] توسعه داده شد. لازم به ذکر است که در مرجع [۱۲]، مدل عددی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی دو مطالعه مستقل صحت‌سنجی شده است و از این رو به عنوان مبنای قابل اعتماد برای توسعه مدل عددی در تحقیق حاضر مورد استفاده قرار گرفت. همچنین باید اشاره کرد که به دلیل نوآوری در به‌کارگیری HPFRCC برای تقویت ناحیه پای ستون قاب‌های بتن‌آرمه در پیکربندی‌های مورد بررسی، داده‌های آزمایشگاهی مشابه که تمامی جزئیات لازم برای صحت‌سنجی مستقیم چنین مدل‌هایی را فراهم کنند، در ادبیات فنی محدود است. با این وجود، تطابق مناسب روند رفتار و مقادیر ظرفیت به‌دست‌آمده در تحلیل‌های عددی با نتایج گزارش‌شده در مطالعات پیشین، بیانگر قابلیت مناسب مدل در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سیستم مورد مطالعه است.

در پژوهش حاضر، با استناد به مراجع [۱۲، ۳۶، ۵۷]، فرض اتصال کامل بین بتن موجود و لایه HPFRCC در نظر گرفته شد و این شرط در مدل عددی با استفاده از قید «Tie» در سطح تماس اعمال گردید. در سیستم تقویتی پیشنهادی، اتصال لایه HPFRCC به بتن موجود از طریق استفاده همزمان از چسب اپوکسی و رول‌بولت‌ها تأمین می‌شود که انتقال مناسب نیرو در سطح مشترک را فراهم کرده و احتمال لغزش یا جدایش را به حداقل می‌رساند. علاوه بر این، مرجع [۳۶] با انجام آزمون‌های چسبندگی، عملکرد مناسب این سیستم اتصال را تأیید کرده‌است. از این رو، فرض اتصال کامل بین بتن موجود و لایه HPFRCC در مدل‌سازی عددی پژوهش حاضر قابل توجیه و منطبق با شواهد تجربی موجود در نظر گرفته شد.

برای مدل‌سازی میلگردهای GFRP درون ورق HPFRCC و نیز اتصال آن‌ها به بتن فونداسیون، از قید Embedded Region در محیط Abaqus استفاده شد؛ به‌گونه‌ای که میلگردها به‌صورت کامل در ماتریس HPFRCC و بتن فونداسیون مقید شده و انتقال تنش بین آن‌ها به‌صورت یکپارچه در نظر گرفته می‌شود. به‌منظور مقایسه دقیق قاب‌های تقویت‌شده با قاب مرجع (NSF)، تمامی مدل‌ها تا رسیدن به بیشینه تغییرمکان ثبت‌شده در نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند. در تحلیل عددی قاب‌های بتن‌آرمه، متغیرهای اصلی شامل ضخامت ورقه تقویتی، تعداد و قطر میلگردهای GFRP تعبیه‌شده در ورقه‌ها و همچنین طول ورقه‌های تقویتی در ناحیه پای ستون قاب در نظر گرفته شده است. ورقه‌های تقویتی در ناحیه بحرانی اتصال پای ستون به فونداسیون نصب شده‌اند تا تأثیر آن‌ها بر بهبود رفتار لرزه‌ای قاب مورد بررسی قرار گیرد. در این راستا، طول ورقه‌های تقویتی در ناحیه پای ستون به‌صورت پارامتریک تغییر داده شده است تا میزان تأثیر طول ناحیه تقویت بر ظرفیت باربری، سختی و شکل‌پذیری قاب ارزیابی شود.

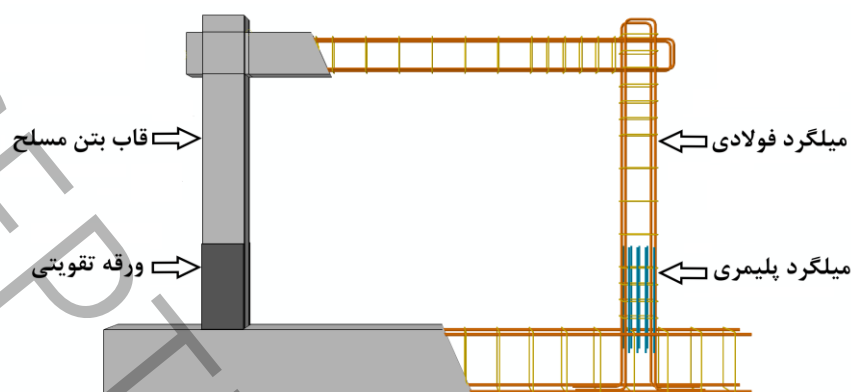
در تمامی مدل‌ها، ابعاد هندسی قاب، مشخصات مصالح و سایر ویژگی‌های سازه ثابت در نظر گرفته شده‌اند و تنها پارامترهای مرتبط با سیستم تقویتی تغییر داده شده‌اند. بررسی عملکرد قاب‌های بتن‌آرمه با ضخامت‌های مختلف ورقه تقویتی، با در نظر گرفتن امکان جانمایی مناسب میلگردها در داخل ورقه، از اهداف اصلی این مطالعه محسوب می‌شود. با این حال، استفاده از ضخامت‌های کمتر از ۲۰ میلی‌متر امکان تأمین پوشش مناسب برای میلگردها را فراهم نمی‌کند، به‌ویژه در مورد میلگردهای GFRP با قطرهای ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر. از سوی دیگر، در مطالعات پیشین [۵، ۵۲، ۶۱-۶۷] ساخت ورقه‌های کامپوزیتی با ضخامت بیش از ۵۰ میلی‌متر گزارش نشده است. بنابراین، در پژوهش حاضر ورقه‌های تقویتی با دو ضخامت ۲۵ و ۳۵ میلی‌متر برای تقویت پای ستون قاب بتن‌آرمه مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

جدول ۵: نام‌گذاری قاب‌ها به همراه مشخصات ورقه‌های تقویتی.

Table 5: Frame designations and specifications of the strengthening sheets.

نام اختصاری قاب‌ها	ضخامت ورقه تقویتی (میلی‌متر)	تعداد میلگرد GFRP	قطر میلگرد GFRP (میلی‌متر)
NSF	-	-	-
T25N3G10	۲۵	۳	۱۰
T25N3G12	۲۵	۳	۱۲
T25N4G10	۲۵	۴	۱۰
T25N4G12	۲۵	۴	۱۲
T35N3G10	۳۵	۳	۱۰
T35N3G12	۳۵	۳	۱۲

۱۰	۴	۳۵	T35N4G10
۱۲	۴	۳۵	T35N4G12



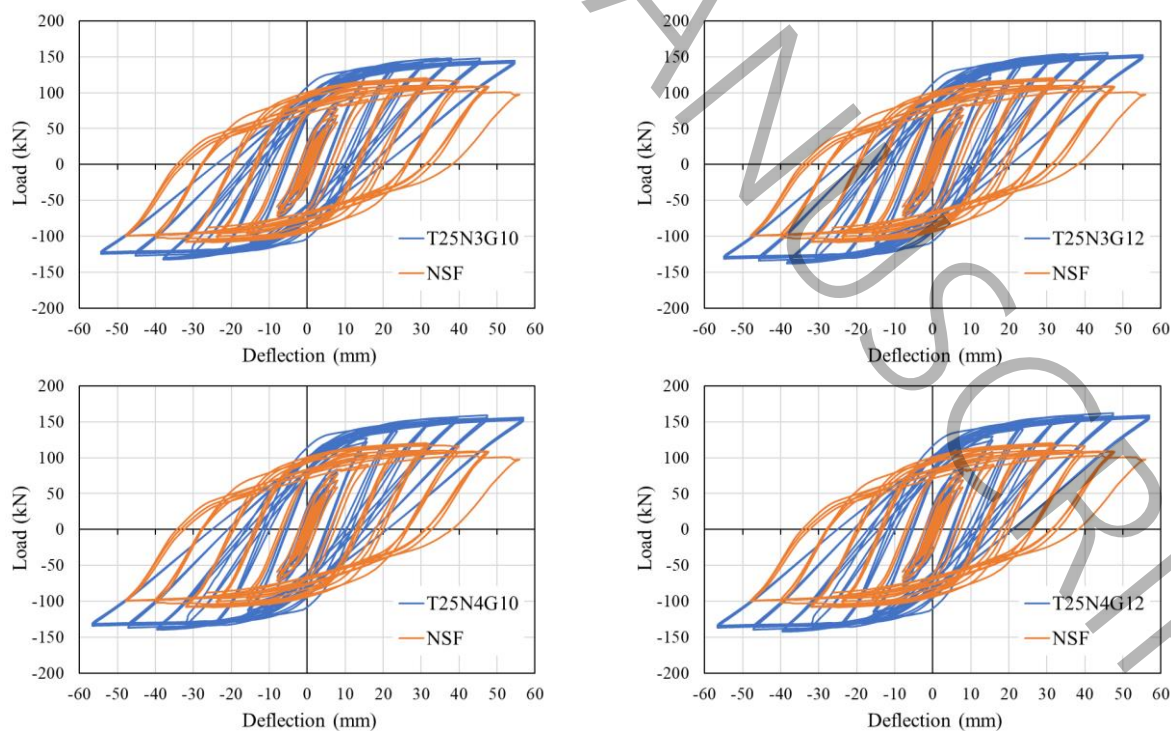
شکل ۱۵: جزئیات مدل عددی قاب‌های تقویت شده.

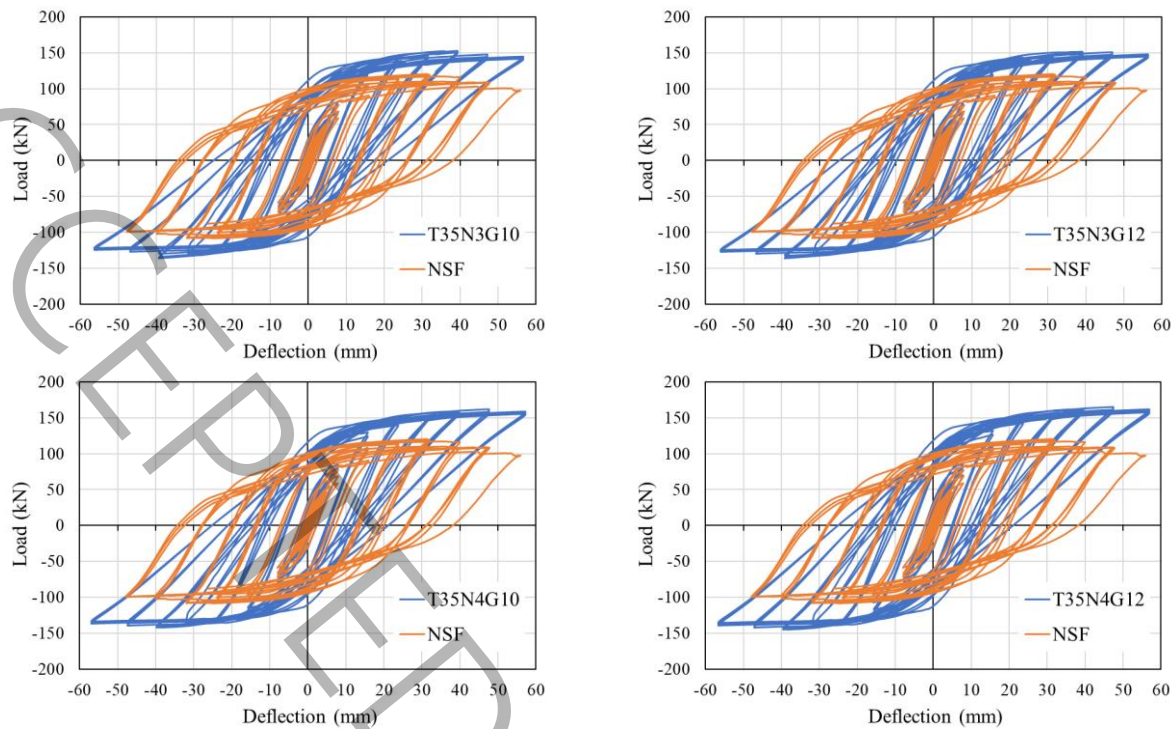
Figure 15: Details of the numerical model of the strengthened frames.

۲-۴- نتایج مدل‌سازی عددی قاب‌های تقویت شده

۲-۴-۱- ظرفیت باربری

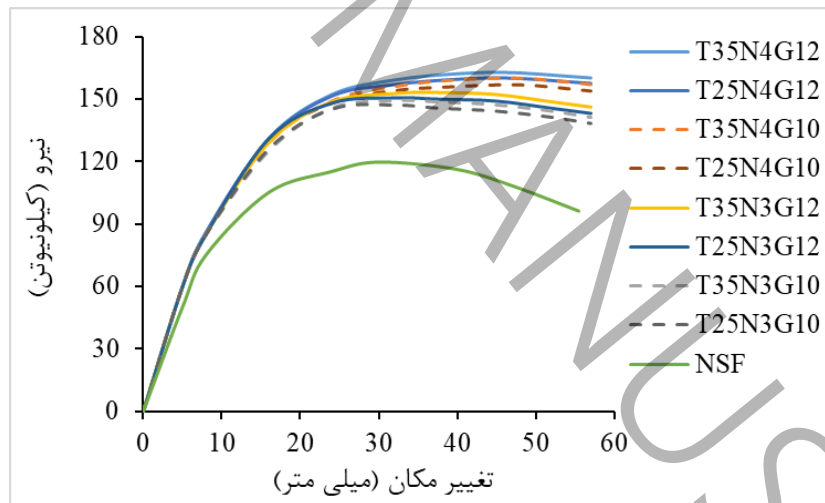
پس از انجام مدل‌سازی عددی قاب‌ها، نتایج به صورت نمودارهای نیرو-تغییرمکان در شکل ۱۶ ارائه شده است. همچنین نتایج مربوط به قاب بدون تقویت (NSF) نیز به منظور مقایسه نمایش داده شده‌اند. در شکل ۱۷، نمودارهای پوش نیرو در برابر تغییرمکان قاب‌های مدل‌سازی شده ارائه شده است.





شکل ۱۶: نمودارهای نیرو-تغییر مکان برای قاب‌ها.

Figure 16: Load-displacement curves of the frames.



شکل ۱۷: مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان قاب‌ها و قاب مرجع.

Figure 17: Comparison of load-displacement curves for the strengthened and reference frames.

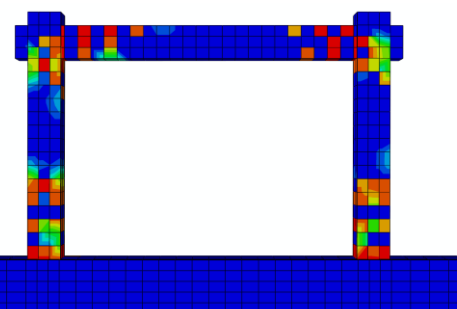
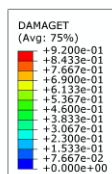
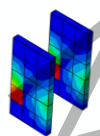
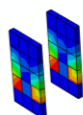
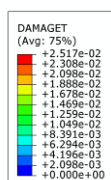
مقایسه ظرفیت باربری بیشینه قاب مرجع (NSF) با نمونه‌های تقویت‌شده (جدول ۶) بیانگر افزایش قابل توجه توان باربری در تمامی حالات تقویت است. بیشترین ظرفیت باربری مربوط به نمونه T35N4G12 با مقدار $162/5 \text{ kN}$ به دست آمد که نسبت به قاب مرجع رشد حدود ۳۶ درصدی را نشان می‌دهد. این افزایش بیانگر تأثیر هم‌زمان سه عامل مهم است: افزایش ضخامت ورق HPFRCC، افزایش تعداد میلگردهای GFRP از ۳ به ۴ عدد و افزایش قطر میلگرد از ۱۰ به ۱۲ میلی‌متر. در شکل ۱۸ خسارت کششی سه قاب T35N4G12، T35N4G10 و T25N4G12 به همراه خسارت کششی ورق‌های تقویتی در دهمین چرخه به‌عنوان نمونه برای مقایسه آمده است.

نتایج تحلیل عددی قاب‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده با ورقه‌های HPFRCC مسلح به میلگردهای GFRP نشان می‌دهد که بهبود رفتار سازه در برابر بارگذاری چرخه‌ای تحت تأثیر پارامترهایی همچون ضخامت ورقه تقویتی و نیز تعداد و قطر میلگردهای پلیمری قرار دارد. مقایسه مدل‌های مختلف نشان می‌دهد که افزایش ضخامت ورق از ۲۵ به ۳۵ میلی‌متر به‌طور میانگین حدود ۲ درصد، افزایش تعداد میلگردهای پلیمری از ۳ به ۴ عدد حدود ۷ درصد، و افزایش قطر میلگرد از ۱۰ به ۱۲ میلی‌متر حدود ۲/۴ درصد موجب افزایش ظرفیت باربری قاب‌ها می‌شود. با این حال، افزایش ۳۶ درصدی ظرفیت باربری در نمونه T35N4G12 نسبت به قاب مرجع تنها ناشی از اثر مستقل این پارامترها نیست، بلکه حاصل اثر تجمعی و هم‌افزای تغییر هم‌زمان ضخامت، تعداد و قطر میلگردهای پلیمری است.

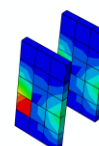
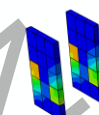
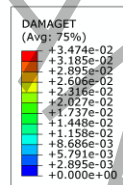
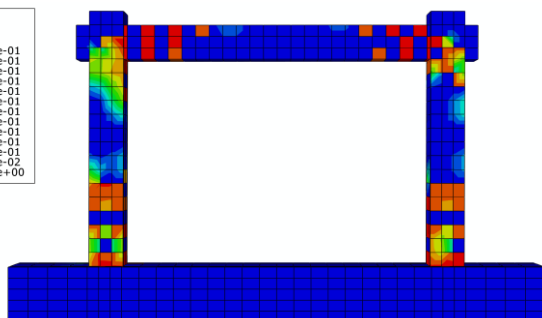
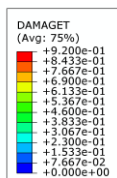
جدول ۶: نیروی بیشینه هر قاب (کیلو نیوتن).

Table 6: Maximum lateral force of each frame (kN).

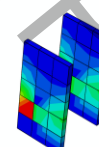
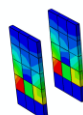
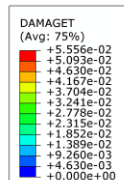
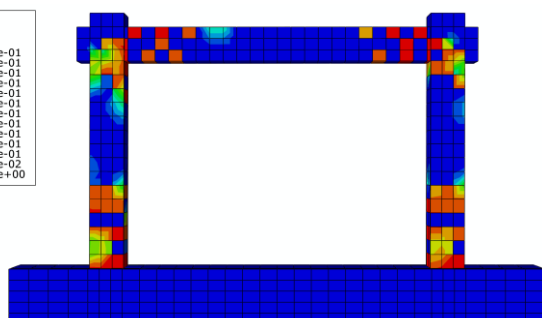
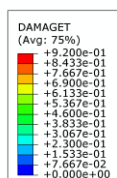
T35N4G12	T25N4G12	T35N4G10	T25N4G10	T35N3G12	T25N3G12	T35N3G10	T25N3G10	NSF	نامگذاری قاب
۱۶۲/۵	۱۶۰/۱	۱۶۰	۱۵۶/۸	۱۵۳	۱۴۹/۹	۱۴۸/۵	۱۴۵/۵	۱۱۹/۵	نیروی بیشینه



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۸: خسارت کششی به همراه خسارت کششی ورقه در دهمین چرخه برای قاب‌های الف) T35N4G12 ب) T35N4G10 ج) T25N4G12.

Figure 18: Tensile damage in concrete and strengthening sheets at the tenth cycle for the frames: (a) T35N4G12, (b) T35N4G10, and (c) T25N4G12.

بررسی الگوی آسیب و توزیع تنش در مدل‌های عددی نشان داد که در قاب مرجع، خرابی عمدتاً با لهیدگی بتن در پای ستون و گسترش ترک‌های خمشی-برشی در ناحیه اتصال تیر-ستون رخ می‌دهد. توزیع خسارت کششی در این قاب بیانگر تمرکز شدید آسیب در ناحیه بحرانی و کاهش سریع سختی پس از آغاز ترک‌خوردگی است. در نمونه‌های تقویت‌شده با ورقه HPFRCC مسلح به میلگردهای GFRP در پای ستون، شدت و تمرکز آسیب در این ناحیه به‌طور محسوسی کاهش یافته و گسترش ترک‌ها محدودتر شده است. ورقه HPFRCC بخشی از تنش‌های کششی و برشی را جذب کرده و با ایجاد مسیر باربری مکمل، از لهیدگی زود هنگام بتن جلوگیری می‌کند. این رفتار در الگوهای خسارت کششی به‌صورت کاهش نواحی با آسیب بالا در پای ستون و توزیع یکنواخت‌تر آسیب در طول ورقه تقویتی قابل مشاهده است. تسلیم میلگردهای فولادی ستون پیش از وقوع شکست ترد کامپوزیت رخ نداده و خرابی غالب به‌صورت خردشدگی تدریجی HPFRCC و گسترش کنترل‌شده ترک‌ها مشاهده شده است. این تغییر در مکانیزم شکست نشان می‌دهد که سیستم HPFRCC-GFRP علاوه بر افزایش ظرفیت، موجب بهبود پایداری و کنترل آسیب در ناحیه بحرانی می‌شود. میلگردهای GFRP تعبیه‌شده در ورقه نیز به مقاومت نهایی خود نرسیده‌اند و در تمام مراحل بارگذاری چرخه‌ای فعال باقی مانده‌اند.

۲-۴-۲- ظرفیت جذب انرژی

تحلیل مقادیر جذب انرژی (جدول ۷) نیز نشان داد که ورق‌های HPFRCC قادرند شکل‌پذیری مؤثر و اتلاف انرژی قابل توجهی به قاب اضافه کنند. در حالی که قاب مرجع تنها ۵۴۴۵ ژول جذب انرژی داشته است، نمونه T35N4G12 مقدار ۷۶۴۵ ژول را ثبت کرد که برابر با افزایش ۴۰ درصدی نسبت به قاب بدون تقویت است. مشاهده روند صعودی در میان نمونه‌های تقویت‌شده نشان می‌دهد که افزایش ضخامت ورق از ۲۵ به ۳۵ میلی‌متر به‌طور میانگین حدود ۷ تا ۱۰ درصد ظرفیت جذب انرژی را افزایش می‌دهد. همچنین استفاده از میلگردهای با قطر ۱۲ میلی‌متر در مقایسه با ۱۰ میلی‌متر تأثیر آشکاری در افزایش سختی اولیه، جلوگیری از تمرکز تنش در پای ستون، و دیرتر آغاز شدن ترک‌های کششی دارد.

جدول ۷: ظرفیت جذب انرژی (ژول) برای هر قاب.

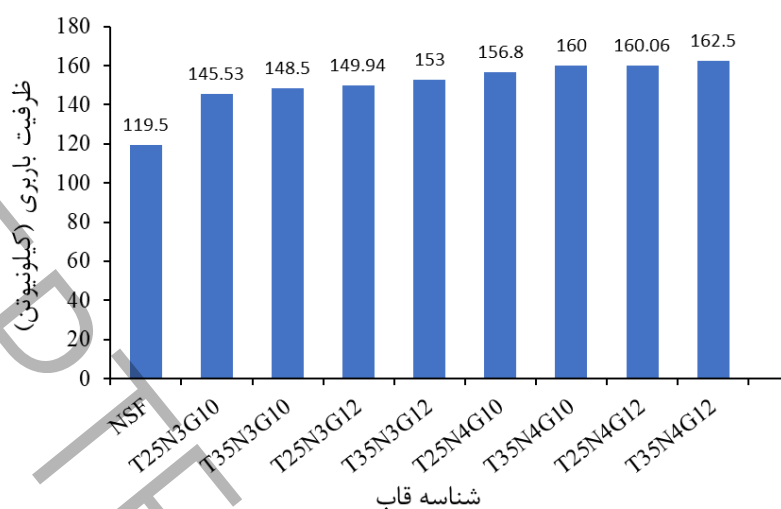
Table 7: Energy absorption capacity of each frame (J).

نامگذاری قاب	NSF	T25N3G10	T35N3G10	T25N3G12	T35N3G12	T25N4G10	T35N4G10	T25N4G12	T35N4G12
نیروی بیشینه	۵۴۴۵/۶۳	۷۰۵۰/۳۰	۷۱۲۴/۷۵	۷۲۴۰/۸۳	۷۴۳۶/۳۸	۷۴۳۶/۶۳	۷۵۲۰	۷۵۷۴/۳۱	۷۶۴۵/۲۵

از منظر رفتار آسیب، بررسی الگوهای کرنش پلاستیک بتن و تنش در میلگرد فولادی نشان داد که حضور ورقه HPFRCC سبب محدود شدن آسیب در ناحیه بحرانی پای ستون و هدایت آن به نواحی بالاتر ستون می‌شود. این رفتار، مطابق با یافته‌های مطالعات پیشین درباره مصالح HPFRCC، ناشی از سختی کششی بالا، ظرفیت کرنش‌پذیری، و توسعه ریزترک‌های متعدد پیش از گسیختگی است. نمونه‌های دارای ورقه ضخیم‌تر (۳۵ میلی‌متر) توزیع تنش یکنواخت‌تری در ناحیه پی ایجاد کردند که با کاهش تمرکز تنش بر روی میلگردهای فولادی اصلی همراه بود.

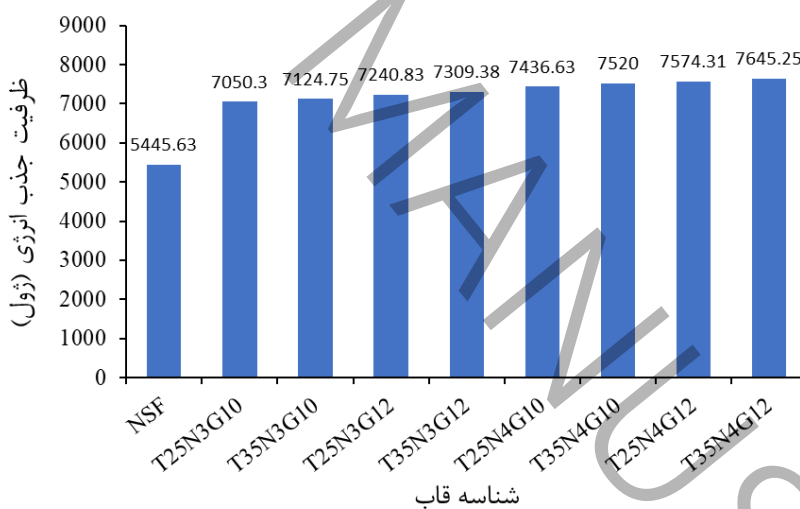
مقایسه تأثیر پارامترها نشان می‌دهد که ضخامت ورق بیشترین نقش را در افزایش ظرفیت و سختی دارد همچنین تعداد میلگرد GFRP نقش ثانویه ولی مؤثر در کنترل ترک و افزایش انرژی دارد و قطر میلگرد بیشترین تأثیر را بر تأخیر در تشکیل مفصل پلاستیک دارد. به‌طور کلی، رفتار دستگاه تحت بار چرخه‌ای نشان می‌دهد که سیستم تقویتی HPFRCC-GFRP قادر است هم‌زمان

افزایش ظرفیت، کنترل تغییرمکان، تأخیر در شروع خرابی، افزایش اتلاف انرژی، و پایداری چرخه‌ای را فراهم کند. شکل ۱۹ و شکل ۲۰ ظرفیت باربری و ظرفیت جذب انرژی را در قاب‌های تقویت شده در مقایسه با قاب مرجع نشان می‌دهد.



شکل ۱۹: ظرفیت باربری بر حسب نام اختصاری قاب‌ها.

Figure 19: Load-bearing capacity by frame designation.



شکل ۲۰: ظرفیت جذب انرژی بر حسب نام اختصاری قاب‌ها.

Figure 20: Energy absorption capacity by frame designation.

۳-۴-۲- ارزیابی کارایی تقویت با استفاده از شاخص SEI

به منظور ارزیابی کارایی سیستم تقویت HPFRCC-GFRP نسبت به مقدار مصالح مصرف شده، شاخص کارایی تقویت (Strengthening Efficiency Index) تعریف و برای تمام مدل‌ها محاسبه شد. این شاخص میزان بهبود عملکرد سازه‌ای ناشی از تقویت

¹ Strengthening Efficiency Index

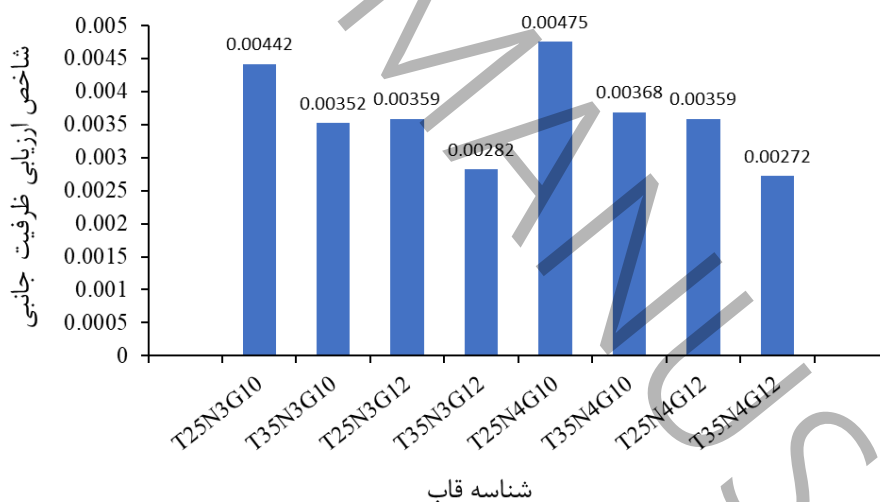
را نسبت به حجم مصالح مصرفی نشان می‌دهد و امکان مقایسه مستقیم طرح‌های مختلف را فراهم می‌کند. دو شاخص جداگانه برای ارزیابی افزایش ظرفیت جانبی و انرژی جذب‌شده تعریف شد. شاخص کارایی مبتنی بر ظرفیت به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$SEI_P = \frac{P_s - P_r}{t_{HPFRCC} \times A_{GFRP}}$$

که در آن:

P_s : ظرفیت جانبی بیشینه قاب تقویت‌شده، P_r : ظرفیت جانبی قاب مرجع، t_{HPFRCC} : ضخامت ورقه HPFRCC و A_{GFRP} : مجموع سطح مقطع میلگردهای GFRP است. این شاخص نشان می‌دهد که چه میزان افزایش ظرفیت به ازای هر واحد حجم مصالح تقویتی حاصل شده است.

با مشاهده شکل ۲۱ و مقایسه مقادیر SEI_P نشان می‌دهد که اگرچه نمونه‌های دارای ضخامت HPFRCC بیشتر (T35) و تعداد بالاتر میلگردهای GFRP معمولاً ظرفیت نهایی بیشتری تولید کرده‌اند، اما این افزایش ظرفیت متناسب با میزان افزایش مصرف مصالح نیست. بالاترین مقدار SEI_P مربوط به نمونه T25N4G10 است که با وجود ضخامت کمتر HPFRCC، بازده سازه‌ای بیشتری نسبت به نمونه‌های ضخیم‌تر ارائه داده است. نمونه T25N3G10 نیز مقدار SEI_P قابل توجهی نشان می‌دهد که بیانگر نقش مؤثر ترکیب (ضخامت کم بعلاوه‌ی تعداد محدود میلگرد GFRP) در تولید عملکرد بهینه است. در مقابل، نمونه‌های سری T35 به‌طور متوسط بین ۲۰ تا ۴۰ درصد کارایی کمتری نسبت به هم‌تایان T25 خود دارند، که دلیل آن افزایش قابل توجه حجم HPFRCC و سطح مقطع میلگردهای GFRP نسبت به میزان بهبود عملکرد است. به‌طور کلی، نتایج این بخش بیانگر آن است که افزایش ضخامت HPFRCC از ۲۵ به ۳۵ میلی‌متر لزوماً منجر به بهبود کارایی نمی‌شود و طرح‌های با ضخامت کمتر از منظر اقتصادی و فنی کارآمدتر هستند.



شکل ۲۱: شاخص ارزیابی افزایش ظرفیت جانبی بر حسب نام اختصاری قاب‌ها.

Figure 21: Lateral capacity enhancement index by frame designation.

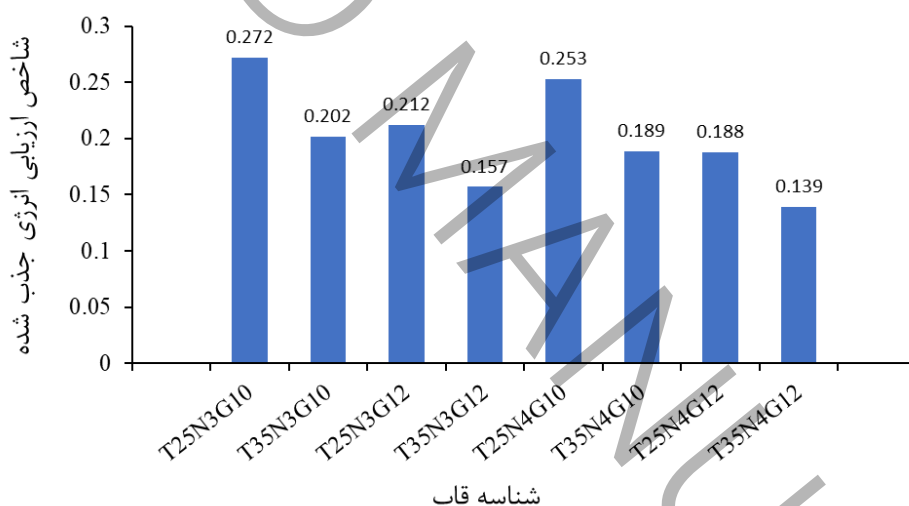
برای ارزیابی کارایی تقویت از نظر جذب انرژی، شاخص زیر تعریف شد:

$$SEI_E = \frac{E_s - E_r}{t_{HPFRCC} \times A_{GFRP}}$$

که در آن:

E_s : انرژی جذب شده توسط قاب تقویت شده و E_r : انرژی جذب شده توسط قاب مرجع است. این شاخص نشان دهنده میزان افزایش ظرفیت اتلاف انرژی سیستم به ازای واحد حجم مصالح تقویتی است.

نتایج شاخص SEI_E نیز روند مشابهی را نشان می دهند (شکل ۲۲). هرچند بیشترین انرژی جذب شده مطلق مربوط به نمونه T25N3G10 است، اما این نمونه از نظر کارایی در جایگاه آخر قرار دارد. بیشترین کارایی از نظر انرژی مربوط به نمونه T25N4G12 است که نسبت به سایر پیکربندی ها انرژی قابل توجهی را با حداقل مصرف مصالح ایجاد کرده است. همچنین نمونه های سری T25 به طور میانگین ۳۰ تا ۴۵ درصد کارایی بیشتری نسبت به نمونه های سری T35 دارند. این موضوع نشان می دهد که افزایش ضخامت HPFRCC علاوه بر افزایش سختی، سبب کاهش انعطاف پذیری سیستم و افزایش مصرف مصالح می شود که به افت شاخص کارایی می انجامد. نتیجه مهم دیگر آن است که افزایش قطر میلگردهای GFRP از ۱۰ به ۱۲ میلی متر در تمامی مدل های مورد بررسی با کاهش شاخص SEI همراه بوده است. با توجه به اینکه این شاخص بر اساس نسبت افزایش ظرفیت جانبی به حجم مصالح تقویتی مصرفی تعریف شده است، کاهش SEI بیانگر آن است که افزایش حجم مصالح ناشی از استفاده از میلگردهای با قطر بزرگ تر، با افزایش متناسب ظرفیت جانبی همراه نبوده است. بررسی کانتورهای تنش و خسارت کششی ورقه HPFRCC نشان داد که افزایش قطر میلگردهای GFRP موجب تمرکز بیشتر تنش یا آسیب در ناحیه اتصال نشده و الگوی توزیع تنش و خسارت همچنان یکنواخت باقی مانده است. بنابراین، کاهش SEI را می توان ناشی از کاهش بازده افزایشی استفاده از مصالح تقویتی دانست؛ به این معنا که پس از تأمین ظرفیت مهاری کافی برای انتقال مؤثر نیرو، افزایش بیشتر سطح مقطع میلگردهای GFRP تأثیر محدودی بر افزایش ظرفیت جانبی داشته و نرخ بهبود عملکرد از نرخ افزایش مصالح مصرفی کمتر شده است.



شکل ۲۲: شاخص ارزیابی انرژی جذب شده بر حسب نام اختصاری قاب ها.

Figure 22: Absorbed energy evaluation index by frame designation.

بررسی هم زمان SEI ظرفیت و انرژی نشان می دهد که طرح های با ضخامت کمتر ورقه تقویتی (T25) در اغلب موارد بازده مهندسی بالاتری دارند. همچنین استفاده از میلگردهای GFRP با قطر ۱۰ میلی متر عملکرد کارآمدتری نسبت به قطر ۱۲ میلی متر ارائه داده است. بر این اساس، نمونه های T25N4G10 و T25N3G10 به عنوان کاراترین طرح های تقویت در این مطالعه شناخته می شوند، زیرا توانسته اند بهبود قابل توجهی در ظرفیت و انرژی جذب شده با حداقل مصرف مصالح ایجاد کنند. به طور کلی، می توان نتیجه گرفت که طراحی بهینه سیستم تقویتی HPFRCC-GFRP صرفاً بر پایه بیشینه کردن ظرفیت باربری یا انرژی جذب شده مطلق مناسب نیست، بلکه باید نسبت به کارایی مصالح مصرفی نیز حساس باشد. در این راستا، طرح های دارای ضخامت کمتر و میلگردهای GFRP باریک تر و کم تعداد، تعادل بهتری میان عملکرد سازه ای و مصرف مصالح ایجاد کرده و در نتیجه گزینه های کاراتر برای بهسازی قاب های بتن آرمه محسوب می شوند.

۳- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، رفتار خمشی قاب بتن‌آرمه تقویت‌شده با ورقه‌های کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC) مسلح به میلگردهای GFRP از طریق تحلیل عددی مورد بررسی قرار گرفت. در ابتدا ویژگی‌های مکانیکی مخلوط‌های مختلف حاوی ولاستونیت از طریق انجام آزمایش‌های مکانیکی تعیین شد. سپس مدل عددی عضو مرجع در نرم‌افزار ABAQUS توسعه یافته و با نتایج آزمایشگاهی موجود صحت‌سنجی گردید. پس از اطمینان از دقت مدل عددی، یک مطالعه پارامتریک با هدف بررسی تأثیر پارامترهای مختلف شامل ضخامت ورقه‌های تقویتی و مشخصات میلگردهای GFRP بر عملکرد اعضای بتن‌آرمه انجام شد. مهم‌ترین نتایج این پژوهش به شرح زیر است:

۱. نتایج آزمایش‌های مکانیکی نشان داد که مخلوط HPFRCC حاوی ۲۰ درصد ولاستونیت (W20) بهترین عملکرد را در میان طرح‌های اختلاط ارائه می‌دهد. این ترکیب با مقاومت فشاری حدود ۱۰۱ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۳۸/۹۱ گیگاپاسکال و رفتار کششی-خمشی مناسب، گزینه بهینه برای ساخت ورقه‌های تقویتی انتخاب شد.

۲. تحلیل عددی قاب‌های تقویت‌شده نشان داد که استفاده از ورقه‌های HPFRCC مسلح به میلگردهای GFRP موجب افزایش قابل توجه ظرفیت باربری می‌شود. نمونه T35N4G12 با ظرفیت ۱۶۲/۵ کیلونیوتن نسبت به قاب مرجع (۱۱۹/۵ کیلونیوتن) حدود ۳۶ درصد افزایش ظرفیت نهایی را تجربه کرد که بیانگر کارایی بالای سیستم تقویتی پیشنهادی است.

۳. استفاده از سیستم تقویتی HPFRCC-GFRP موجب بهبود چشمگیر ظرفیت جذب انرژی اعضا گردید. مقدار انرژی جذب‌شده از ۵۴۴۵ ژول در قاب مرجع به ۷۶۴۵ ژول در نمونه T35N4G12 افزایش یافت که نشان‌دهنده رشد حدود ۴۰ درصدی ظرفیت اتلاف انرژی و بهبود رفتار چرخه‌ای است.

۴. بررسی اثرات پارامترهای تقویتی نشان داد که عملکرد سازه‌های قاب‌ها تحت تأثیر سه عامل کلیدی شامل ضخامت ورقه HPFRCC، تعداد میلگردهای GFRP و قطر آن‌ها قرار دارد. افزایش ضخامت ورقه از ۲۵ به ۳۵ میلی‌متر موجب بهبود سختی اولیه و کنترل ترک‌خوردگی شده و به‌طور میانگین حدود ۲ درصد افزایش ظرفیت ایجاد کرد. افزایش تعداد میلگردها از ۳ به ۴ عدد نیز با کاهش تمرکز تنش و بهبود رفتار خمشی، حدود ۷ درصد افزایش ظرفیت را به همراه داشت. همچنین افزایش قطر میلگرد از ۱۰ به ۱۲ میلی‌متر با وجود افزایش سختی موضعی، موجب بهبود انتقال تنش و حدود ۲/۴ درصد افزایش ظرفیت شد. با این حال، افزایش ۳۶ درصدی ظرفیت در نمونه T35N4G12 نشان می‌دهد که بهبود عملکرد تنها ناشی از اثر مستقل این پارامترها نیست، بلکه حاصل اثر تجمعی و هم‌افزای تغییر هم‌زمان ضخامت، تعداد و قطر میلگردها است. این موضوع در شاخص کارایی SEI نیز منعکس شده و نشان می‌دهد که ترکیب بهینه پارامترهای تقویتی می‌تواند کارایی سازه‌ای سیستم HPFRCC-GFRP را به‌طور قابل‌توجهی افزایش دهد.

۵. نتایج تحلیل الگوی آسیب و توزیع تنش در مدل‌های عددی نشان داد که استفاده از ورقه‌های HPFRCC مسلح به میلگردهای GFRP در ناحیه پای ستون، نقش مؤثری در بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه ایفا می‌کند. این سیستم تقویتی با کاهش تمرکز تنش و محدود کردن گسترش ترک‌های خمشی-برشی، از لهیدگی زودهنگام بتن جلوگیری کرده و موجب توزیع یکنواخت‌تر آسیب در ناحیه بحرانی می‌شود. همچنین تغییر مکانیزم شکست از رفتار ترد به رفتار تدریجی‌تر، بیانگر افزایش شکل‌پذیری و پایداری سازه تحت بارگذاری است. از سوی دیگر، عدم رسیدن میلگردهای GFRP به مقاومت نهایی و باقی ماندن آن‌ها در محدوده الاستیک در تمامی مراحل بارگذاری، نشان‌دهنده وجود ظرفیت ذخیره مناسب در سیستم تقویتی و امکان بهره‌گیری از آن برای ارتقای بیشتر عملکرد سازه در شرایط بارگذاری شدید است.

۶. نتایج تحلیل شاخص کارایی نشان داد که اگرچه بیشترین انرژی جذب‌شده مطلق مربوط به نمونه T35N4G12 است، اما بیشترین مقدار SEI در نمونه T25N3G10 مشاهده شد که بیانگر کارایی بالاتر این پیکربندی در استفاده از مصالح تقویتی است. همچنین نمونه‌های سری T25 به‌طور متوسط کارایی بیشتری نسبت به سری T35 دارند. این موضوع نشان می‌دهد که

افزایش ضخامت ورقه HPFRCC اگرچه ظرفیت مطلق را افزایش می‌دهد، اما لزوماً منجر به افزایش کارایی سیستم تقویت نمی‌شود و انتخاب ترکیب بهینه پارامترها برای دستیابی به بیشترین SEI ضروری است.

به طور کلی، نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که استفاده از ورقه‌های HPFRCC مسلح به میلگردهای GFRP می‌تواند به‌عنوان روشی مؤثر برای بهسازی و تقویت اعضای بتن‌آرمه، به‌ویژه در نواحی بحرانی، مورد استفاده قرار گیرد و موجب افزایش ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و توان ائتلاف انرژی سازه شود. با این حال، این پژوهش دارای محدودیت‌هایی نیز است. نتایج ارائه‌شده مبتنی بر تحلیل عددی بوده و اگرچه مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است، اما ارزیابی عملکرد این سیستم تقویتی در شرایط واقعی مستلزم انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی اعضای تقویت‌شده است. همچنین، در این مطالعه تنها دو ضخامت برای ورقه‌های HPFRCC، یک طول ثابت برای ناحیه تقویت و تعداد محدودی آرایش میلگردهای GFRP مورد بررسی قرار گرفته است؛ از این رو، انجام مطالعات پارامتریک با در نظر گرفتن ضخامت‌ها، طول‌های مختلف ناحیه تقویت و آرایش‌های متنوع‌تر میلگردهای GFRP می‌تواند درک جامع‌تری از تأثیر این پارامترها بر عملکرد لرزه‌ای سازه فراهم آورد. علاوه بر این، اثرات متقابل ضخامت ورق HPFRCC و قطر میلگردهای GFRP بر الگوی ترک‌خوردگی بررسی نشده و می‌تواند در تحقیقات آینده مورد توجه قرار گیرد. بررسی امکان استفاده از این سیستم تقویتی در اتصالات تیر به ستون و ارزیابی تأثیر آن بر بهبود عملکرد لرزه‌ای این ناحیه بحرانی نیز از دیگر موضوعات پیشنهادی برای پژوهش‌های آتی است. همچنین، با توجه به اینکه شاخص کارایی ارائه‌شده در این پژوهش بر مبنای حجم مصالح مصرفی تعریف شده است، توسعه شاخص‌های مبتنی بر هزینه و انجام تحلیل‌های هزینه-فایده یا ارزیابی اقتصادی چرخه عمر برای سیستم‌های تقویتی پیشنهادی می‌تواند به‌عنوان یکی از محورهای مهم تحقیقات آینده مورد توجه قرار گیرد.

مراجع

- [1] R. Park, T. Paulay, Reinforced Concrete Structures: (by) R. Park, Thomas Paulay, Wiley, 1975.
- [2] T. Paulay, & Priestley, M. J. N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, New York: John Wiley & Sons, (1992).
- [3] A.D.L. Antonio Nanni, Hany Jawaheri Zadeh, Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design, illustrated ed., 2014.
- [4] P. Ganesh, A.R. Murthy, Repair, retrofitting and rehabilitation techniques for strengthening of reinforced concrete beams-A review, Advances in concrete construction, 8(2) (2019) 101-117.
- [5] H. Tanarslan, Flexural strengthening of RC beams with prefabricated ultra high performance fibre reinforced concrete laminates, Engineering Structures, 151 (2017) 337-348.
- [6] M.H. Al-Majidi, A.P. Lampropoulos, A.B. Cundy, O.T. Tsioulou, S. Alrekabi, Flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with fibre reinforced geopolymer concrete under accelerated corrosion, in: Structures, Elsevier, 2019, pp. 394-410.
- [7] G. Martinola, A. Meda, G.A. Plizzari, Z. Rinaldi, Strengthening and repair of RC beams with fiber reinforced concrete, Cement and concrete composites, 32(9) (2010) 731-739.
- [8] V.C. Li, On engineered cementitious composites (ECC): A review of the material and its applications., Journal of Advanced Concrete Technology, 1(3) (2003) 215-230.
- [9] V.C. Li, Tailoring ECC for special attributes: A review, International Journal of Concrete Structures and Materials, 6(3) (2012) 135-144.
- [10] G. Fischer, & Li, V. C., Effect of matrix ductility on deformation behavior of steel reinforced ECC flexural members under reversed cyclic loading, ACI Structural Journal, 104(1) (2007) 25-32.
- [11] Y. Huang, D. Gu, S. Mustafa, S. Grünewald, M. Luković, Shear behaviour of reinforced concrete beams strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC), Case Studies in Construction Materials, 19 (2023).
- [12] M.M.A. Kadhimi, A. Jawdhari, W. Nadir, L.S. Cunningham, Behaviour of RC beams strengthened in flexure with hybrid CFRP-reinforced UHPC overlays, Engineering Structures, 262 (2022) 114356.
- [13] D.J. Kim, S.H. Park, G.S. Ryu, K.T. Koh, Comparative flexural behavior of hybrid ultra high performance fiber reinforced concrete with different macro fibers, Construction and Building Materials, 25(11) (2011) 4144-4155.

- [14] J. Li, J. Yan, G. Xue, J. Niu, Acoustic emission behavior of polyvinyl alcohol (PVA) fiber reinforced calcium sulfoaluminate cement mortar under flexural load, *Journal of Building Engineering*, 40 (2021) 102734.
- [15] J.Á. López Martínez, Characterisation of the tensile behaviour of UHPFRC by means of four-point bending tests, *Universitat Politècnica de València*, 2017.
- [16] A. Naaman, H. Hammoud, Fatigue characteristics of high performance fiber-reinforced concrete, *Cement and Concrete Composites*, 20(5) (1998) 353-363.
- [17] E. Naaman A, High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 2 (HPFRCC 2), *Proceedings of the Second International RILEM Workshop, E&FN SPON*, (1996).
- [18] A.E. Naaman, H.W. Reinhardt, High Performance Fiber Reinforced Cement Composites HPFRCC-4: *International RILEM Workshop, Materials and Structures*, 36(10) (2003) 710-712.
- [19] V.C. Li, H.-C. Wu, Conditions for Pseudo Strain-Hardening in Fiber Reinforced Brittle Matrix Composites, *Applied Mechanics Reviews*, 45(8) (1992) 390-398.
- [20] B. Mobasher, A. Pivacek, A filament winding technique for manufacturing cement based cross-ply laminates, *Cement and Concrete Composites*, 20(5) (1998) 405-415.
- [21] S. Mishra, H. Sharma, Impact characteristics of ultra-high-performance fiber reinforced concrete plates under different boundary conditions, *Asian Journal of Civil Engineering*, 24(4) (2023) 1097-1113.
- [22] A. Bitaraf, A. Kheyroddin, M.K. Sharbatdar, Flexural Strengthening of Continuous RC Beams Using HPFRCC Precast Laminates, (2021).
- [23] L. Xing, S. Sun, K. Mei, Y. Guo, Z. Yang, Research progress on short-term mechanical properties of FRP bars and FRP-reinforced concrete beams, *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, (2024).
- [24] R. Ehsani, M.K. Sharbatdar, A. Kheyroddin, Estimation of the moment redistribution and plastic hinge characteristics in two span beams cast with high-performance fiber reinforced Cementitious composite (HPFRCC), *Structures*, 35 (2022) 1175-1190.
- [25] A. Hemmati, A. Kheyroddin, M. Sharbatdar, Y. Park, A. Abolmaali, Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames, *Construction and Building Materials*, 115 (2016) 681-689.
- [26] M. Maheri, A. Torabi, Retrofitting external RC beam-column joints of an ordinary MRF through plastic hinge relocation using FRP laminates., *Structures*, 22 (2019) 65–75.
- [27] D. Yi, Z. Bin, Z. Zhen, W. Yang, Z. Meng, Seismic retrofitting of RC columns using stainless steel grid reinforced UHPC jackets in plastic hinge zone, *Journal of Building Engineering*, 84 (2024).
- [28] S. Gu, R. Zhang, Cyclic Behavior Enhancement of Existing RC Bridge Columns with UHPC Jackets: Experimental and Parametric Study on Jacket Thickness, *Buildings*, 15(15) (2025) 2609.
- [29] A.C.I. (ACI), Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-17). in, *ACI Committee 440*, Farmington Hills, Michigan, USA, 2017.
- [30] T. Kavas, & Olgun, A. , Properties of cement and mortar incorporating wollastonite, *Cement and Concrete Research*, 38(5) (2008) 640–647.
- [31] V.S. Ramachandran, & Beaudoin, J. J., *Handbook of Analytical Techniques in Concrete Science and Technology*, 2001.
- [32] M.H. Zhang, & Li, H., Pore structure and durability of concrete containing wollastonite, *Construction and Building Materials*, 25(5) (2011) 2238–2243.
- [33] P. Kalla, A. Misra, R.C. Gupta, L. Csetenyi, V. Gahlot, A. Arora, Mechanical and durability studies on concrete containing wollastonite–fly ash combination, *Construction and Building Materials*, 40 (2013) 1142-1150.
- [34] R. Zhang, J. Wu, L. Jin, X. Du, Influence of elevated temperatures on bond performance between BFRP bars and concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, 287 (2023) 109303.
- [35] A. Farhat Farhat, D. Nicolaides, A. Kanellopoulos, L. Karihaloo Bhushan, Behavior of RC Beams Retrofitted with CARDIFRC after Thermal Cycling, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(1) (2010) 21-28.

- [36] M.A. Al-Osta, M.N. Isa, M.H. Baluch, M.K. Rahman, Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete, *Construction and Building Materials*, 134 (2017) 279-296.
- [37] M. Hussein, M. Kunieda, H. Nakamura, Strength and ductility of RC beams strengthened with steel-reinforced strain hardening cementitious composites, *Cement and Concrete Composites*, 34(9) (2012) 1061-1066.
- [38] G. Balotiya, A. Gaur, P. Somani, A. Sain, Investigating mechanical and durability aspects of concrete incorporating Wollastonite and bottom ash, *Materials Today: Proceedings*, (2023).
- [39] M.G. Mohiuddin, V. Malagavelli, P. kumar Balguri, Influence of wollastonite-GGBS on properties of ternary blended self compacting concrete, *Materials Today: Proceedings*, 62 (2022) 3027-3032.
- [40] A. Sharma, S. Garia, R. Kale, Performance of self compacting concrete modified with wollastonite fibre and silica fume, *Construction and Building Materials*, 497 (2025) 143932.
- [41] R. Mirkute, N.K. Boppana, Utilizing wollastonite in concrete as a replacement of cement: impact of carbonation and pore structure evaluation using EIS, *Innovative Infrastructure Solutions*, 9(11) (2024) 411.
- [42] M.A. Wahab, I.A. Latif, M. Kohail, A. Almasry, The use of Wollastonite to enhance the mechanical properties of mortar mixes, *Construction and Building Materials*, 152 (2017) 304-309.
- [43] Z. Wang, X. Liang, T. Zhai, Predicting the flexural behavior of steel-PVA hybrid fiber reinforced cementitious composite, in: *Structures*, Elsevier, 2023, pp. 1189-1204.
- [44] Z. Wang, P. Sun, Y. Hu, S. Han, Crack morphology tailoring and permeability prediction of polyvinyl alcohol-steel hybrid fiber engineered cementitious composites, *Journal of Cleaner Production*, 383 (2023) 135335.
- [45] R. Sridhar, Durability study on engineered cementitious composites with hybrid fibers under sulfate and chloride environments, *Cleaner Materials*, 5 (2022) 100121.
- [46] JSCE, Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC), in: *Japan Society of Civil Engineers*, Tokyo, 2008, pp. 16.
- [47] W. Li, J. Zhao, X. Huang, J. Zheng, T. Shi, E.D. Shumuye, Mechanical properties of SAC-ECC reinforced with fiber-reinforced polymer mesh, *Construction and Building Materials*, 344 (2022) 128279.
- [48] G. Tan, Z. Zhu, W. Wang, X. He, A fractal-based approach for cracking characterization and whole process prediction exploration of PP fiber reinforced ECC containing sustainable ingredients, *Construction and Building Materials*, 318 (2022) 126015.
- [49] R.D. Toledo Filho, F. de Andrade Silva, E. Fairbairn, J. de Almeida Melo Filho, Durability of compression molded sisal fiber reinforced mortar laminates, *Construction and building materials*, 23(6) (2009) 2409-2420.
- [50] Q. Zhang, Q.-C. Yang, W.-J. Li, X.-L. Gu, H.-H. Dai, Study on model of flexure response of carbon fiber textile reinforced concrete (CTRC) sheets with short AR-glass fibers, *Case Studies in Construction Materials*, 18 (2023) e01791.
- [51] M. Sabbaghian, A. Kheyroddin, Flexural strengthening of RC one way slabs with high-performance fiber-reinforced cementitious composite laminates using steel and GFRP bar, *Engineering Structures*, 221 (2020) 111106.
- [52] H. Al-Mashgari, Y. Abdullah, F. Hejazi, M.Y. Alkhateeb, Retrofitting of corroded reinforced concrete beams in flexure using CFRP rods and anchor bolt, in: *Structures*, Elsevier, 2021, pp. 1819-1827.
- [53] Y. Zhang, H. Wang, Y. Qin, S. Huang, W. Fan, Experimental and analytical studies on the flexural behavior of steel plate-UHPC composite strengthened RC beams, *Engineering Structures*, 283 (2023) 115834.
- [54] C. Zhou, J. Wang, X. Shao, L. Li, J. Sun, X. Wang, The feasibility of using ultra-high performance concrete (UHPC) to strengthen RC beams in torsion, *Journal of Materials Research and Technology*, 24 (2023) 9961-9983.
- [55] Y. Kusumawardaningsih, E. Fehling, M. Ismail, UHPC compressive strength test specimens: Cylinder or cube?, *Procedia Engineering*, 125 (2015) 1076-1080.
- [56] B.S. EN, Testing hardened concrete–Part 3: Compressive strength of test specimens English version of DIN EN 12390-3:2009-07, British Standard Institution, London, UK, (2009).

- [57] R. Khaleghi, M. TahamouliRoudsari, Flexural strengthening of concrete beams using prefabricated mortar laminates reinforced with GFRP bars and hybrid fibers, *Asian Journal of Civil Engineering*, 26(6) (2025) 2585-2604.
- [58] Z. Tian Zhang, Qianjun Chen, Xiaoqin Li, Yanli Fang, Shengyou Zhang, Wei Sun, A novel damage model integrated into the elastoplastic constitutive model and numerical simulations of reinforced concrete structures under cyclic loading, *Journal of Building Engineering*, 84 (2024).
- [59] S. Popovics, A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, *Cement and concrete research*, 3(5) (1973) 583-599.
- [60] A. Belarbi, & Hsu, T. T. C, Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened By Concrete., *Aci Structural Journal*, 91 (1994) 465 - 474.
- [61] H. Tanarlan, N. Alver, R. Jahangiri, Ç. Yalçinkaya, H. Yazıcı, Flexural strengthening of RC beams using UHPFRC laminates: Bonding techniques and rebar addition, *Construction and Building Materials*, 155 (2017) 45-55.
- [62] E. Esmaeeli, J.A. Barros, H. Baghi, Hybrid composite plates (HCP) for shear strengthening of RC beams, (2013).
- [63] Y.M. Alharthi, M. Emara, A.S. Elamary, I.A. Sharaky, Flexural response and load capacity of reinforced concrete beams strengthened with reinforced mortar layer, *Engineering Structures*, 245 (2021) 112884.
- [64] P. Zhang, Y. Su, Y. Liu, D. Gao, S.A. Sheikh, Flexural behavior of GFRP reinforced concrete beams with CFRP grid-reinforced ECC stay-in-place formworks, *Composite Structures*, 277 (2021) 114653.
- [65] K.-D. Peng, B.-T. Huang, L.-Y. Xu, R.-L. Hu, J.-G. Dai, Flexural strengthening of reinforced concrete beams using geopolymer-bonded small-diameter CFRP bars, *Engineering Structures*, 256 (2022) 113992.
- [66] Y. Zhang, S. Huang, Y. Liu, W. Fan, X. Shao, Flexural behavior of damaged RC beams strengthened with prestressed UHPC layer, *Engineering Structures*, 283 (2023) 115806.
- [67] M.M.A. Kadhim, A. Jawdhari, W. Nadir, A. Majdi, Experimental study on RC beams strengthened in flexure with CFRP-Reinforced UHPC overlays, *Engineering Structures*, 285 (2023) 116066.