سازه ضد انفجار

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران گرایش سازه

در اثر تمام **انفجارها** موجی از هوا آزاد می‌شود که به نام موج ضربه ای شناخته می شود. این موج هوای بسیار متراکمی می‌باشد که به صورت کروی با سرعتی بسیار زیاد از منبع انفجار به سمت خارج حرکت می‌کند. کارشناسان شرکت **افزیر** توانایی تحلیل و طراحی **سازه های ضد انفجار** با استفاده از آیین نامه های معتبر را دارا می‌باشند. یکی از زمینه‌های این شرکت **مقاوم سازی** بخشهای مختلف سازه نظیر دیوارهای بتنی مسلح، دالها، عرشه پلها و ایجاد امنیت در برابر بارگذاری انفجاری با استفاده از مصالح شکل پذیر و روشهای مختلف می‌باشد. در زیر به برخی از این موارد اشاره می‌شود.

وقوع انفجار در ساختمان

استفاده از الیاف FRP در مقاوم سازی سازه ها در برابر انفجار

از جمله مزایای استفاده از الیاف FRP در سازه های بتنی کاهش تغییر شکل سازه، کرنش ها و اثرات تخریب در بتن می‌باشد. مصالح کامپوزیتی FRP تنش در میلگردهای داخل بتن را کاهش داده و از جاری شدن میلگردها جلوگیری می کند. طبق مقایسه ای که بین الیاف مختلف FRP جهت مقاوم سازی در برابر انفجار صورت گرفته است، به ترتیب الیاف یا مصالح کربن، شیشه و آرامید بهترین عملکرد پلیمری را دارند.

در ویدئو زیر یک دیوار تقویت شده با مواد ضد انفجار FRP (سازه ضد انفجار) آزمایش می شود:

نانو فوم

از مصالح نوین نانو فوم برای افزایش مقاومت المانهای مختلف تیر، ستون، دیوار و دالها و حفاظت از ساختمان ها در برابر انفجار استفاده می‌شود. نانوفوم ها با اندازه منافذ بیش از ۱۰ نانومتر بهترین توانایی را برای جذب ضربات شدید و موج انفجار دارند. زمانی که منافذ به اندازه کافی کوچک باشند، این انرژی به شکل بی خطر در سراسر منطقه برخورد پراکنده می شود.

دیوار و حصارهای ضد انفجار

این تکنیک بهترین عملکرد را در آزمایش‌های انفجاری از خود نشان داده است. در این روش دیوار های مخصوصی با خاصیت آیرودینامیک، بارهای ناشی از انفجار را از ناحیه پشتشان به صورت ایمن منحرف می کنند.

به منظور استفاده از تجهیزات الکتریکی در مناطقی که حاوی گازهای قابل اشتعال هستند می‌بایست به طرقی از ایجاد جرقه و در نهایت ایجاد انفجار جلوگیری شود. در این راستا استانداردهای الکتریکی مختلفی برای حفاظت در برابر انفجار در محیط های گازی قابل احتراق وجود دارد که به صورت حفاظت از طریق غوطه وری در روغن، حفاظت از طریق هوای فشرده، حفاظت از طریق جلوگیری از نفوذ گاز قابل اشتعال به داخل تجهیزات و حفاظت از طریق عدم ایجاد جرقه ارائه شده اند. دپارتمان بخش تجهیزات

نفت و پتروشیمی شرکت افزیر ارائه دهنده بهینه ترین روشهای مقاوم سازی تجهیزات و قطعات الکتریکی ضدانفجار (Explosion proof) برای سیستمهای نفت و گاز و بخصوص در صنعت CNG می‌باشد.

بتن الیافی

بتن الیافی نوعی بتن است که در ساخت آن از الیاف خرد پلیمری بهمراه سیمان، آب، سنگدانه استفاده می‌شود. الیاف باعث افزایش پیوستگی، مقاومت کششی، کاهش ترکهای بتن و افزایش نرمی بتن میگردد. جنس الیاف و اندازه آنها به نوع مصرف بتون و مقاومت کششی مد نظر بستگی دارد. الیاف می‌تواند الیاف شیشه یا الیاف فلزی و یا الیاف پلیمری پلی پروپیلن باشد و اندازهٔ آنها معمولاً ۳ الی ۲۰ میلیمتر است. این بتن علاوه بر اینکه مصارف گوناگونی در ساخت بنادر و یارد های ساحلی با توجه به شرایط خوردگی و بارهای سنگین، در ساخت اتوبان ها و در بتن های پاششی (شاتکریت) دارند، بسیار مقاوم در برابر انفجار و ضربه بوده می‌توانند برای ساخت سازه ضد انفجار نیز داشته باشند.

مصالح ضد انفجار eXess

سیستم eXess یک شبکه توری بسیار وسیع و نازک از جنس آلیاژ مخصوصی از آلمینیوم می‌باشد که دارای قدرت انتقال حرارت بسیار بهینه‌ای است. این مصالح در تانکرها و مخازن سوختی مورد استفاده قرار می‌گیرد. کار اصلی مصالح eXess پخش سریع حرارت در مخزن و فرو نشاندن شعله می‌باشد. eXess ها همیشه فعال بوده، در محیط‌های بسیار گرم کارآمدی خود را حفظ می‌کنند، طول عمر زیادی، نصب سریع داشته و از پوسیدگی مخازن جلوگیری می‌کنند.

مقاوم سازی موضعی اجزا ساختمان

راهکارهای مقاوم سازی تیرها

مقاوم سازی تیر به روش ژاکت بتنی

یکی از تکنیک های مرسوم افزایش ظرفیت باربری ثقلی تیرها (بتنی و یا فولادی) در ساختمان اجرای ژاکت بتنی می باشد. در این روش تیرهایی که دارای ضعف باربری بوده و یا دچار آسیب دیدگی می باشند با اضافه کردن آرماتورهای و قالب بندی و اجرای بتن ریزی (معمولا بتن خودتراکم) مجدد مقاوم سازی می گردند. در مواقعی که ژاکت بتنی ضخامت کمی داشته باشد می توان از شاتکریت بتنی جهت اجرای بتن استفاده نمود. جهت آشنایی بیشتر با این روش مقاله مقاوم سازی ساختمان ها با ژاکت بتنی را مطالعه نمایید.

مقاوم سازی تیر به روش ژاکت فولادی

از جمله راه های مقاوم سازی تیرها در ساختمان، استفاده از ژاکت فولادی می باشد. در این روش مقطع تیر با استفاده از ورق های فولادی بر حسب مورد بصورت دور پیچ، نواری V و یا موضعی تقویت می گردد. ژاکت فولادی می تواند در مقاوم سازی تیرهای بتنی و فولادی مورد استفاده قرار گرفته، بدون افزایش قابل توجه در وزن ساختمان شکل پذیری سازه را بهبود بخشد. روش مرسوم برای اجرای این تکنیک و ایجاد محصور شدگی، اتصال ورق های فلزی پیرامونی با بولت به تیر می باشد.

تکنیک پس کشیدگی یا پیش تنیدگی

الیاف FRP یکی دیگر از روش های مقاوم سازی است که برای تقویت تیرها به کار می رود. در این روش با استفاده از القای کشش در کابلهای پیش‌تنیدگی، نیروهای داخلی باز توزیع گشته، ظرفیت باربری فعال عضو بلافاصله بالا رفته و در نتیجه تیر حاضر تقویت می‌گردد.

اضافه نمودن ورق های فولادی به تیر

با استفاده از اتصال ورق های فولادی به وجه کششی در تیرهای بتنی می توان ظرفیت باربری خمشی تیر را افزایش داد. در این روش ورق های فولادی به ضخامت حداکثر ۳ سانتی متر با استفاده از رزین اپوکسی به تیر بتنی چسبانده می شود. همچنین با اضافه نمودن ورق های موازی با جان تیر فولادی می توان مقاومت برشی آن را افزایش داد.

مقاوم سازی تیر با کامپوزیت های FRP

تیر بتنی

مقاوم سازی تیر بتنی با مصالح FRP در طی ۳-۴ روز به ۳ برابر مقاومت کششی فولاد می رسند، از این رو با توجه به اینکه الیاف FRP مقاومت کششی بسیار بالایی نسبت به ورقه های فولادی دارند، اتصال FRP به ناحیه کششی بتن در تیر بتنی سبب افزایش ظرفیت خمشی مقطع خواهد شد.

عوامل متعددی مانند ابعاد مقطع تیر بتنی، مساحت و مشخصات مکانیکی میلگردهای موجود و میلگرد FRP مورد استفاده و همچنین مقاومت بتن موجود، در میزان افزایش مقاومت خمشی سازه های بتنی با استفاده از سیستم های FRP دخیل می باشند.

در ادبیات فنی این افزایش مقاومت از ۱۰ تا ۱۶۰ درصد گزارش شده است

مزایای روش مقاوم سازی تیر بتنی با FRP

افزایش مقاومت خمشی تیر

افزایش مقاوم برشی تیر

افزایش شکل پذیری تیر

افزایش مقاومت در برابر خوردگی

افزایش دوام و عمر

کنترل عرض ترک

ضخامت کم ورقه های FRP و عدم تغیر قابل توجه در ابعاد تیر

سهولت در اجرا

هزینه پایین نسبت به روش های مرسوم دیگر

ترمیم ناشی از خوردگی

تیر فولادی

در سازه های فولادی که تیرها وظیفه تحمل بارهای وارده از کف سازه و انتقال آن ها به ستون ها را بر عهده دارند. در صورتی که تیر فولادی بنابر هر علتی ظرفیت خمشی کافی برای تحمل بار ها را نداشته باشد نیاز به مقاوم سازی پیدا میکند.

همانند تقویت تیر بتنی، تیر فولادی را نیز می توان با چسباندن FRP به قسمتی از مقطع که تحت کشش قرار می گیرد تقویت نمود. بدین ترتیب می توان با تقویت بال تحتانی تیر فولادی دو سر مفصل آن را تقویت نمود. همچنین برای تیر های دو سر گیردار و یا تیرهایی که در قابهای چند دهانه استفاده می شوند، می توان با تقویت بال تحتانی بوسیله FRP در میانه طول عضو و نیز بال فوقانی در نواحی نزدیک تکیه گاه، اقدام به تقویت خمشی عضو نمود.

مزایای روش مقاوم سازی تیر فولادی با FRP

به حداقل رسیدن مشکلات اجرایی به دلیل وزن بسیار کم الیاف FRP

انعطاف پذیری بالای الیاف FRP

افزایش ظرفیت خمشی تیرهای فولادی

به تاخیر انداختن کمانش موضعی بال تیر

ضخامت کم لمینیت FRP و عدم تغیر قابل توجه در ابعاد تیر

هزینه پایین نسبت به روش های مرسوم دیگر

برای اطلاعات بیشتر رجوع کنید به تقویت خمشی تیرهای فولادی با FRP

راهکارهای مقاوم سازی ستون ها

مقاوم سازی ستون به روش ژاکت بتنی

ترمیم و مقاوم سازی ستونهای بتنی و فلزی با استفاده از ژاکت بتنی به عنوان راه حلی موثر توصیه می‌گردد. در این روش ستون هایی که دارای ضعف باربری بوده و یا نیاز به ترمیم دارند، با افزودن لایه‌ای از بتن، میلگردهای طولی و خاموتهای بسته تقویت می گردد. در مواقعی که آسیبهای وارده به ستون بتنی زیاد بوده و یا ستون از ظرفیت کافی در برابر نیروهای جانبی برخوردار نباشد استفاده از طرح ژاکت بتنی برای مقاوم سازی ستون پیشنهاد می گردد. همچنین از این تکنیک مقاوم سازی می توان برای افزایش سختی برشی در ستون های فولادی با مقاطع I و H شکل استفاده نمود. در حالتی که ستون فولادی مقطعی بسته داشته باشد، می توان به منظور تقویت، ستون را با بتن پر نمود. اجرای تکنیک ژاکت بتنی بهتر است با قالب و بتن خود تراکم صورت گیرد ولی در صورتی که لایه بتن اضافه شده ضخامت کمی داشته باشد، استفاده از روش شاتکریت بهتر از بتن‌ریزی می‌باشد.

مقاوم سازی ستون بتنی به روش ژاکت بتنی

مقاوم سازی ستون به روش ژاکت فولادی

تقویت ستون ها با استفاده ژاکت فولادی، سبب افزایش مقاومت فشاری، برشی و همچین تامین محصور شدگی جهت افزایش شکل پذیری آن می‌شود. با این روش مقاوم سازی می‌توان ظرفیت برشی، فشاری و محصور شدگی ستون ها را تامین کرد و بدین ترتیب ظرفیت باربری آنها در مقابل بارهای جانبی زلزله و قائم ثقلی نیز افزایش می‌یابد.

مقاوم سازی ستون با کامپوزیت های FRP

ستون بتنی

هنگامی که ستون تحت بارهای لرزه ای قرار می گیرد، مسئله ظرفیت جذب انرژی و شکل پذیری ستون اهمیت می یابد که استفاده ازالیاف FRP ضمن افزایش ظرفیت برشی ستون، مد گسیختگی آن را از حالت برشی به خمشی تغییر داده و شکل پذیری را به میزان قابل توجهی افزایش می دهد.

با افزایش میزان بار وارده بر ستون، بتن تمایل دارد در جهت عمود بر جهت اعمال بار از هم باز شود. محصور کردن عرضی بتن با پوشش FRP (دور پیچ کردن) توسط افزودن لایه هایی از الیاف شیشه و کربن مقاومت نهایی ستون را تا ۲ برابر افزایش می دهد و البته تاثیر مهم تر این الیاف در افزایش ۵ برابری در ظرفیت تغییر شکل بتن است.

در این روش قرارگیری الیاف در امتداد عمود بر محور طولی عضو به صورت دورپیچ کامل، سبب ایجاد محصورشدگی انفعالی (Passive) در عضو می گردد. از این رو FRP تا زمان بارگذاری و رخداد تغییرشکل های عرضی در ستون بتنی موجود منفعل بوده و تحت تنش قرار نگرفته و تاثیری در باربری عضو ندارد. بدین سبب اجرا و نصب استاندارد و اطمینان از چسبندگی کامل بین بتن و FRP در این روش مقاوم سازی بسیار حائز اهمیت می باشد.

مزایا و خصوصیات مقاوم سازی ستون بتنی با FRP

افزایش مقاومت خمشی ستون

افزایش مقاومت برشی ستون

افزایش مقاومت فشاری ستون

افزایش مقاومت در برابر خوردگی

افزایش دوام و عمر

کنترل گسترش ترک و عرض ترک

ضخامت کم ورق های FRP و عدم تغیر قابل توجه در ابعاد تیر

سهولت در اجرا

هزینه پایین نسبت به روش های مرسوم دیگر

افزایش شکل پذیری

برای اطلاعات بیشتر در مورد مقاوم سازی ستون های بتنی اینجا را کلیک کنید.

ترمیم ستون بتنی با الیاف FRP

ستون فولادی

ستون ها اجزایی از ساختمان های فولادی هستند که قسمت اعظم نیروی وارد بر آن ها به صورت فشاری می باشد و اغلب به صورت عمود بر سطح زمین میباشند. عمده خرابی موجود در ستون های فولادی شامل کمانش موضعی، کمانش کلی و گسیختگی در محل درزها و وصله ها می باشد.

استفاده از روکش FRP در مقاطع بسته همانند مقاوم سازی ستون های بتنی می باشد که در آن الیاف به طور دورپیچ ستون های فولادی را محصور می کند و باعث افزایش مقاومت فشاری آن ها میگردد. این امر هم چنین باعث افزایش شکل پذیری اعضا تحت ترکیب نیرو های محوری و خمشی میشود.

مزایای مقاوم سازی ستون فولادی با FRP

قابلیت افزایش مقاومت محوری، برشی و خمشی ستون

افزایش شکل پذیری و قابلیت جابه جایی نسبی نهایی بیشتر

کمترین افزایش در ابعاد پایه در بین روش ها مشابه

سرعت بالای مقاوم سازی بدون توقف بهره برداری از سازه

اضافه نمودن ورق های فولادی

در ساختمان های فولادی با اضافه کردن ورق پوششی به بال ستون و یا اضافه نمودن ورق موازی با جان ستون، می توان ستون فولادی را مقاوم سازی نمود. در حالت اول و با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال ستون جلوگیری شده و اضافه نمودن ورق موازی با جان ستون، مقطع را به شکل جعبه ای تبدیل کرده، افزایش ممان اینرسی درامتداد موازی با جان را در پی خواهد داشت.

برای اطلاعات بیشتر در مورد مقاوم سازی ستون های فولادی اینجا را کلیک کنید.

راهکارهای مقاوم سازی دال بتنی

افزایش ضخامت دال بتنی

در برخی مواقع و بعلت مشکلاتی همچون افزایش بار وارده بر دال بتنی، ضعف در طراحی دال، خوردگی آرماتورهای فولادی و یا وجود ترک در دال بتنی از روش افزایش ضخامت می توان برای تقویت دال بتنی استفاده نمود. درصورتی که دال بتنی توانایی مقاومت در برابر ممان منفی وارد بر آن را نداشته و مقدار آرماتورهای تحتانی کافی باشد، ضخامت دال را در وجه فوقانی آن افزایش می دهیم. در مقابل و در صورتی که دال بتنی توانایی مقاومت در برابر ممان مثبت وارد بر آن را نداشته و یا بار مرده وارد بر آن بسیار کمتر از بار زنده باشد، ضخامت دال بتنی در وجه تحتانی آن باید افزایش یابد.

مراحل مقاوم سازی دال بتنی به روش افزایش ضخامت دال:

برداشتن کاور بتن

تمیز کردن آرماتورهای فولادی با استفاده از برس سیمی و یا روش های مرسوم دیگر.

استفاده از پوشش های ضد خوردگی با پایه اپوکسی بر روی میلگردها

در صورتی که مقدار خوردگی در آرماتورها بالا باشد، آرماتورهای فولادی جدید متناسب با الزامات آیین نامه ای باید طراحی و به دال اضافه گردد.

آرماتورهای فولادی جدید باید با استفاده از روش های مناسب در جهت عمود به دال و و در جهت افقی به تیرهای پیرامونی مهار گردد.

با استفاده از لایه ای از مواد با پایه اپوکسی بر روی بتن قدیم، از چسبندگی مناسب دال موجود با یتن مسلح جدید اطمینان حاصل گردد.

قبل از خشک شدن اپوکسی، بتن جدید و با ضخامت مورد نیاز اجرا گردد. به منظور کاهش جمع شدگی در بتن می توان از مواد افزودنی مناسب استفاده نمود.

اضافه کردن صفحات فولادی به دال

یکی از روش های کنترل خیز سازه و افزایش سختی، مقاومت و یکپارچگی کف ها و سقف های بتنی، استفاده از صفحات و ورق های فولادی است. این ورق ها باید به صورت صحیح به سقف متصل و مهار شوند و فضای بین سقف و ورق با گروت یا مصالح بر پایه اپوکسی پر شوند تا ضمن چسبندگی کافی، عملکرد لرزه ای در برابر زلزله و انتقال بار مناسبی را از خود بر جای بگذارند.

تقویت دال بتنی با ورق فولادی

مقاوم سازی دال بتنی با کامپوزیت های FRP

مقاوم سازی دال بتنی با FRP به منظور افزایش ظرفیت باربری دال، افزایش مقاومت دال در برابر خوردگی، کمبود مقاومت فشاری بتن، افزایش مقاومت خمشی، برشی و... بطور موضعی انجام می‌شود. دال ها عملا وظیفه تحمل بارهای قائم را دارند ولی چون عملکرد دیافراگم افقی نیز دارند، باید با اعضای مقاوم جانبی سازه اتصال داشته و از سختی و مقاومت کافی برخوردار باشند.

برای مقاوم سازی دال بتنی با FRP، مصالح مرکب FRP را می‌توان بصورت نوارها و یا صفحاتی بر روی سطوح تحت کشش برای افزایش مقاومت خمشی اجرا نمود. دال یک طرفه با تکیه گاه ساده را می توان با چسباندن نوارها یا صفحات FRP در سطوح تحتانی آنها و در راستای طولی، مقاوم سازی نمود. در دال دو طرفه مقاوم سازی با نوارهای FRP در هر دو جهت صورت گیرد.

البته اگر دال دارای تکیه گاه گیردار باشد، نوارهای FRP را باید در قسمت فوقانی دال نیز اجرا نمود. همچنین تقویت و بهسازی دال بتنی با FRP به منظور افزایش ظرفیت برشی پانچ دال بتنی در اطراف ستون ها، و تقویت مناطق اطراف بازشو ها انجام می شود.

استفاده از ورق های CFRP در ناحیه کششی اتصال دال می‌تواند تشکیل و گسیختگی ترک های برشی را بوسیله افزایش مقاومت خمشی دال در مجاورت ستون به تعویق اندازد و در نتیجه باعث بهبود مقاومت برشی دو طرفه اتصال گردد. در مقاوم سازی دال با FRP به دلیل ضخامت کم ورق های FRP (حدود ۰/۰۵ اینچ یا ۱/۳ میلی متر)، ورق ها براحتی می توانند تحت پوشش کف پنهان شوند و همچنین کاهش هزینه ها و اقتصادی بودن این روش باعث برتری آن نسبت به روش های معمول دیگر می باشد.

تقویت ظرفیت باربری دال بتنی با لمینیت کربن

تقویت اعضا و اجزای بتنی با استفاده از روکش بتنی و یا فولادی، سبب افزایش مقاومت فشاری، برشی و همچین تامین محصور شدگی جهت افزایش شکل پذیری یا پیوستگی بتن و آرماتور می‌شود. با این روش مقاوم سازی می‌توان ظرفیت برشی، فشاری و محصور شدگی ستونها، دیوارها، دال ها و تیرها را تامین کرد و بدین ترتیب ظرفیت باربری آنها در مقابل بارهای جانبی زلزله و قائم ثقلی نیز افزایش می‌یابد.

مزایا و خصوصیات مقاوم سازی دال بتنی با FRP

افزایش مقاومت خمشی دال¬های یک طرفه

افزایش مقاومت خمشی دال¬های دو طرفه

تقویت و افزایش مقاومت برشی

افزایش سختی و کاهش خیز در بارهای سرویس

افزایش شکل پذیری

ترمیم و تقویت ناشی از خوردگی

افزایش مقاومت در برابر خوردگی

صرفه اقتصادی نسبت به روش های معمول

سهولت در اجرا

راهکارهای مقاوم سازی دیوارها

شاتکریت بتنی دیوار

یکی از روش های مقاوم سازی دیوارها استفاده از شاتکریت بتنی و مسلح نمودن دیوار بتنی یا بنایی می‌باشد که در مقاوم سازی ساختمان به صورت کلی تاثیر زیادی دارد. در این روش ابتدا یک شبکه میلگرد به طور صحیح و مهاربندی شده بر روی دیوار قرار می گیرد و سپس با استفاده از دستگاه شاتکریت عملیات بتن پاشی صورت می گیرد.

این پوشش بتنی علاوه بر ایجاد انسجام مناسب در دیوار، مقاومت و شکل پذیری درون صفحه و برون صفحه را نیز افزایش می‌دهد. یکی دیگر از مزیت‌های این روش مقاوم سازی در این است که شبکه میلگرد ایجاد شده بر سطح دیوار به همراه بتن پاشیده شده همانند یک لایه بتن مسلح بوده و باعث بهبود رفتار لرزه ای دیوار (دیوار بتنی یا دیوار بنایی) در برابر زلزله می شود.

مقاوم سازی دیوار با کامپوزیت های FRP

مصالح کامپوزیت پلیمری FRP شرکت افزیر از جنس الیاف شیشه و یا کربن، راه‌حلی ایده‌آل برای تعمیر و مقاوم سازی دیوار بتنی، بنایی غیرمسلح، آجری و جان‌پناه محسوب می‌شوند. از جمله المان های سازه ای که قابل مقاوم سازی ساختمان به کمک مصالح کامپوزیت پلیمری FRP شرکت افزیر هستند می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

دیوارهای برشی بتنی مسلح

دیوارهای بتنی غیر مسلح

دیوارهای بنایی

ترمیم دیوار بتنی با الیاف CFRP

مزایا و خصوصیات مقاوم سازی دیوار بتنی با FRP

افزایش مقاومت خمشی و برشی دیوارها

حداکثر افزایش ضخامت دیوار به میزان ۵ میلی‌متر

سبکی و افزایش حداقلی وزن دیوار

افزایش مقاومت کل دیوار حتی درصورت پوشاندن سطح کوچکی از آن

عمل‌کرد آب‌بندی

کاهش بسیار زیاد نرخ خوردگی دیوار

قابلیت اتصال مناسب به انواع دیوار اعم از بتنی، آجری و ...

عدم نیاز به هم پوشانی زیاد و در نتیجه ارزان تر بودن این روش

راهکارهای مقاوم سازی اتصالات

اتصال تیر به ستون در قاب های خمشی بتنی مسلح به علت قرارگیری اتصال تحت تنش های رفت و برگشتی زلزله جزء بحرانی ترین نقاط در عملکرد قاب بتن مسلح خمشی می‌باشد. لذا اصلاح عملکرد گره اتصال و مقاوم سازی آن باعث بهبود عملکرد کل سیستم و مقاوم سازی کل ساختمان خواهد شد. روشهای متنوعی برای تقویت اتصالات به شرح زیر موجود می‌باشد که با توجه به معیارهای مختلف یک یا ترکیبی از آنها برای بهبود عملکرد اتصال و تقویت آن در برابر زلزله انتخاب می‌شود:

تزریق رزین اپوکسی در ژاکت فولادی اتصالات بتنی

استفاده از طوق های پیش تنیده X شکل

مقاوم سازی و تقویت اتصالات با استفاده از FRP

نصب جاکت ورق فولادی در اتصالات بتنی

ایجاد قفس فولادی در اتصالات بتنی

پیش تنیدگی اتصالات

ایجاد ژاکت بتنی در اتصالات

بهسازی اتصالات در ساختمان بتنی با الیاف FRP

با تقویت و مقاوم سازی اتصالات بتنی با frp می‌توان ظرفیت خمشی و همچنین ظرفیت برشی اتصال ساختمان را افزایش داد. به علت دورگیری، بکارگیری این روش میزان شکل‌پذیری اتصال را نیز افزایش می‌دهد. با استفاده از frp می‌توان بدون افزایش ابعاد اتصال، مقاومت آن را افزایش داد. استفاده از تقویت اتصال بتنی با frp ، نسبت به روکش فولادی ارجح تر است، زیرا تقویت اتصال با frp بر خلاف فولاد دچارخوردگی نمی‌شود و می‌تواند در مقابل خوردگی اسیدها، بازها و مواد مهاجم مشابه در دامنه وسیعی از دما مقاومت کنند.

راهکارهای مقاوم سازی شالوده و پی

افزایش ابعاد شالوده

مراحل افزایش ابعاد شالوده جهت افزایش ظرفیت باربری فونداسیون عبارتند از:

خاالی کردن اطراف فونداسیون

تمیز کردن و مضرس کردن سطح بتن

کاشت میلگرد ریشه به فاصله ۲۵-۳۰سانتی متری در هر دو جهت با اسفتاده از چسب سازه ای و کاشت

مهار آرماتورهای جدید به میلگرد های ریشه با استفاده از سیم های فولادی. قطر و تعداد آرماتورها باید بر مبنای طراحی انتخاب گردد.

استفاده از مصالح مناسب بر روی سطح شالوده به منظور اتصال مناسب بین بتن قدیم و جدید.

اجرای بتن جدید قبل از خشک شدن مصالح پیوند دهنده. بتن جدید می بایست دارای افزودنی های کاهنده جمع شدگی باشد.

مقاوم سازی فونداسیون به روش افزایش ابعاد

افزودن شناژ به فونداسیون

در این روش مقاوم سازی با استفاده تکنیک اتصال فونداسیون ها به یکدیگر، کلیه فنداسیون در تحمل بارهای جانبی مشارکت می کند. به همین منظور شناژ بتنی در قالب دال اتصال بین پی های ستونی و پی زیر دیوار باربر قرارداده می شود.

تقویت از زیر پی

تکنیک تقویت از زیر پی عبارت است از مقاوم سازی فونداسیون یک ساختمان از طریق عمیق تر کردن آن و در نتیجه قرار گرفت فونداسیون بر روی بستر خاک مقاوم تر.

بهسازی فونداسیون به روش تقویت از زیر پی معمولا در موارد زیر انجام می گیرد:

در صورتی که در ساختمان نشست و یا ترک خوردگی مشاهده گردد، می توان نتیجه گرفت سیستم فونداسیون موجود توانایی لازم برای تحمل وزن ساختمان را ندارد.

تغییر کاربری ساختمان موجود و در نتیجه افزایش بار وارد بر ساختمان در مقایسه با بار طراحی

مشکلات به وجود آمده برای ساختمان موجود بعلت احداث یک ساختمان جدید با فونداسیون عمیق تر در مجاورت آن

ترمیم بتن آسیب دیده

بتن را می توان یکی از پر کاربردترین مصالح در ساخت ساختمان نامید. بتن و ساختمان های بتنی در طول فرآیند بهره‌برداری و ساخت دچار آسیب و تخریب شده که ترمیم بتن را ایجاب می‌کند. انواع آسیب های رایج وارد بر بتن در ساختمان ها عبارتند از:

ترک خوردگی در بتن

کرموشدن بتن

خوردگی بتن

کنده شدن و آسیب های فیزیکی وارد بر سطح بتن

شرکت مقاوم سازی افزیر راهکارهای زیر را جهت ترمیم بتن آسیب دیده پیشنهاد می کند

ترمیم بتن با استفاده از ملات تعمیری

ترمیم کننده پایه پلیمری بتن با گرانروی بالا، ملاتی با مقاومتی برابر یا بیشتر از مقاومت بتن پایه و دارای خاصیت گیرش سریع و چسبندگی مناسب با سطح بتن است. از ملات تعمیراتی بتن می توان برای ترمیم و تعمیر بتن در قسمت هایی که دچار آسیب و ضعف شده است استفاده نمود. ملات تعمیراتی بتن در دو نوع پایه سیمانی و پایه اپوکسی موجود می باشد که از آن ها برای تعمیر و ترمیم انواع سطوح و المان های بتنی و مقاوم سازی ساختمان ها استفاده میشود. با استفاده از انواع ملات تعمیراتی بتن قادر به ترمیم و تعمیر انواع آسیب های وارد شده به اعضای بتنی شامل آسیب های وارد شده ناشی از اجرا و بهره برداری نظیر کرموشدگی بتن و آسیب های وارد شده ناشی از شرایط محیطی مخرب هستیم.

تزریق رزین اپوکسی

ترک های موجود در بتن با توجه به اهمیت سازه و علل وقوع آن ها دسته بندی و تعمیر و بازسازی نمود. تزریق رزین اپوکسی تحت فشار به منظور ترمیم ترک خوردگی در عضو بتنی ، از جمله روش های مقاوم سازی کاربردی می‌باشد.

مراحل ترمیم بتن ترک خورده به روش تزریق به شرح زیر است:

الگو گذاری و مشخص کردن محل سوراخ ها

سوراخ کاری محل های مشخص شده در مرحله قبل

نصب نیپل ها و پکرها

انجام عملیات تزریق با پمپ تزریق

بهسازی سیستم سازه ای ساختمان

الحاق دیوار برشی

در روش مقاوم سازی الحاق دیوار برشی به سازه بتنی یا فولادی می‌توان سختی سازه را تغییر داده و علاوه بر بالا بردن ظرفیت تحمل بارهای ثقلی، ظرفیت تحمل بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز افزایش داد.

مقاوم سازی ساختمان با افزودن دیوار برشی بتنی

افزودن بادبند

اضافه نمودن مهاربند فولادی برای مقاوم سازی ساختمان بتنی، افزایش سختی، کاهش نیاز به شکل پذیری و افزایش مقاومت برشی سیستم را به همراه خواهد داشت. عموماً استفاده از سیستم های مهاربندی واگرا (EBF) در مقاوم سازی و تقویت ساختمان های بتنی به دلیل پر هزینه بودن و مشکلات موجود در اجرا و تأمین جزییات تیر پیوند مرسوم نمی‌باشد اما انواع سیستم های مهاربندی همگرا می توانند در این نوع بهسازی و تقویت سازه های بتنی و فولادی مورد توجه قرار گیرند.

مقاوم سازی ساختمان با افزودن مهاربند فولادی

اضافه کردن قاب خمشی

تکنیک اضافه کردن قاب خمشی جهت رفع مقاومت و یا سختی موضعی و یا کلی ساختمان مورد استفاده قرار می گیرد. در این روش معمولا قاب های خمشی فولادی بلافاصله در مجاورت تیرها و یا ستون های موجود و یا نزدیکی باز شو طبقه اول قرار داده می شود. قاب های خمشی در مکان های غیر از موارد اشاره شده و یا طبقات بالاتر از طبقه اول قرار داده نمی شود.

جداساز لرزه ای در بهسازی ساختمان

سیستم های جداساز لرزه ای یکی از روش های متداول حفاظت از ساختمان ها در برابر بارهای لرزه ای وارد بر آن می باشد. جداسازهای لرزه ای شامل المان های سازه ای می باشد که ساختمان های بلند مرتبه را از فونداسیون آن که بر روی بستر لرزه خیز قرار گرفته است جدا کرده و در نتیجه عملکرد یکپارچه و ایمن ساختمان رادر برابر زمین لرزه فراهم می سازد.

میراگر در بهسازی ساختمان

ساختمان های بلندمرتبه نیازمند راهکارهای مقاوم سازی بهینه تری می باشند. میراگرها عبارتند از جاذب های انرژی وارد شده به ساختمان شما. دمپر ها که در محل های از پیش تعیین شده در ساختمان قرار داده می شود نیروهای زمین لرزه را به خود جذب کرده و از آسیب وارده به ساختمان و در برخی موارد فروپاشی آن جلوگیری می کند.

میراگرهای اصطکاکی دورانی

۱. پایش و تشخیص ترک ها

- بعد از آشکار شدن ترک ها در اعضای سازه ای بتن مسلح، یافتن علت اصلی ترک ها مهم می باشد. در صورتی که مشخص گردید ترک ها در بتن به علت خوردگی فولاد به وجود آمده است، بررسی ها و تست های میدانی بیشتری مانند تست های مخرب (تست مغزه گیری) و تست های غیر مخرب (چکش برجهندگی، روش سرعت پالس فراصوت و مکان یابی میلگرد و...) نیاز می باشد.
- مقدار ترک، ورقه ورقه شدن پوشش بتن و خوردگی فولاد را برای هرکدام از اعضاء تعیین کنید.
- شرایط بتن برای مثال تخلخل، جداشدگی دانه ها و ضخامت و شرایط کاور بتن مشخص گردد.
- مقدار آسیب وارده به میلگردها مشخص گردد.
- گسیختگی تعمیرات پیشین ،در صورت وجود، مورد بررسی قرار گیرد

۲. تعمیر ترک های بتن

مصالح زیر معمولا برای تعمیر ترک ها و بهسازی سازه های بتن مسلح مورد استفاده قرار می گیرد.

(i) سیمان پرتلند:

- تزریق دوغاب سیمان با و یا بدون مواد پلیمری برای درزگیری کردن شکاف ها، منافذ یا ترک ها.
- ترکیب با روان ساز یا بدون روان ساز ها برای جایگزینی کاور بتن یا پوشش سطح.
- Microcrete: شاتکریت به عنوان جایگزینی برای بتن یا کاور بتن.
- بتن با و یا بدون روان ساز ها برای جایگزینی بتن موجود.

(ii) بتن پلیمری بهسازی شده (PMC)

بتن پلیمری بهسازی شده یا ملات سیمان با استفاده از لاتکس پلیمری از جمله اکریلات ها و SBR (لاستیک استایرن – بوتادیان)

(iii) رزین های اپوکسی

با یا بدون اضافه کردن مواد پرکننده اضافی مانند سیمان کوارتز برای تزریق یا تعمیر بتن. رزین های پلیمری با یا بدون مواد پرکننده اضافی برای تعمیر بتن.

(iv) بتن فرو سیمانی

فروسیمان یک نوع مصالح تقویت کننده مرکب از سیم توری بافته شده از آهن گالوانیزه و ملات ماسه سیمان بهسازی شده با پلیمرها یا دیگر مواد شیمیایی می باشد. بتن فرو سیمانی به منظور جایگزینی با کاور بتن پوشیده شده استفاده می گردد.

(v) انتخاب مصالح

انتخاب مصالح به داده های آزمایش بستگی دارد.

۳. روش های تعمیر بتن

- در صورتی که خوردگی میلگرد هنوز شروع نشده باشد ولی کربناته شدن بتن شروع شده و ترک ها نازک باشند، استفاده از پوشش پلیمری یا رزین های اپوکسی یا ملات های بهسازی شده با پلیمر از ورود رطوبت، CO_2 و O_2 و... جلوگیری کرده یا آن را به تاخیر می اندازد. این نوع پوشش ها از خوردگی بتن برای یک دوره ی ۱۰ تا ۱۵ ساله جلوگیری می کند.
- در صورتی که خوردگی شروع شده باشد، فرآیند زیر مورد استفاده قرار می گیرد:

(i) بتن سست برداشته شده تا تمامی میلگردهای اطراف نمایان گردند.

(ii) با استفاده از برس های فلزی و یا پاشش سیمان زنگ زدگی میلگرد برطرف شود.

(iii) زنگ زدا و ضد زنگ مورد استفاده قرار بگیرد.

(iv) در صورت نیاز میلگرد های زنگ زده با استفاده از مهار نظیر اتصالات برشی مقاوم سازی شود.
(v) روکش سطحی (روکش پیوند جهت فراهم آوردن اتصال بین بتن قدیمی و بتن جدید) از پلیمر یا روکش های پیوندی با پایه اپوکسی استفاده گردد.
(vi) از یکی از روش های اتصال به منظور باز گرداندن بتن به تراز سطح اولیه استفاده گردد. ملات های بهسازی شده با پلیمر برای این منظور بسیار مناسب می باشند. این مواد می تواند با یا بدون guiniting استفاده شود.
(vii) تزریق دوغاب سیمان یا دوغاب پلیمری اصلاح شده یا اپوکسی به منظور پر کردن منافذ یا ترک های داخلی یا کرمو شدن بتن.
(viii) استفاده از پوشش محافظ مناسب

- در صورتی که وضعیت بتن اولیه بسیار بد باشد و تزریق ملات نتواند عضو مورد نظر را برای باربری مورد نیاز تقویت کند، ژاکت بتن مسلح، برای قسمت بتنی مورد نظر می تواند مورد تامین گردد.

(i) تامین سیستم نگهدارنده ی مورد نیاز برای سازه.
(ii) بتن سست شده برداشته شود.
(iii) سطح مورد نظر تمیز شده و زنگ زدگی میلگرد برطرف گردد.
(iv) زنگ زدا و ضد زنگ مورد استفاده قرار بگیرد.
(v) تعبیه آرماتورهای اضافی اطراف مقطع مورد نظر.
(vi) تعبیه قالب بندی مورد نیاز.
(vii) تعبیه پوشش پیوندی با پایه پلیمری بین بتن قدیمی و بتن جدید.
(viii) ریختن بتن ترکیب شده با روان کننده ها با ضخامت، مقاومت و کارایی مورد نیاز.

- Chajjas یا دیگر اعضای لاغر باید کاملا جایگزین شده یا با بتن فروسیمانی تعمیر گردد.

عملکرد ساختمان های بنایی در برابر زلزله به مشخصات هندسی و سازه مقاوم آنها در برابر بارهای جانبی بستگی دارد. در ساختمان های کوتاه و صلب با شکل پذیری کم و پریود ارتعاشی کم مانند ساختمان های بنایی غیرمسلح شتاب ایجاد شده بر ساختمان ها خیلی بیشتر از شتاب زمین در هنگام
وقوع زمین لرزه است. شتابهایی که در حین زمین لرزه بر ساختمان های بنایی وارد می شوند گاهی تا حدود شتاب ثقل نیز میرسد. نیروهای ایجاد شده در ساختمان بر اثر شتاب زمین در حین زلزله، بسیار بزرگتر از نیروی طراحی سازه بنایی است. برای اتلاف این نیروهای اضافی از خاصیت شکل پذیری ساختمان استفاده می شود. هر چه ساختمان بیشتر توانایی تغییر شکل پلاستیک را داشته باشد می تواند قبل از فروریختگی نیروهای بیشتری را تحمل کند. نمونه واضح این مورد ساختمانهای فولادی هستند که دارای پریود ارتعاشی زیاد و تغییر شکل زیاد هستند در حالی که ساختمانهای بنایی به محض رسیدن به مقاومت نهایی دچار فروریختگی می شوند. در حالی که ممکن است مقاومت یک ساختمان بنایی از سازه فولادی معادل آن بیشتر باشد. در نتیجه پایداری نهایی هر ساختمان بستگی به توانایی آن سازه برای تغییر شکل پلاستیک دارد و در ساختماهای بنایی مسلح که با تعبیه کلا فهای قائم و افقی و یا استفاده از میلگرد که به منظور مسلح کردن ساختمان در بندهای ملات و یا در بین اجزای بنایی قرار می دهند؛ با بهبود خاصیت شکل پذیری در برابر نیروهای زلزله مقاوم تر می شوند.

انواع عملکرد ساختمان های بنایی در زلزله

عدم شکل پذیری در ساختمان های بنایی غیرمسلح سبب می شود که روند تخریب و یا ایجاد ترک ها در این ساختمان ها تدریجی نباشد. ساختمانهای بنایی تا حد معینی می توانند نیروهای زلزله را تحمل کنند و در این حد تنها ترک های جزئی در آن ها ایجاد می شود ولی با افزایش نیرو بطور ناگهانی دچار فروریختگی جزئی یا کلی می شوند.
از دلایل عملکرد ضعیف ساختمان های بنایی در برابر نیروهای زلزله می توان به ترد بودن مصالح و وزن زیاد که سبب جذب انرژی

بیشتر در هنگام وقوع زلزله و سختی زیاد اشاره کرد. هنگامی که ساختمان در معرض زمین لرزه قرار می گیرد نیروهای اینرسی متناسب با وزن ساختمان بر آن وارد می شود این نیروها براساس حرکات رفت و برگشتی زلزله و مؤلفه های آن هر لحظه تغییر کرده و ارتعاشات پیچیده ای را سبب می شوند. این ارتعاشات به نحوه اتصال دیوارها به یکدیگر و مهار آن ها در سقف و کف بستگی زیادی دارد وقتی دیوارها اتصال مناسبی با یکدیگر نداشته باشند ارتعاش آنها یکنواخت نبوده و هر کدام دچار خمش خارج از صفحه شده و ترکهایی در گوشه های دیوار یا نزدیک انتهای دیوار ایجاد می شود. زیرا دیوارها مقاومت کششی لازم برای مقابله با نیروهای ایجاد شده از زلزله را ندارند. هنگامی که در ساختمانهای بنایی مسلح دیوارها به وسیله کلافهای قائم به یکدیگر و بوسیله کلافهای افقی بصورت مناسب در کف و سقف مهار می شوند، ارتعاش کل دیوارها با یکدیگر به صورت همزمان صورت می گیرد و خمش خارج از صفحه که در دیوارها ایجاد می شود کمتر اهمیت دارد و دیوارها بر مقاومت ساختمان در برابر نیروهای زلزله می افزایند. در این ساختمان ها چون دیوار از چهار طرف به تکیه گاه های صلب متصل است رفتار بسیار مناسبی از خود نشان می دهد.

در مقاومت ساختمانهای بنایی در مقابل زلزله فاکتورهای اصلی زیر تأثیر زیادی دارند:

- کیفیت مصالح و اجرا
- شکل و سیستم سازه
- دیوارهای ساختمان
- سیستم سقف
- انسجام اجزاء ساختمان
- اجزای غیرسازه ای
- سیستم کلاف
- خاک محل

در این قسمت به شرح مختصر و ضعف های هر کدام از این عوامل می پردازیم:

کیفیت مصالح و اجرا

پایین بودن کیفیت و مقاومت مصالح بنای ساختمان مانند آجر و بلوک سیمانی، یکی از دلایل آسیب پذیری ساختمانهای بنایی است. استفاده از ملاتهای نامناسب مانند ملات گل و یا رعایت نکردن نسبت مناسب ماسه و سیمان که موجب پایین آمدن مقاومت کششی دیوارهای ساخته شده با این مصالح می شود از عوامل دیگر نامناسب بودن کیفیت مصالح بنایی است.

در مورد اجرا نیز مواردی چون عدم هم پوشانی کافی بین واحدهای بنایی و قرارگرفتن درزهای عمودی در امتداد یکدیگر و یا درزهای افقی با ضخامت زیاد و درزهای قائمی که از ملات پر نمی شوند، باعث کاهش شدید مقاومت خارج از صفحه و کاهش ظرفیت برشی درون صفحه دیوار می شود. زنجاب نکردن آجر قبل از استفاده در دیوار باعث جذب آب از ملات و کاهش مقاومت و چسبندگی آنها می شود و استفاده از روش هشتگیر در اتصال دیوارها، باعث اتصال نامناسب دیوارها و کاهش مقاومت خارج از صفحه دیوار می گردد.

شکل و سیستم سازه ای

از اشکالات عمده در سیستم سازه ای به موارد زیر می توان اشاره کرد:

۱) کافی نبودن مسیر بار

نیروهای زلزله از طریق دیافراگم های افقی سقف به دیوارهای برشی منتقل و نهایتاً به پی و زمین منتقل می شوند سیستم مقاوم باربر جانبی باید مسیری مستقیم میان دیافراگم ها، دیوارهای برشی و پی تشکیل دهد، هر نوع اتصال و یا وجود بازشوها و یا حذف یک جزء از این سیستم می تواند کار این سیستم را مختل کند.

۲) کافی نبودن مقاومت برشی ساختمان

در صورتی که مقاومت دیوارهای برشی در امتداد نیروهای زلزله کم و یا تراکم آن ها نسبت به سطح ساختمان بدلیل وجود بازشوهای بزرگ در دیوار کم باشد مقاومت برشی ساختمان در برابر نیروی زمین لرزه کافی نخواهد بود.

۳) توزیع نامتقارن دیوارها در پلان

این مورد سبب ایجاد پیچش در ساختمان شده و پیچش در نواحی بحرانی تنش در دیوارها را افزایش می دهد. استفاده از دیوارهای باربر در یک جهت از فرم های نامناسب سازه می باشد که در این صورت دیوارهای جهت دیگر که نمی تواند مقاومت قابل قبولی در مقابل نیروهای زلزله داشته باشند و در نتیجه دچار گسیختگی برشی و دچار خمش خارج از صفحه می شوند و ساختمان فرو می ریزد.

۴) توزیع نامناسب سختی در ارتفاع

تغییرات سختی در اثر نامنظمی در طبقات مختلف شامل طبقه ضعیف، طبقه نرم، نامنظمی هندسی قائم طبقات، نامنظمی در وزن می باشد. این دیوار موجب جذب نیروهای زیاد در دیوارهای ترازی که دچار تغییرات ناگهانی شده است می شود.

۵) اثر ساختمانهای مجاور

ساختمان هایی که در کنار یکدیگر هستند ولی درز انقطاع مناسب ندارند به دلیل هم فازنبودن ارتعاشات در حین زمین لرزه ممکن است به یکدیگر ضربه بزنند. مخصوصاً در ساختمان های مجاور هم که سقف طبقاتشان در یک تراز باقی نیست ممکن است در اثر ضربه حین زلزله متحمل خسارات بسیار بیشتری شوند. در ساختمان هایی که دارای اشکال هندسی نامتقارن در پلان هستند می توان با ایجاد درز انقطاع مناسب از ایجاد تغییر شکلهای نامنظم و تمرکز تنش در نقاط بحرانی جلوگیری کرد.

دیوارهای ساختمان

از دلایل تخریب ساختمان های بنایی آسیب پذیر بودن دیوارها است. زیاد بودن ارتفاع و مهار نبودن خارج از صفحه و طول مهارشده زیاد دیوار و وجود بازشوهای بزرگ در دیوار و یا نزدیکی بازشو به انتهای دیوار و قرار گرفتن مستقیم تیرهای باربر سقف بر روی دیوار از علل آسیب پذیری دیوارهای ساختمان های بنایی است.

سیستم سقف

استفاده از مصالح سنگین و کاهگل و آسفالت کردن های مکرر سقف ها باعث سنگین شدن سقف ها می شود که نه تنها باعث افزایش نیروهای جانبی ساختمان می شود بلکه ارتعاش قائم سقف ها را نیز موجب می شود.

وجود سقف های انعطاف پذیر باعث ایجاد ترک های قائم در اتصال دیوار یا در دیوارهای متقاطع می شود. بایستی حتی المقدور از سقفهای صلب با کلافهای خارجی استفاده شود. از معایب دیگر سقف ها می توان عدم رعایت طول تکیه گاهی مناسب برای تیرهای سقف سوی دیوار های باربر و وجود بازشو های بزرگ در سقف و زیاد بودن ابعاد دال سقف که باعث انعطاف پذیری و کاهش عملکرد دیافراگمی سقف ها خواهند شد را نام برد.

انسجام اجزای ساختمان

از بیشترین مواردی که در اکثر زلزله های گذشته در ساختمان های بنایی تخریب شده دیده شده است عدم انسجام اجزاء مختلف ساختمان بوده است. ضعف در اتصال دیوارهای متقاطع و بین دیوارهای باربر با سقف و تیغ ها و دیوارها غیرساز های با سقف از مواردی است که انسجام ساختمان را تهدید می کند. استفاده از روش هشتگیر در اتصال دیوارها و یا نزدیکی بازشو به انتهای دیوار و یا عدم استفاده از مهارمناسب در اتصال سقف و دیوارها باعث ضعف در اتصال اجزاء ساختمان می شود.

اجزای غیرسازه ای

ضعف در تیغه ها و دودکش و جان پناه و نمای ساختمان و تأسیسات مکانیکی در بسیاری از زلزله ها باعث تلفات جانی و مالی شده است وجود نداشتن مهار جانبی مناسب در جان پناه و دودکش ها و اتصال ضعیف قطعات نمای ساختمان با دیوارهای سازه ای و وزن زیاد و ضخامت کم تیغه ها از جمله معایب عمده این اجزاء است.

سیستم کلاف

نبود یا ضعف در سیستم کلاف ساختمان از عوامل مهم در تخریب ساختمان های بنایی است. از عمده ضعف های سیستم کلاف بندی ساختمان محل قرارگیری و پخش نامناسب کلافها در پلان، ضعف مصالح و ضعف میلگردها می باشد. نسبت های اختلاط نامناسب و عمل آوردن ناقص بتن و استفاده از نخاله های ساختمانی در بتن کلافها، عدم طول مهاری کافی میلگردها و همپوشانی نامناسب آنها با یکدیگر و بسیاری از موارد دیگر که در بخش اجزای ساختمانی مصالح بنایی ذکر شد، از اشکالات سیستم کلاف ساختمان است که وجود این موارد باعث ناپایداری و فروریختن کلی ساختمان در بسیاری از زمین لرزه ها خواهد شد.

خاک محل

گاهی نامناسب بودن خاک و گسیختگی زمین از عوامل تخریب ساختمان های بنایی است. روانگرایی که می تواند موجب نشست پی ها و کج شدن ساختمان و در نهایت فروریختن آن شود و لغزش زمین های شیب دار که می تواند باعث نشست ناهمگون یا حرکت پی ها شود از نمونه هایی که در زلزله های گذشته بیشتر دیده شده است.

انواع مدهای شکست در دیوارهای مصالح بنایی

دیوارهای باربر در ساختمان های مصالح بنایی نقش انتقال نیروهای قائم یا ثقلی را بر عهده دارند ولی در صورت ایجاد نیروهای جانبی ناشی از زلزله همین دیوارها به کمک سقفهای صلب و کلاف ها باید این نیروها را در جهت افقی تحمل کنند. یعنی دیوارها باید قادر باشند تا خمش و برش اضافی ناشی از ارتعاش افقی ساختمان را تحمل کند. اگر سقفهای صلب به صورت نامناسب در دیوارها مهار شده باشد؛ عامل اصلی انتقال نیروی ناشی از زلزله از پی ها به ساختمان، همین دیوارهای برابر می باشند و چون سقفها بر دیوارها تکیه دارند با تخریب دیوارها احتمال فروریختن کل ساختمان وجود دارد. در نتیجه اهمیت دیوارهای باربر بیش از پیش نمایان می شود.

در اثر مؤلفه های نیروی زلزله و با توجه به نحوه و جهت اعمال بار دو نوع نیرو بر دیوارهای باربر اعمال می شود:

- بارهای صفحه ای: بارهایی که در راستای سطح دیوار اعمال می شوند.
- بارهای بر صفحه ای: بارهایی که عمود بر صفحه دیوار به آن اعمال می شوند

از نظر این نوع توزیع بارها دیوارهای ساختمان بنایی نیز به دو دسته برشی و عرضی تقسیم می شوند. دیوارهای برشی که تحت تأثیر بارهای صفحه ای هستند و دیوارهای عرضی که تحت تأثیر بارهای بر صفحه ای هستند.

دیوارهایی که بدون مهار جانبی هستند چنانچه تحت تأثیر نیروهای عمود بر صفحه خود قرار بگیرند (دیوارهای عرضی) مقاومت چندانی از خود نشان نمی دهند. در این دیوارها مقاومت جانبی دیوار به وزن و مقاومت کششی ملات بستگی دارد. در صورت مسلح شدن قائم دیوار در صورت ایجاد ترک افقی در تراز پی همچنان مقاومت خواهند کرد. در صورتی که دیوارهای عرضی در طرفین خود به وسیله دیداری متعامد مهار شوند در مورد این دیوارها که عمود بر جهت زمین لرزه هستند گسیختگی به صورت شکست خمشی خارج از صفحه صورت می گیرد و رفتار خمشی آنها مانند دال تخت دو طرفه (اگر فاصله دیوارهای متعامد با این دیوارها کم باشد) و مانند دال یک

طرفه (چنانچه فاصله دیوارهای عمودی طرفین زیاد باشد) عمل می کنند. دیوار های عرضی تحت تأثیر نیرو های اینرسی ناشی از وزن خود هستند.

در صورت اعمال نیروها به صورت صفحه ای و در امداد طول، به دلیل اینرسی زیاد دیوار در جهت نیرو، مقاومت جانبی قابل توجهی از خود نشان می دهد. در اینصورت گسیختگی دیوارهای برشی غیرمسلح به مشخصات هندسی دیوار (نسبت ارتفاع به طول) و مشخصات مصالح بستگی دارد. در این دیوارها که تمام بارجانبی زلزله را تحمل می کند تسلیح و تقویت آنها اهمیت زیادی دارد و دو نوع حالت شکست محتمل است. شکست خمشی یا شکست برشی. در دیوار باریک بیشتر حالت شکست خمشی غالب است. یک ویژگی مشترک دیوار های آجری غیرمسلح این است که تحت شتاب دیواری که نسبت بعدی (ارتفاع به طول) کوچکی دارد بقدر کافی پهن بوده و امکان شکست خمشی در آن کم است. به عکس پی در هنگام وارد آمدن نیروی زلزله به صورت لحظه ای مادام که به حد آستانه نرسیده است آثار تخریب چندانی در آنها ظاهر نمیشود اما به محض عبور از حد آستانه دیوار تحت این نیروهای

جانبی متناوباً برروی پاشنه و پنجه تلو می خورد.
در اثر این نیروی رفت و برگشتی، دیوار تا چندین سانتیمتر از پی جدا و مجدداً با یک ضربه محکم به پی، در جهت دیگر حرکت می کند. این ضربات باعث خرد شدن پنجه و پاشنه دیوار می شود و از عرض مؤثر پایه می کاهد و دیوار ضعیف می شود. در نتیجه این حرکت دیوار نیروهای افقی بزرگی ایجاد می شود که ممکن است سبب گسیختگی برشی شود.
بنابراین در نتیجه شکست خمشی دیوار، شکست برشی به صورت ایجاد ترکهای مورب در دیوار بوجود می آید و به دلیل عوض شدن جهت نیروی زلزله، به صورت ضربدری و دو طرفه در دیوار ظاهر می شود. در دیوارهای مصالح بنایی با کاهش نسبت ارتفاع به طول احتمال وقوع شکست برشی بیشتر می شود.

حالتهای شکست در دیوارهای برشی

نیروهای اینرسی در سازه در نتیجه شتاب حاصل از حرکات زمین که قابل به تغییر شکل دادن ساختمان دارند بوجود می آیند. در یک ساختمان بنایی پایه های بین دو بازشو در یک دیوار انعطاف پذیرتر از قسمت بالا و پایین بازشو هستند. بنابراین تقریباً تمامی تغییر شکل دیوار در پایه ها صورت می گیرد. در مقاطع پایین و بالای بازشوها، پایه ها بیشترین تنشهای فشاری یا کششی را متحمل می شوند. همچنین در مقطع وسط بازشو، پایه ها بیشترین تنش برشی را دارا می باشند. این تنش ها همگی بستگی به مقدار نیروی اینرسی افقی دارد.
در حدود ۴ میلیون از خانه های روستایی در ایران در مقابل زمین لرزه آسیب پذیر هستند. در نظر گرفتن این مسئله، اهمیت بررسی آسیب پذیری لرزه ای خانه های سنتی را روشن می سازد. در این قسمت به طبقه بندی سازه ای خانه های روستایی ایران و توزیع آن ها در کشور پرداخته می شود. پس به شرح مواد و المان‌های استفاده شده در سقف و دیوارها و اندازه های مربوط به آن ها پرداخته می شود.
در حدود ۹۷ درصد از حدود ۴ میلیون خانه روستایی در ایران که بیش از ۲۰ میلیون نفر در این خانه ها زندگی می کنند، هیچ المان مقاوم در برابر بار جانبی ندارند و در مقابل زمین‌لرزه ها، آسیب‌پ ذیر هستند. از طرف دیگر ایران بر روی کمربند زلزله آلپ – هیمالیا واقع شده و زمین لرزه های مخرب زیادی را در گذشته تجربه کرده است که برخی از آنها به شرح زیر است: زلزله منجیل ۱۹۹۰ (۶۰۰۰۰ کشته)، زلزله بم ۲۰۰۳ (۶۰۰۰۰ کشته)، زلزله داهویه زرند ۲۰۰۵ (۶۵۰ کشته)، بیشتر تلفات در مناطق روستایی بود که نشان دهنده اهمیت رسیدگی به روش های بهسازی برای این سازه ها می باشد.

المان‌های سازه ای خانه های سنتی

مواد و روش های ساخت مختلف در اجزای سازه ای خانه های روستایی در ایران، استفاده می شود. این تغییرات تحت تأثیر آب و هوا و دسترسی به مواد سازنده می باشد. این نکته قابل توجه است که روستائیان از مواد و مصالح محلی برای ساخت، ستون ها، دیواره ها، فونداسیون ها و سقف ها استفاده می کنند. برای بررسی رفتار لرزه‌ای این خانه ها مطالعه مشخصات این المان ها ضروری است.

سقف ها

سقف های خانه های روستایی بر طبق شکل و مصالح آنها در ۴ گروه طبقه بندی می شوند. سقف های قوسی، سقف های سطح چوبی، سقف های شیبدار، و سقف‌های تیرچه بلوک. از حدود ۴ میلیون خانه روستایی در ایران، ۵۰ درصد دارای سقف مسطح چوبی، ۳۷ درصد سقف تیرچه، ۶ درصد سقف شیبدار و ۵ درصد دارای انواع سقف‌های قوسی و ۲ درصد دارای انواع دیگری از سقف‌ها هستند.

- **سقف‌های قوسی**

مواد مورد استفاده در این نوع از سقف‌های شامل، آجر، خشت، ملات گل، و مخلوطی از کاه و گل به عنوان پوشش هستند. امروزه از آجر و ملات ماسه سیمان استفاده می‌شود. با توجه به شکل معماری این نوع سقف‌ها به انواع زیر طبق هبندی می‌شوند.سقف

های گنبدی، سقف های قوسی استوانه‌ای، سقف قوسی هلالی شکل، سقف‌های قوسی پیچیده، سقف قوسی مربعی. سقف های قوسی بیشتر در مناطق گرم و خشک واقع در استان‌های مرکزی ایران شبیه، کرمان، جنوب خراسان و یزد یافت می شوند.

- **سقف های چوبی مسطح**

این سقف ها، نوع سنتی از سقف های تیرچه با استفاده از تیرهای چوبی به جای بتن مسلح یا تیرهای فلزی هستند. بار ثقلی این سقف از طریق تیرهای چوبی که در دیواره ای خشتی یا سنگی فرو رفته اند به دیوارها منتقل می شود و معمولاً مهار عرضی و طولی در آنها مشاهده نمی شود. تیرهای چوبی با شاخه های درختان و گل و در نهایت با کاه گل که به صورت، عایق عمل می‌کند، پوشانده می‌شوند. سقف های مسطح چوبی در مناطق سرد و کوهستانی شبیه آذربایجان، شمال خراسان و فارس و عموماً در مناطقی از ایران که چوب در دسترس است، ساخته می شوند.

- **سقف های چوبی شیب دار**

این نوع از سقف ها اکثراً در استان های ساحلی دریای خزر، گیلان، مازندران، و استان گلستان با بارندگی سالانه زیاد، یافت می شوند. ساختار این نوع از سقف ها، یک خرپای چوبی است که توسط، آهن گالوانیزه، آزبست، کاه گل و پوشانده می شود. این سقف ها نسبتاً سبک هستند و بنابراین آسیب پذیری کمتری در هنگام زمین لرزه دارند. المان های چوبی توسط میخ و به صورت ساخت ضعیف، به یکدیگر متصل می شوند.

- **سقف های طاق ضربی**

این نوع از سقف ها با مصالح صنعتی شبیه آجر، فولاد، بتن و ملات گچ ـ رس ساخته می شوند و تقریباً در هر روستایی یافت می شوند. گاهی اوقات به دلیل فقدان نظارت در روستاها، منجر به ساخت سقف های ضعیف و مشکلات گوناگون در رفتار لرزه ای آنها می شود. یکی از مشکلات این سقف ها فاصله خیلی زیاد بین تیرهای تکیه گاهی است که در شکل ۵ نشان داده شده است. مشکل متعارف دیگر طول تکیه‌گاهی ناکافی آجرها بر روی تیر است که منجر به لغزش سقف قوسی آجری در زلزله می شوند. این نوع از گسیختگی در زلزله زرند کرمان بسیار متعارف بوده است.

دیوارها

دیوار های ساختمان های روستایی از گل، سنگ، چوب، یا آجر ها و یا بلوک های بتنی ساخته می شوند. از ۴ میلیون خانه روستایی در ایران، ۵۸ درصد از آجر یا بلوک های بتنی، ۲۶ درصد از خشت و گل و ۱۴ درصد از سنگ و ۲ درصد از چوب مواد ساخته شده اند.

- **دیوار های خشتی و گل**

این نوع از دیوارها در مناطقی که خاک های خشتی در دسترس هستند و هم چنین در مناطق خشک و مناطق خشک و مناطق با تغییرات دمای قابل توجه در شب و روز، خصوصاً در کرمان، یزد، و جنوب خراسان متداول هستند اجزای این دیوارها از بلوک های خشتی خشک شده در آفتاب و ملات گل هستند که در نهایت با کاه گل پوشانده می شوند. بلوک‌های خشتی معمولاً در ابعاد ۲۰ × ۱۰ × ۵ سانتی متر هستند.

- **دیوار های سنگی**

این نوع از دیوار در مناطق کوهستانی که سنگ به راحتی قابل دسترسی است، مانند خراسان و فارس بسیار مورد استفاده قرار می-گیرند. به دلیل اینکه سنگ ها دارای مقاومت فشاری بالایی هستند در ساخت این دیوارها از ملات های خیلی ضعیف (مانند، ملات های گل یا ژیپسون) استفاده می شود. به علاوه، دیوارهای سنگی بسیار سنگین هستند، و بارهای ناشی زمین لرزه ای را افزایش می دهند.

- **دیوار های چوبی**

این نوع از دیوار ها اغلب در سواحل دریای خزر که چوب به راحتی قابل دسترسی است، یافت می شود. در این دیوارها بعد از برپایی ستون‌های چوبی، (با قطر بین ۱۰ تا ۲۰ سانتی‌متر). تیرهای افقی یا مایل (قطر ۵ تا ۱۵ سانتی‌متر) مابین ستون ها قرار گرفته و سپس فضای خالی بین آنها را با گل و سپس کاه‌گل می پوشانند. اسم محلی این دیوارها (زگالی، یا زگمی) می باشد. این نوع سازه ها رفتار خوبی را در زلزله های گذشته از خود نشان داده اند (برای مثال منجیل ۱۹۹۰)، که رفتار به دلیل وزن سبک و المان‌های موربی است که بارهای لرزه‌ای را انتقال می دهند.

- **دیوار های آجری یا بلوک بتنی**

این نوع از دیوارها قابل نسبت به اغلب خانه های روستایی ایران است. دیوارهای آجری و بلوک بتنی حقیقتاً یک تقلید از ساختمان شهری هستند و به صورت بومی مربوط به مناطق روستایی نمی‌شوند (شکل ۹). این خانه ها توسط ساختمان های بنایی غیر مسلح شناخته می شوند که حتی در زلزله های متوسط نیز ضعف آنها اثبات شده است. هر چند روستائیان تمایل دارند این خانه ها را به دلیل مقاومت بالا و ساخت راحت، بسازند، اما فقدان اطلاعات تکنیکی آنها (برای مثال استفاده از ملات گل به جای ملات ماسه ـ سیمان) منجر به کیفیت و عملکرد ضعیف آنها شده است.

بازشوها

ابعاد و موفقیت بازشوها تحت تأثیر، آب و هوا، مواد مورد نیاز و فرهنگ هستند . قطر و موقعیت بازشو ها اثر مهمی بر روی رفتار لرزه ای و مقاومت برشی ساختمان دارد. بازشو ها می توانند به سه نوع، به واسطه ابعاد آنها، تقسیم بندی شوند، پنجره ها، درها و ... که به عنوان قفسه استفاده می شوند. هم چنین بر طبق ساختمان آنها، در بعضی آنها نعل درگاه چوبی و در بقیه در بالای بازشو یک طاق قوسی کوچک قرار دارد. بازشو ها معمولاً دارای نعل درگاه می باشند که در شکل ۱۶ نشان داده شده است. جدول ۸ انواع مختلف بازشوها و ابعاد آنها را نشان می دهد.

فونداسیون ها

هیچ فونداسیون حقیقی در خانه های روستایی مانند آنچه که در آیین نامه های فنی شرح داده شده است، وجود ندارد. در ساختمان هایی که بدون فونداسیون هستند، خرابی در محور دیوار رخ می دهد.هر چند فونداسیون ها برای پایداری ساختمان ها بسیار مهم هستند، توجه زیادی در سازه های روستایی به آنها نشده است. عموماً فونداسیون سازه ها، تحت تأثیر توپوگرافی سایت و شرایط خاک هستند و به طور جدی مورد توجه قرار نمی گیرند. مگر در نواحی؛ خاک های خیلی سست، شبیه خاک های ارگانیک در نواحی کوهستانی، و روستاهایی که روی خاک‌های خیلی سفت ساخته می شوند، فونداسیون‌ه ا ممکن است به هیچ وجه یافت نشود.در نواحی که فونداسیون ها ساخته می‌شوند، رنج عمق آنها بین ۵۰ تا ۱۰۰ سانتی متر است.

طبقه بندی خانه های سنتی در ایران

بر طبق مشاهدات صحرایی در مناطق روستایی، خانه های روستایی به گروه های زیر طبقه بندی می شوند. که این طبقه بندی بر پایه مشخصات اجزای توضیح داده شده در قبل می باشد.

دیوارهای آجری یا بلوک بتنی با سقف طاق ضربی

تقریباً در تمام مناطق روستایی یافت میشوند. این نوع با مصالح صنعتی ساخته می شود و در نتیجه به آب و هوای خاصی محدود نیست. فراوانی آن ها در حدود ۲۵ درصد است. این نوع ساختما ن‌های بنایی غیرمسلح هستند، که حتی در مقابل زمین‌لرزه های متوسط نیز، ضعیف عمل می کنند. مشکلات این ساختمان ها عبارتند از، بازشوهای بزرگ، فواصل بزرگ بین تیرهای تکیه‌گاهی، فقدان اطلاعات ساخت (برای مثال استفاده از ملات گل به جای ملات ماسه سیمان)، و شکل‌پذیری پایین.

دیوارهای خشتی با سقف چوبی مسطح

بسیار متعارف است. معمولاً در مناطق کوهستانی از شمال شرقی و شمال غربی ایران یافت می‌شود. این ساختمان، نوع غالب از سازه‌های روستایی در خراسان، آذربایجان و اردبیل است. فراوانی آن ها در حدود ۲۰ درصد بوده و خصوصیات این سازه عبارتند از:

ضعف در اتصالات تیر به دیوار، ضعف در اتصالات تیر به ستون و اتصالات دیوار به دیوار، عدم وجود مهار عرضی و طولی در تکیه-گاه‌های تیر در دیوارهای خشتی و فونداسیون نامناسب.

دیوارهای بلوک بتنی یا چوبی زگالی با سقف شیبدار

بیشتر سواحل دریای خزر در شمال ایران و استان‌های گیلان، مازندران و گلستان یافت می شوند و در حدود ۲۰ درصد فراوانی دارند. سقف این ساختمان های دو طبقه، از کاه است در حالی که از آهن گالوانیزه، آزبست نیز به صورت وسیعی استفاده می شود. کاه یک عایق حرارتی خوب است. ساختار این سقف یک خرپا از چوب و گاهی از فولاد است.

دیوار های سنگی با سقف مسطح چوبی

در مناطق کوهستانی و سرد و استان های فارس، آذربایجان و خراسان یافت می شود. فراوانی آن ها در حدود ۱۵ درصد می باشد. دیوارهای خیلی سنگین با اتصالات ضعیف دیوار به دیوار و تیر به دیوار، در این سازه ها یافت می‌شود. سقف نیز هر دو یا سه سال یک بار با کاه‌گل پوشانده می شود که آن را سنگین می سازد. ملات این سازه ها گل، گچ است، و در بعضی موارد اصلاً ملات استفاده نمی شود.

دیوارهای بلوک بتنی و آجر با سقف مسطح چوبی

معمولاً در مناطقی که چوب در دسترس است یافت می شود. در حدود ۱۵ درصد فراوانی دارند و این سازه ها با مصالح بنایی غیر مسلح با بازشوهای بزرگ و اتصالات ضعیف دیوار به سقف ساخته می شوند.

دیوارهای خشتی با سقف قوسی

در مناطق خشک، به ویژه بیابان های مرکز ایران، استان های، کرمان، یزد، و جنوب خراسان یافت می شود. چندین لایه از پوشش کاه‌گل در آن وجود دارد که سقف را بسیار سنگین می سازد. اگر اتصالات دیوارها باقی بمانند، از واژگونی سقف جلوگیری می شود.

دیوارهای بلوک بتنی آجری با سقف قوسی

بیشتر در مناطق خشک یافت می شوندو سقف آن ها با آجر ساخته می شود و توسط ملات کاه‌گل پوشانده می شود.

میراگر لرزه‌ای

با توجه به زلزله‌های اخیر کشور و غیر مقاوم بودن بخش وسیعی از ساختمان‌های موجود در کشور و با توجه به اهمیت زیاد و مسئله مقاوم سازی ساختمان‌ها در مقابل نیروهای لرزه‌ای و طراحی بهینه ساختمان‌ها در مقابل زلزله، بحث جدیدی که در سال‌های اخیر میان دانشمندان علوم ژئو تکنیک و مهندسین طراح سازه‌ها مطرح شده است طراحی نوع جدیدی از ساختمان‌ها است که شامل یک سیستم مهاربند لرزه‌ای باشند که فقط در مقابل ارتعاشات مختلف ناشی از زلزله عمل نموده و در تحمل بارهای استاتیکی هیچ نقشی نداشته باشند. در این روش‌ها ممانعت از لرزش ساختمان‌ها در هنگام زلزله در رأس کار قرار داشت.
سیستم‌هایی که ارائه شد، بر این پایه استوار بودند که سازه را در مقابل زلزله جداسازی کنند. با تعریف اعضا جدیدی در سازه با نام میراگر لرزه‌ای (Damper) که عامل اتلاف انرژی لرزه‌ای وارد به ساختمان هستند و به کار بستن آن‌ها در ساختمان‌ها می‌توانیم یک ساختمان بهینه‌سازی شده داشته باشیم که در مقابل انواع بارهای دینامیکی ناشی از زلزله رفتاری مناسب و مطلوب از خود ارائه می‌دهد . هدف اصلی در این روش‌ها جلوگیری از انتقال مستقیم نیروی زلزله از پی به سازه می‌باشد.
در این روش چون نیروی زلزله به سازه وارد نمی‌شود و یا سهم اندکی از آن به سازه منتقل می‌شود نتایج زیر را می‌توان انتظار داشت :

- تغییر مکان طبقات و تغییر مکان‌های نسبی طبقات (drift) کاهش.
- کاهش قابل ملاحظه‌ای در شتاب طبقات بوجود می‌آید.
- خسارات سازه‌ای و نیز خسارات غیر سازه‌ای به مقدار محسوس کاهش می‌یابد.
- از مشکلات معماری در طراحی ساختمان‌ها کاسته شود .
- هزینه اجرای سازه‌ها بدلیل استفاده از مقاطع با ظرفیت کمتر کاهش یابد .

با دانستن میرایی یک ماده نیز می‌توانیم به تحلیل دقیق‌تری از سیستم‌های متشکل از آن ماده دست بیابیم. با توجه به اینکه میرایی داخلی (که به جنس ماده بستگی دارد) در جامدات تحت تاثیر عوامل مختلفی نظیر تاثیرات حرارتی، پدیده خستگی و پدیده باوشینگر تغییر می‌کند برای اینکه بتوانی مصالح با میرایی معلوم داشته باشیم بایستی تأثیرات این عوامل را در مصالح مورد نظر به حداقل برسانیم. روش‌های مختلفی برای تولید مصالح دارای میرایی معلوم که اصطلاحاً میراگر نامیده می‌شوند، وجود دارد.
زمین‌لرزه‌های معمول اغلب دارای زمان تناوب‌هایی در محدوده‌ی ۰,۱۰ تا ۱ ثانیه می‌باشند. سازه‌های با زمان تناوب ۰ تا ۱ ثانیه در مقابل این زمین‌لرزه‌ها آسیب‌پذیرتر هستند، چرا که ممکن است در آن‌ها پدیده تشدید رخ دهد. مهم‌ترین ویژگی جداسازی لرزه‌ای، ایجاد انعطاف‌پذیری است که باعث افزایش زمان تناوب طبیعی سازه می‌شود.
افزایش زمان تناوب طبیعی احتمال رخ داد پدیده‌ی تشدید را کاهش می‌دهد، و هم‌چنین باعث کاهش شتاب در سازه می‌شود و این امر روی جابه‌جایی‌های افقی نیز تأثیرگذار است.
افزایش زمان تناوب و آثار آن در مقادیر حداکثر جابه‌جایی در سازه‌ی جداسازی شده با میرایی کم ممکن است در زمین‌لرزه‌های قوی به حدود یک متر نیز برسد، و میرایی می‌تواند این مقدار را به حدود ۵۰ تا ۴۰۰ میلی‌متر برساند. این مقدار جابه‌جایی باید به وسیله‌ی درز لرزه‌ای تأمین شود. پاسخ‌های حقیقی سازه به عوامل مختلفی نظیر توزیع جرم، پارامترهای جداسازی لرزه‌ای و ... وابسته است.

انواع میراگر لرزه‌ای غیر فعال Passive Dampers

- میراگر اصطکاکی Friction Damper
- میراگر ویسکو الاستیک Viscoelastic Damper
- میراگر ویسکوز Viscous Damper
- میراگر جرمی تنظیم شده Tuned Mass Damper
- میراگر مایع تنظیم شده Tuned Liquid Damper

این سیستم‌ها به طور کلی به گروه‌های وابسته به جابجایی، وابسته به سرعت و سایر موارد تقسیم می‌گردند. وسایل وابسته به جابه جایی باید شامل وسایلی باشند که رفتار سخت- پلاستیک(مانند وسایل اصطکاکی یا رفتار دو خطی مانند وسایل فلزی جاری شونده) داشته باشند. وسایل وابسته به سرعت شامل میراگرهای ویسکو الاستیک و ویسکوز می‌باشند. تجهیزات اتلاف انرژی که در این دو دسته قرار نمی‌گیرند جزء سایر محسوب می‌گردند. در این قسمت هر یک از میراگرهای فوق معرفی گشته و چگونگی کار کرد آن‌ها توضیح داده می‌شود.
میراگرهای وابسته به تغییر مکان به دو دسته **میراگر تسلیمی و اصطکاکی** تقسیم می‌شوند که با توجه به نصب و تعویض نسبتاً آسان ارزان و ساده سیستم‌های اصطکاکی، نسبت به سیستم‌های تسلیمی، دارای مزیت بیشتری هستند.

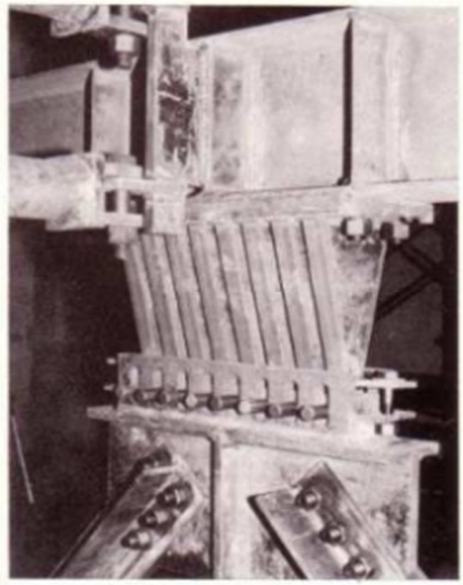
میراگرهای فلزی تسلیمی (Metallic yield damper)

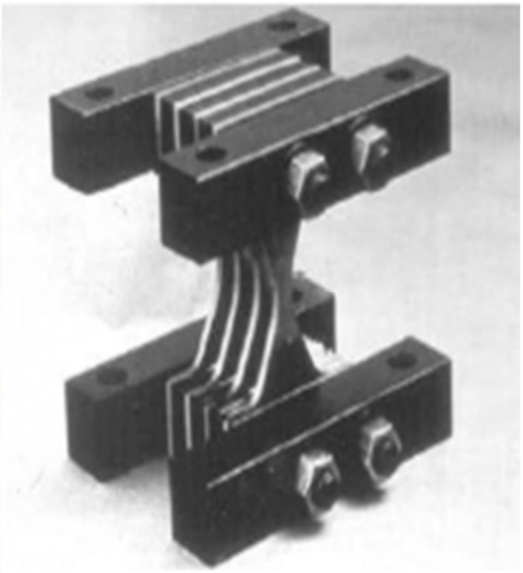
با دانستن ساختمان کریستالی فلزات مختلف می‌توانیم رفتار میرایی این فلزات را در شرایط بارگذاری تناوبی بررسی نموده و خواص میرایی مطلوب در محدوده قبل از نقطه تنش تسلیم (point yield) مشاهده کنیم .
می‌توانیم با فرم دادن یک قطعه فلز به حالتی که در بارگذاری دینامیکی سازه رفتار میرای از خود نشان دهد (عموماً به شکل مثلث متساوی الساقین) و قرار دادن آن در محل اتصال اعضاء سازه به یکدیگر از این خاصیت به نحو مطلوب در اتلاف و پراکنده سازی انرژی زلزله استفاده نماییم. همان‌طور که در تعریف میراگر گفته شد بایستی جنس و شکل و محل استفاده این دسته از میراگرها را طوری انتخاب کنیم که در طول عمر سازه، خواص میرایی آن‌ها تحت عوامل مختلف تأثیر گذارنده دچار اختلال نگردد. فلزی که برای ساخت اینگونه میراگرها به کار می‌رود، عموماً بایستی دارای رفتار مناسب تغییر هیسترزیس، دامنه خستگی بالا، استحکام نسبی بالا و عدم حساسیت زیاد نسبت به تغییرات درجه حرارت باشد. اصولاً میراگرهای فلزی ، با تکیه بر تغییر شکل‌های الاستیک فلز و میرایی ناشی از اتلاف انرژی به صورت اصطکاک داخلی کریستال‌ها می‌شود. به این منظور سیستم‌های جاذب انرژی متنوعی

می‌تواند استفاده گردد. از شناخته شده ترین این سیستم‌ها می‌توان میراگر فلزی جاری شونده Metallic Damper ، میراگرهای تسلیمی وسایل فلزی هستند که می‌توانند انرژی را در یک زلزله در اثرات تغییرات غیر الاستیک فلزات تلف کنند. این میراگرها در حقیقت در حالات خمشی ، پیچشی، محوری و یا برشی تسلیم می‌شوند.

این میراگر در زمره میراگرهای غیر فعال در سازه‌ها می‌باشد که افزاینده میرایی و سختی در سازه به شمار می‌رود و به اختصار ADAS (Added Damping add Stiffness) نامیده می‌شود.

این میراگر عموماً در زیر تیر طبقه و بر روی عضو تکیه‌گاهی مهاربند شونده قرار می‌گیرد. جابجایی نسبی طبقات باعث می‌شود قسمت بالای ADAS نسبت به پایین آن یک حرکت نسبی داشته باشد و این تغییر نسبی باعث انحنای مضاعف در صفحات فولادی خواهد شد. میراگرهای تسلیمی باعث تمرکز خرابی در یک نقطه از سازه می‌شوند که بعد زلزله به راحتی قابل تعویض است.





از خاصیت جاری شدن فلزات در روش‌های مختلفی جهت افزایش کارایی سازه در مقابل نیروهای دینامیکی وارده به سازه استفاده شده است. میراگرهای فلزی معمولاً از جنس فولاد ساخته می‌شوند و طراحی آن‌ها طوری صورت می‌گیرد که بر اثر ارتعاش سازه، این میراگرها دچار تغییر شکل شده و انرژی را تلف می‌نمایند.

از مزایای این میراگرها می‌توان افزایش کارایی سازه در مقابل زلزله به سبب تمرکز خرابی به نقطه مشخصی از سازه اشاره کرد و اینکه بعد از زلزله به راحتی تعویض می‌شود. از معایب این وسیله می‌توان به تغییر شکل دائمی بعد زلزله اشاره کرد .

از انواع دیگر میراگرهای تسلیم شونده ، میراگر سربی تزریقی،(LED) می‌باشد. این میراگر از یک سیلندر دو محفظه‌ای پیستون و سرب داخل پیستون تشکیل شده است که با حرکت پیستون به هنگام زلزله سرب از محفظه بزرگتر به محفظه کوچکتر حرکت میکند که با تغییر شکل خمیری، انرژی جنبشی بصورت حرارتی تلف می‌شود.

میراگرهای آلیاژی (SMA)

آلیاژهای تغییر شکل ماندگار نوعی از آلیاژهای فلزی با خواص فوق الاستیک هستند که می‌توانند کرنش‌های بیش از ۱۰٪ را تحمل کنند و هیچ تغییر شکل ماندگاری بعد از باربرداری نداشته باشند .

وسایل SMA شامل سیم‌ها و میله‌هایی می‌شوند که در قطرها و حالت تنش در طی حالت و عمر وسیله متفاوت هستند. سیم‌ها معمولاً قطر تا حدود ۲ میلی‌متر برای بار محوری ساخته می‌شوند، اما قطر میله‌ها تا ۸ میلی‌متر هم می‌رسد که برای خمش، برش

و پیچش مناسب هستند. میله‌های مخصوص تا قطر ۵۰ میلی‌متر ساخته شده است. میراگر SMA ممکن است برای کاربردهای لرزه‌ای مخصوصاً بهسازی سازه‌های فولادی، مرکب و قاب‌های بتنی استفاده شوند. بادبندها با میله‌های فلز ترد برای کم کردن اثرات لرزشی بسیار موثر هستند. از دیگر کاربردهای میراگر SMA می‌توان به استفاده از آن‌ها در پل‌های چنددهانه اشاره کرد که آن‌ها راه‌حل موثری را نسبت به سیستم‌های موجود فراهم می‌کنند زیرا نتایج نشان داد که SMA ها پاسخ‌های تغییر مکان فواصل را کاهش دادند و بسیار موثرتر از سیستم‌های کابلی مهاری موجود بودند. اما این میراگرها هنوز عمومیت پیدا نکرده است و روابط آن نسبتاً پیچیده است.

میراگرهای آلیاژ SMA از فلزاتی ساخته می‌شوند که دو خاصیت زیر را دارا باشند :

۱- انعطاف‌پذیری آن‌ها مشابه با انعطاف‌پذیری قطعه لاستیکی باشد.

۲- پس از اعمال تغییرشکل‌های زیاد در آن‌ها، در اثر حرارت به حالت اولیه خود باز گردند.

آلیاژ نیکل و تیتانیوم ضمن دارا بودن این خواص از مقاومت خوبی در برابر خوردگی نیز برخوردار است. هرچند تحقیق در مورد استفاده از این آلیاژها به عنوان میراگر بیشتر شده است، اما این میراگرها به دلیل داشتن هزینه‌های ساخت بالا خیلی جنبه اجرایی زیادی به خود نگرفته‌اند و بیشتر حالت تحقیقاتی دارند.

میراگرهای اصطکاکی

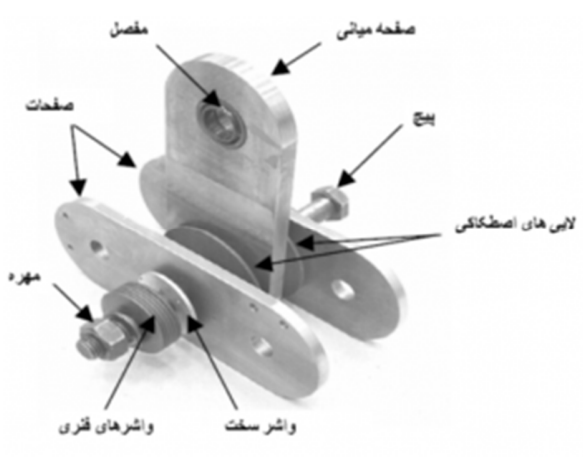
خواص میرایی یک ماده، همان‌طور که گفته شد جزئی از ذات ماده می‌باشد که با بوجود آمدن برخی شرایط و تحت تأثیر برخی از پدیده‌ها، دچار اختلال می‌شود. در صورتی که این اختلال برای سیستمی که میراگرهایی با خواص میرایی درونی در ان وجود دارند ایجاد شود، سیستم دچار اشکال می‌شود که این مسئله بزرگترین نقطه ضعف میراگرهای ویسکوالاستیک و متالیک می‌باشد.

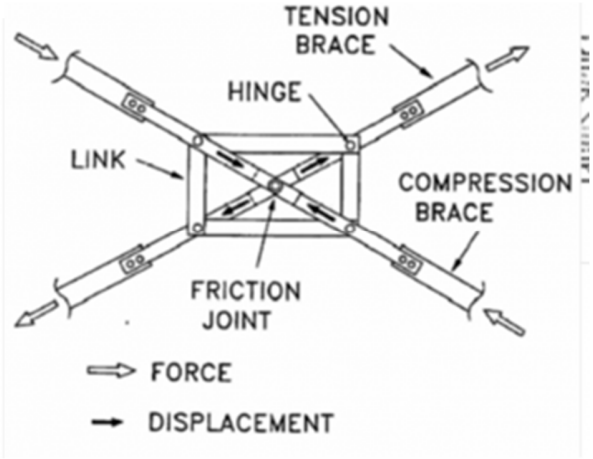
میراگرهای اصطکاکی به صورت ساده متشکل از یک مکانیزم با سطوح لغزشی در محل تقاطع بادبندها می‌باشند. در این حالت اتلاف انرژی در اثر اصطکاک بین دو جسم جامد ایجاد می‌گردد.

اساس کار در این روش بر پایه استهلاک انرژی بوسیله لغزش و بالاتر بردن زمان تناوب ارتعاشی سیستم است.

این میراگر(میراگر پال) طوری طراحی می‌شود که در برابر بارهای سرویس معمولی و زلزله‌های متوسط نلغزد. یعنی اینکه از پیش وسیله را برای نیروی خاصی طراحی می‌کنند، که تا آن نیرو به وسیله وارد نشود، سازه به صورت ارتجاعی باقی بماند اما بعد از این نیروی خاص لغزش اتفاق می‌افتد و میراگر اصطکاکی انرژی زیادی را جذب می‌کند از طرفی پریود طبیعی سازه را تغییر می‌دهد. میزان انرژی مستهلک شده توسط این میراگر اصطکاکی برابر حاصل‌ضرب بار لغزش در میزان جابجایی تمامی میراگرها است.

- ازمهم‌ترین زمینه‌هایی که میتوان در مورد این میراگرها نگرانی داشت مقاومت آن‌ها در برابر آتش‌سوزی می‌باشد.
- عیب مهم دیگر این سیستم‌های میراگر بوجود آمدن نیروهای پیش‌بینی‌نشده و تصادفی‌ای در اعضای سازه‌ای نظیر ستون و مهاربندها می‌باشد و چون میزان جذب نیروی زلزله در زلزله‌های با قدرت‌های مختلف در میراگرهای اصطکاکی متفاوت می‌باشد در نتیجه نیروی ایجاد شده در ستون‌های پیرامونی میراگرهای اصطکاکی متفاوت و متغیر می‌باشد.
- میراگرهای اصطکاکی اغلب در معرض هوا هستند و ممکن است زنگ بزنند یا خیس شود و خواص لغزش آن‌ها تغییر می‌کند. حرارت محیط نیز باید در نظر گرفته شود.





میراگر ویسکو الاستیک

این‌گونه میراگرها از نظر عاملیت میرایی دقیقاً مانند میراگرهای فلزی عمل می‌کنند با این تفاوت که به دلیل ساختمان کوپولیمری یا کریستالی خود و خواص ایزوتروپیکی که دارند در بارگذاری‌های مختلف، از طریق تغییر شکل‌های برشی باعث اتلاف انرژی می‌شوند. اینگونه میراگرها را عموماً طوری در سیستم نصب می‌کنند که تنش‌های وارد به آن‌ها نوع برشی باشد تا خاصیت میرایی خود را نشان بدهند .

کاربرد عمومی این‌گونه میراگرها در سازه پل‌های بلند می‌باشد. این میراگرها باعث جلوگیری از ایجاد پدیده مخرب تشدید در ساختمان پل شده و مانع از تخریب پل در اثر بارهای باد می‌شود .

این‌گونه میراگرها و اکثر میراگرهای دیگر به دلیل تأثیرگذاری عوامل مختلف روی میزان میرایی از تاریخ مصرف برخوردارند و در پایان تاریخ مصرفشان بایستی تعویض شوند. ممکن است در طول عمر یک سازه، چندین بار تعویض میراگرها صورت گیرد که بزرگترین نقطه ضعف اینگونه میراگرها همین امر می‌باشد.

- این میراگر مانند اکثر میراگرها به دلیل تأثیر عوامل مختلف روی میراییآن‌ها از تاریخ مصرف برخوردارند و در پایان تاریخ مصرفشان باید تعویض گردند و ممکن است در طول عمر یک سازه چندین بار این میراگرها تعویض شوند که این بزرگترین ایراد این میراگرها می‌باشد.
- از جمله معایب دیگر این نوع میراگر نبود مدل‌های تحلیلی قابل اعتمادی است که بتوان با استفاده از آن میزان میرایی معادل میراگر را پیش‌بینی نمود.

مزایا و معایب میراگرهای ویسکوالاستیک

مزیت اصلی استفاده از میراگرهای ویسکو الاستیک این است که اگر این میراگرها به صورت صحیح در سازه قرار داده شود نیاز به جایگزینی نخواهد داشت. به دلیل اینکه تغییر شکل صفحات لاستیکی، ماندگار نیست.

دو عیب بزرگ برای میراگرهای ویسکو الاستیک وجود دارد. اول اینکه مدل کردن آن‌ها پیچیده است. میراگرهای ویسکو الاستیک از موادی به نام همسپار(Copolymer) تشکیل شده‌اند. مواد همسپار خواص سختی و میرایی خاصی دارند که با دما محیط، فرکانس تحریک، تغییرات حرارت موضعی و سطوح کرنش برش تغییر می‌کند. دومین عیب این میراگر ناپایداری آن است که به خاطر خاصیت ذاتی پلیمر مخصوص میراگرهای ویسکو الاستیک است. اولین گام آزمایش میراگرهای ویسکو الاستیک معمولاً پیدا کردن این خواص است.

میراگرهای سیال لزج VFD (Viscous Fluid Damper)

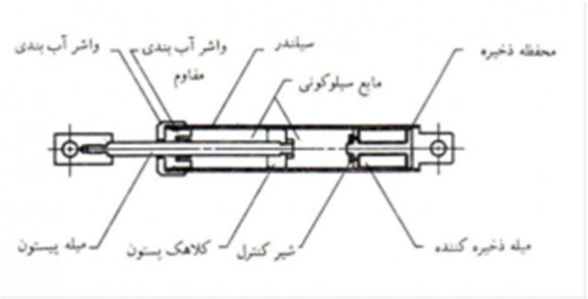
ایده این دسته از میراگرها نیز همان‌طور که ایده میراگرهای اصطکاکی از ترمز اتومبیل گرفته شده است از اتومبیل سرچشمه می‌گیرد. سیستم تعلیق اتومبیل از یک فنر و یک کمک فنر (میراگر) استفاده می‌کند که در تعامل با یکدیگر، ضربان وارده به

اتومبیل از سوی زمین را جذب و انرژی استفاده می‌کند که در تعامل با یکدیگر، ضربات وارده به اتومبیل از سوی زمین را جذب و انرژی آن‌ها را اتلاف می‌کنند. اگر ستون‌های یک سازه را به عنوان فنر در نظر بگیریم، در واقع با ایجاد کمک فنر (میراگر) در کنار آن‌ها می‌توانیم انرژی وارده به سازه در اثر زلزله را اتلاف کنیم. در گذشته کاربردهای فراوانی از میراگرهای سیال لزج به منظور کنترل ارتعاشات ناشی از ضربه در سیستم‌های فضایی و دفاعی مشاهده شده است.

ساختمان میراگرهای مایع لزج عموماً از یک پیستون و یک سیلندر تشکیل شده است مایع لزج داخل سیلندر توسط پیستون فشرده می‌شود، با توجه به اینکه درون پیستون ، سیلندر دیگری وجود دارد .

که به وسیله سوراخ‌های ریزی می‌تواند مایع را به درون پمپ کند، با اعمال فشار به سیستم مایع لزج با سرعت کمی بین دوسیلندر مبادله می‌شود و مقدار زیادی انرژی را اتلاف می‌کند. ساختمان کلی این میراگرها در شکل زیر نشان داده شده است.

لازم به ذکر است که این میراگر حساسیتی نسبت به تغییرات حرارتی نداشته و به دلیل عدم دارا بوده و ساختمان جامد مورد اثر پدیده‌های خستگی و اثر باوشینگر قرار نخواهد گرفت اما طول عمر آن نسبت به طول عمر سازه کم است .



میراگر ویسکوز VFD

چند مزیت مهم برای استفاده از میراگرهای ویسکوز وجود دارد. میراگرهای ویسکوز نیروی میرایی در یک سازه تولید می‌کنند و این نیرو به طور ذاتی غیر هم فاز با ماکزیمم پاسخ سازه در طی رویداد لرزه‌ای است. به این دلیل میراگرهای ویسکوز می‌توانند برش طبقه، شتاب و برش پایه را کاهش دهند. میراگر ویسکوز یک وسیله مهر و موم شده است و این موجب تمایل کمتر آن به خطرات جوی می‌شود که میراگرهای باید تحمل کنند در نهایت عملکرد میراگر ویسکوز تقریباً مستقل از حرارت است و معادله میرای ویسکوز مشابه که برای همه سطوح فرکانس معتبر است.

ماتریس ضرایب میرایی جزء لاینفک روند حل است و اگر میراگرها به صورت ناهمسانی در سازه قرار بگیرند، تجزیه سیستم برای تحلیل سخت می‌شود. همچنین معایب دیگر برای میراگرهای ویسکوز وجود دارد. به علت فشردگی کم سیال ویسکوز، شروع به کار کردن با ضربه‌ای در میراگر ویسکوز همراه است.

حرکت پیستون در این مایع با مقاومت آن روبرو می‌شود. اساس کار این میراگر لرزه‌ای استهلاک انرژی توسط عبور دادن مایع تحت فشار از درون سوراخ‌های تعبیه شده در پیستون می‌باشد. برای اندازه‌گیری مشخصات دینامیکی، در ابتدا وسیله فوق را تحت یک بارگذاری مشخص قرار داده و با استفاده از پاسخ این میراگرها، مشخصات آن‌ها بدست می‌آید. میراگرهای سیال لزج را می‌توان طوری طراحی کرد که به عنوان یک میراگر انرژی خالص یا به عنوان یک فنر یا بصورت ترکیبی از هر دو عمل نماید. همچنان که در شکل ملاحظه می‌شود میراگر سیال لزج شبیه کمک فنر خودرو می‌باشد.

حرکت پیستون داخل سیلندر دارای مایع سیلیکونی، باعث جذب انرژی جنبشی و تبدیل آن به انرژی گرمایی می‌گردد. چون در این نوع میراگرها نیروی میراگر کاملاً خارج از فاز تنش‌های وارده بوده و نیروی میرایی با سرعت تغییر می‌نماید، میراگر تنش و تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه را با همکارش می‌دهد. نیروی میراگر ویسکوز وابسته به سرعت است، بنابراین نیروی حداکثر میراگر در زلزله همیشه به جابجایی اختلاف فاز $\pi/2$ ایجاد می‌کند و سرعت ماکزیمم در زمانی اتفاق می‌افتد که جابجایی صفر است. این امر از مزیت‌های این میراگرها می‌باشد زیرا در زمانی که سازه در اثر جابجایی ناشی از زلزله تحت نیروهای داخلی شدید قرار دارد، فشار مضاعفی بر سازه وارد نمی‌کند.

کاربرد میراگر ویسکوز در سازه

سایر انواع میراگر (مانند جاری شونده فلزی و اصطکاکی) چنین خاصیتی نداشته و با سرعت تغییر نمی‌کنند. بنابراین آن‌ها معمولاً باعث افزایش تنش در ستون‌ها در ضمن کاهش حرکت و جابه‌جایی می‌شوند.

این موضوع به این شکل است که وقتی در اثر نیروی دینامیکی وارده به سازه، ستون به حداکثر جابه‌جایی خود و در نتیجه حداکثر تنش رسید، در این حالت نیروی میرایی صفر می‌شود و وقتی ستون در حالت بازگشت می‌باشد و در محل حداکثر سرعت است نیروی میراگر ماکزیمم می‌شود و این جایی است که نیروی ستون هم به کمترین مقدار خود رسیده است.میراگرهای ویسکوز به دلیل سادگی در نصب، قابلیت انطباق و هماهنگی با سایر اعضا و همچنین تنوع در ابعاد و اندازه‌های آن‌ها، کاربرد بسیاری در طراحی و مقاوم‌سازی پیدا کرده‌اند.

قابلیت تطابق میراگر ویسکوز با معماری

میراگر جرمی تنظیم شده TMD

از آنجائی که فرکانس‌های طبیعی این سیستم‌ها با فرکانس‌های سازه‌ها، برابر و یا نزدیک به آنهاست، سیستم‌های هماهنگ شده(Tuned) نامیده می‌شوند.

میراگر جرمی تنظیم شده یکی از ابزارهای غیر فعال استهلاک انرژی است. این وسیله با جذب کردن مقداری از انرژی وارد شده از بار دینامیکی به سازه، میزان تقاضا برای استهلاک انرژی در سازه اصلی را کاهش می‌دهد .

در این میراگر لرزه‌ای، سازه و میراگر نقش یک سیستم دو قسمتی را باز می‌کنند . جرم میراگر، روی سازه قرار می‌گیرد ولی میراگر توسط غلتک‌هایی می‌تواند در جهت افقی حرکت آزادانه داشته باشد. در هنگام زلزله نیروی جدیدی توسط میراگر در جهت میراسازی انرژی زلزله به سیستم اعمال می‌شود .

یک میراگر جرمی تنظیم شده دستگاهی است متشکل از یک جرم، یک فنر و یک میراگر که به سازه متصل شده و هدف آن نیز کاهش پاسخ دینامیکی سازه می‌باشد. فرکانس میراگر با یک فرکانس سازه‌ای خاص تنظیم می‌شود تا وقتی این فرکانس فعال شد، میراگر با اختلاف فازی نسبت به حرکت سازه به جنبش در آید.

در آن زمان کاربرد میراگرهای جرمی تنظیم شده محدود به جذب کننده‌های دینامیکی سیستم‌های مکانیکی می‌شد. ولی بعدها کاربرد آن‌ها در سازه‌ها مورد توجه قرار گرفت.

با مطالعه رفتار سازه مشاهده می‌شود که نسبت میرایی سازه کنترل شده متأثر از نسبت تنظیم TMD کنترل شده توسط سیستم میراگر لرزه‌ای می‌باشد.

۱. در زلزله‌های حوزه دور افزایش تعداد میراگر بهتر است چون با توجه به عدم قطعیت موجود در پیش‌بینی زمین‌لرزه و همچنین مشخصات دینامیکی سازه مثل فرکانس‌های طبیعی .
۲. استهلاک مودهای مختلف ارتعاشی، مفیدتر آن است که از تعداد میراگرهای بیشتر استفاده شود به نحوی که این میراگرها دارای ارتعاشی با اندک اختلافی نسبت به هم باشند تا بتوان محدوده بیشتری از فرکانس‌ها را پوشش داد که به این‌گونه MTMD گفته می‌شود.
۳. با افزایش نسبت جرم میراگر در تمام زلزله‌ها چه حوزه دور و چه نزدیک باعث کاهش شتاب طبقات می‌گردد.
۴. میراگرهای جرمی تنظیم شده به دلیل عدم نیاز به تعمیر و نگهداری ویژه، عدم نیاز به منبع انرژی خارجی و قابلیت بهره‌برداری دائمی، کاربرد وسیعی در کاهش پاسخ لرزهای سازه‌های بلندمرتبه در مقابل اثر باد و زلزله دارند.
۵. با افزایش تعداد طبقات سازه اثر بخشی سیستم TMD بیشتر می‌شود و باعث کاهش بیشتر تغییر مکان حداکثر طبقات می‌گردد.
۶. کارایی TMD در سازه‌های با مهاربند و یا سیستم دوگانه بسیار بهتر از قاب خمشی تنها می‌باشد.

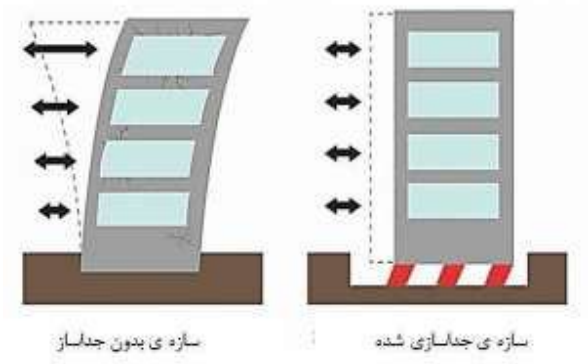
جداسازی لرزه‌ایی

در طول سال‌های مختلف، تکنولوژی ساخت و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، در جهت کاهش اثر زلزله بر ساختمان‌ها، پل‌ها و نیز ملحقات آسیب‌پذیر آن‌ها، پیشرفت زیادی کرده است. جداسازی لرزه‌ای یک روش نسبتاً جدید در این زمینه به شمار می‌رود. جداسازی لرزه‌ای(base isolation)، در واقع نصب سیستمی است که سازه و یا ملحقات آن را از حرکات لرزه‌ای مخرب زمین و یا تکیه‌گاه جدا می‌سازد. این جداسازی با افزایش انعطاف‌پذیری سیستم و همچنین تأمین میرایی مناسب بدست می‌آید. هدف اصلی در این روش جلوگیری از انتقال مستقیم نیروی زلزله از سازه به پی است. در اکثر موارد جداگرهای ارتعاشی در قسمت تحتانی سازه نصب می‌گردند و به همین علت به نام جداگرهای پی نامیده می‌شوند.

جداسازهای لرزهایی از جمله سیستم‌های کنترلی غیرفعال می‌باشند. سیستم‌های جداساز پایه، تکنولوژی مؤثر در کاهش تأثیرات لرزهایی بر سازه‌های حساس و استراتژیک از قبیل نیروگاه‌های اتمی، بیمارستان‌ها، مدراس و پل‌ها محسوب می‌شوند. در واقع جداساز لرزه‌ای یکی از روش‌های خیلی مؤثر و اقتصادی می‌باشد که موجب کاهش انرژی حاصل از زلزله در رو سازه می‌شود بدون اینکه خسارتی به آن وارد کند.

ساخت موفقیت‌آمیز تلف کننده‌های انرژی مکانیکی و الاستومترها با میرایی بالا، محرکی برای استفاده از جداسازهای ضد زلزله شد. تلف کننده‌های انرژی مکانیکی در صورتی که به همراه یک جداساز انعطاف‌پذیر مورد استفاده قرار گیرند، می‌توانند پاسخ سازه را با محدود کردن تغییر مکان‌ها و نیروها کنترل کنند و بدین ترتیب کارایی سازه را در برابر زلزله به نحو مؤثری بهبود بخشند. اتلاف

انرژی در اجزایی که بدین منظور طراحی شده‌اند، باعث می‌شود وظیفه‌ی اتلاف انرژی از روی تیرها و ستون‌ها برداشته شود. در نتیجه پس از زمین‌لرزه (تیرها و ستون‌ها) بدون آسیب‌دیدگی به کار خود ادامه خواهند داد.
مهم‌ترین امتیاز جداگرهای ارتعاشی در این است که با انعطاف‌پذیری زیاد خود، باعث افزایش زمان تناوب اصلی سازه و کاهش نیروی وارد بر سازه می‌شوند. جداساز پایه، سازه را از آثار مخرب ناشی از زلزله‌های شدید توسط مکانیزم کاهش انتقال شتاب به سازه‌ی فوقانی حفظ می‌نماید. در این روش سازه بر روی تکیه‌گاه‌هایی که قابلیت تغییر شکل جانبی زیادی دارند، قرار می‌گیرد. در صورت وقوع زلزله عمده تغییر شکل‌ها در تکیه‌گاه رخ داده و سازه مانند جسمی صلب با تغییر شکل‌های کوچکی ارتعاش می‌یابد (شکل۱).



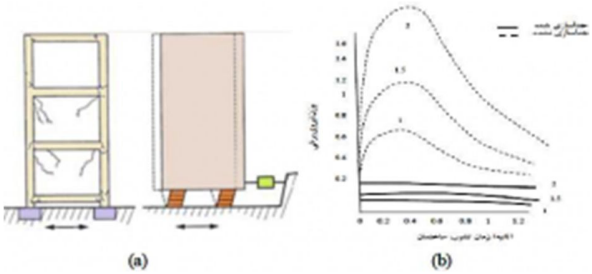
شکل(۱): مقایسه تغییر مکان در دو حالت با جداساز و پایه ثابت

جداسازی لرزه‌ای پی، که با به کار بردن وسایل جداساز با سختی افقی کم در بین سازه و پی انجام می‌شود، سازه را از مؤلفه‌های افقی حرکات زمین جدا می‌سازد و باعث کاهش قابل توجه نیروها و انرژی زلزله منتقل شده به سازه می‌گردد.

مکانیزم عملکرد جداساز

جداسازی لرزه‌ای عبارت است از جدا کردن کل یا بخشی از سازه از زمین یا قسمت‌های دیگر سازه به منظور کاهش پاسخ لرزه‌ای آن بخش در زمان رویداد زلزله. مفهوم جداسازی لرزه‌ای به عنوان یک ابزار محافظتی در برابر زلزله ، به بیش از ۱۰۰ سال قبل باز می‌گردد.
روش مرسوم طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مبتنی بر افزایش ظرفیت سازه است. در این رویکرد طراحی لرزه‌ای، ایجاد ظرفیت باربری جانبی در سازه، با افزایش مقاومت و تأمین شکل‌پذیری آن صورت می‌گیرد. در نتیجه اجرای این روش ، ابعاد اعضای سازه‌ای و اتصالات افزایش یافته و در سازه ، اعضای مهاربند جانبی همچون بادبند یا دیوار برشی یا سایر اعضای سخت‌کننده در نظر گرفته می‌شوند.
افزایش سختی سازه که جذب نیروی بیشتر ناشی از زلزله را به دنبال داشته و سبب افزایش ابعاد اعضای سازه‌ای به منظور تأمین مقاومت می‌شود، موجب کاهش ارزش اقتصادی پروژه می‌گردد. علاوه بر آن، در روش‌های مرسوم طراحی، به دلیل تغییر شکل‌های غیر خطی در اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای امکان بروز خرابی در این اعضا و وقوع آسیب در اجزای غیر سازه‌ای و تجهیزات داخل طبقه به دلیل وقوع تغییر مکان و شتاب‌های قابل توجه در طبقه وجود دارد.
بنابراین سیستم‌های جداگر ، روشی برای محافظت ساختمان‌ها در برابر خسارات ناشی از زلزله بوده و این عمل با محدود ساختن اثر تخریبی زلزله و نه مقاوم کردن سازه در مقابل زلزله انجام می‌پذیرد. جداگرهای ارتعاشی اثر تخریبی زلزله را محدود می‌سازند، به طوری که پایه انعطاف‌پذیر سازه باعث جدا شدن آن از حرکات زمین می‌شود و در نتیجه شتاب پاسخ سازه کمتر از شتاب زمین می‌باشد. نیروهایی که به سازه جداسازی شده وارد می‌شود را می‌توان با وسایل میراگر که باعث اتلاف انرژی ناشی از زلزله می‌شوند، کاهش داد.

در شکل (۲)، مفهوم جداگرهای ارتعاشی به طور نمایشی نشان داده شده است. در این شکل ساختمان طرف چپ برای مقاومت در برابر زلزله طراحی شده و ساختمان طرف راست بر یک سیستم جداگر ارتعاشی قرار گرفته است همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، نیروهای زلزله وارد بر ساختمان سمت چپ که برای مقاومت در برابر زلزله طراحی شده بوده و تغییر شکل‌ها و ترک‌های قابل توجهی را در سازه می‌توان مشاهده کرد. در ساختمان سمت راست که جداسازی ارتعاشی شده است، نیروهای زلزله کمتر بوده و بیشتر تغییر مکان در خود جداگر به وجود می‌آید، به طوری که کل سازه تقریباً به صورت یک جسم صلب حرکت کرده و تغییر شکل‌های سازه کوبک می‌باشد. اتلاف انرژی در سیستم‌های جداگر توسط میراگرهای ویسکوز و یا هیسترتیک صورت می‌پذیرد، در صورتی که در سیستم‌هایی که جداگر ارتعاشی ندارند، این انرژی همراه با ایجاد خسارت سازه‌ای آزاد می‌شود.



شکل(۲): پاسخ لرزه‌ای دو ساختمان. سازه سمت چپ به طور معمولی در مقابل زلزله مقاوم شده است و سازه سمت راست بر روی سیستم جداگر لرزه‌ای نصب گردیده است.

هدف استفاده از جداسازی لرزه‌ای

تعبیه و نصب جداگرهای لرزه‌ای در محل اتصال سازه به پی ، به عنوان مانعی برای انتقال نیروی زلزله و انرژی حاصل از آن به سازه مطرح می‌شود. در واقع هدف اصلی در جداسازی، جلوگیری از انتقال مستقیم نیروی زلزله از پی به سازه است.

در این روش، کل یا بخشی از سازه برای کاهش پاسخ لرزه‌ای آن بخش در زمان زلزله از زمین یا قسمت‌های دیگر سازه جدا می‌شود. این کار با استفاده از جداسازهایی که بر اساس مشخصات دینامیکی سازه، اهداف عملکردی مورد نظر طراح و شرایط خطر لرزه‌ای ساختگاه، طراحی و ساخته شده‌اند ، صورت می‌گیرد.

وظیفه‌ی اصلی این جداسازها ایجاد فاصله بین دوره تناوب طبیعی سازه و محدوده‌ی دوره‌ی تناوب حاکم در ارتعاش زمین‌لرزه احتمالی در محل سازه مورد نظر است. علاوه بر این، انرژی ارتعاشی ناشی از زلزله نیز با کمک سازه و کارهای مختلفی جذب شده و از انتقال آن به سازه جلوگیری می‌گردد.

از آنجا که در این روش نیروی زلزله به سازه وارد نمی‌شود و یا سهم اندکی از آن به سازه منتقل می‌گردد، نتایج زیر را می‌توان انتظار داشت:

- تغییر مکان نسبی طبقات کاهش یابد؛
- کاهش قابل ملاحظه‌ای در شتاب طبقات به وجود آید؛
- خسارت سازه‌ای و نیز خسارت غیر سازه‌ای به طور محسوسی کاهش یابد؛
- از مشکلات معماری در ساختمان‌ها کاسته شود؛
- هزینه اجرای سازه‌ها به دلیل استفاده از مقاطع با ظرفیت کمتر، کاهش یابد.

به علت تغییر برخی خواص دینامیکی سازه، یعنی افزایش پریود و میرایی آن، نتایج فوق را می‌توان انتظار داشت. زیرا که با افزایش پریود سازه، شتاب سازه در اثر حرکات زمین کاهش یافته و در نتیجه تغییر شکل‌های زیاد به طور محسوسی کم می‌شود. البته این پدیده در برخی از حالات نظیر زلزله با پریود بلند و یا سازه‌های واقع بر روی خاک نرم، عملکرد سیستم‌های جداگر را نامطلوب می‌سازد. به هر حال این روش برای طراحی و تقویت سازه در برابر بارهای جانبی به خصوص زلزله، دارای ویژگی‌های خاصی بوده و به عنوان یک روش مؤثر قابل طرح است.

در مورد انتخاب و یا عدم انتخاب سیستم جداساز لرزه‌ای برای یک سازه؛ مهندس، معمار و یا کارفرمای آن باید عوامل مختلفی را در نظر بگیرد. اولین موضوعی که باید مد نظر قرار گیرد، خطر زلزله است که بستگی به خصوصیات زمین‌شناختی محلی (مجاورت به گسل، خاک محل)، تاریخچه زلزله‌های ثبت‌شده در منطقه و هر عامل شناخته شده دیگر در مورد خصوصیات احتمالی زلزله (شدت،زمان تناوب و ...) دارد. با توجه به شکل و سیستم سازه و همچنین مصالح به کار رفته، می‌توان راه‌حل‌های متفاوتی برای طرح مقاوم‌سازی در برابر زلزله در نظر گرفت که در بعضی از آن‌ها می‌توان از جداساز لرزه‌ای استفاده کرد و در بعضی دیگر استفاده نکرد. سپس می‌توان احتمال خرابی ناشی از زلزله را برای هر طرح مشخص نمود.خرابی ناشی از زلزله به صورت زیر قابل طبقه‌بندی است:

- خرابی جزئی و ناچیز
- خرابی قابل تعمیر (در صورتی که هزینه تعمیر حداکثر ۳۰٪ هزینه کل ساخت باشد.)
- خرابی غیر قابل تعمیر که در نتیجه سازه باید تعمیر گردد.

تاکید اصلی در سیستم‌های جداساز لرزه‌ای تغییر میزان خرابی از سطح ردیف‌های (۲) و (۳) به ردیف(۱) می‌باشد، که باعث کاهش خسارات مالی و احتمالاً کاهش هزینه‌های بیمه می‌شود.

کاربرد جداسازی در بهسازی لرزه‌ای

هدف بهسازی با به کار بستن معیارهای بهسازی بر اساس راهبردی که نواقص ملاحظه شده در تحلیل لرزه‌ای را برطرف نماید، حاصل می‌شود. هر معیار بهسازی باید به طور توام با دیگر معیارهای بهسازی مورد ارزیابی قرار گیرد به نحوی که سازه موجود مستقلاً از تأمین سطح عملکرد مورد نظر ساختمان برای سطح خطر لرزه‌ای انتخابی در قالب طرح بهسازی، اطمینان دهد. با اتخاذ روش کلی و راهبرد بهسازی لرزه‌ای و به کار بستن معیارهای بهسازی می‌توان به سطح عملکرد مورد نظر ساختمان و تأمین هدف بهسازی دست یافت.

بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، شامل افزایش ظرفیت سازه به لحاظ سختی و مقاومت، افزایش جذب انرژی و کاهش نیاز لرزه‌ای با استفاده از روش‌هایی مانند جداسازی از پی، کاهش جرم سازه و سیستم‌های اتلاف کننده انرژی می‌باشد.

برای بهسازی ساختمان‌های موجود در برابر زلزله، از روش‌هایی متفاوت با روش‌های مقاوم‌سازی سنتی استفاده می‌شود. امروزه استفاده از سیستم‌های شکل‌پذیر یا میراگرهای انرژی، رشد زیادی داشته است. این سیستم‌ها باعث می‌شوند عملیات اجرایی بهسازی از نظر حجم و زمان به حداقل برسد و علاوه بر کاهش هزینه‌های اجرایی، سبب می‌شوند لطمه‌ی کمتری به روند بهره‌برداری از ساختمان وارد شود. عمل جداسازی پایه از نظر بهسازی در برابر زلزله، یک سیستم سازه‌ای انعطاف‌پذیر و مناسب را به وجود می‌آورد. سیستم‌های جداساز لرزه‌ای از گوناگونی زیادی برخوردارند؛ ولی پایه و اساس همگی آن‌ها بر دو سیستم لغزشی و لاستیکی استوار است، که به منظور جداسازی از حرکت‌های زمین در ساختمان‌ها و پل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند.

هدف و فلسفه بهسازی لرزه‌ای با استفاده از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای مستقیماً به هدف کارفرما و انتظارات او از عملکرد ساختمان بهسازی شده وابسته است. به همین دلیل اهداف بهسازی از پروژه‌ای به پروژه دیگر می‌تواند متفاوت باشد. پنج مورد از مواردی که انگیزه اصلی کارفرمایان در انتخاب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای جهت بهسازی ساختمان‌های موجود محسوب می‌شوند، به شرح زیر هستند:

- قابلیت عملکرد: مراکزی که در هنگام زلزله و بعد از آن بایستی به فعالیت خود ادامه دهند. (مانند مراکز کامپیوتری، مالی و ...)
- حفظ محتویات: لوازم مهم و ارزشمندی که بایستی از خسارات ناشی از ارتعاشات زلزله محافظت شوند. (مانند آثار تاریخی و هنری)
- حفظ سرمایه: جلوگیری از ضررهای اقتصادی ناشی از خسارات زلزله.
- حفظ آثار باستانی: جلوگیری از تخریب یا ایجاد خسارت در ساختمان‌های تاریخی.

- طرح اقتصادی: برخی از ساختمان‌ها به قدری پیچیده هستند که جداساز لرزه‌ای به عنوان یک روش اقتصادی برای بهسازی آن‌ها می‌تواند در نظر گرفته شود.

شرایط امکان‌پذیر بودن استفاده از جداساز

تکنولوژی جداسازی لرزه‌ایی در سال‌های اخیر پیشرفت قابل ملاحظه‌ای داشته است. نصب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای منجر به افزایش زمان تناوب اصلی سازه و کاهش نیروهای وارد بر آن می‌گردد. این روش برای ساختمان‌های کوتاه و متوسط به دلیل پایین بودن زمان تناوب آن‌ها، مؤثرتر از ساختمان‌های بلند می‌باشد.

در استفاده از جداسازه ای لرزه‌ای موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

- جداسازی پایه برای ساختمان‌های سخت‌تر، نتایج بهتری می‌دهد.(در ساختمان‌های با زمان تناوب کمتر از ۱ ثانیه، با نصب جداگر لرزه‌ای زمان تناوب اصلی سازه به بیش از ۲ ثانیه افزایش می‌یابد.)
- امواج زلزله در حین عبور از لایه‌های خاک فیلتر می‌شوند. شتاب حرکت زمین در خاک‌های سخت از مؤلفه‌های فرکانس بالا و در خاک‌های نرم از مؤلفه‌های فرکانس پایین تشکیل می‌شود. از این رو در خاک‌های سخت، جداگر لرزه‌ای بسیار کاربردی بوده و در خاک‌های نرم از کارایی آن کاسته می‌شود. در خاک‌های خیلی نرم به علت نزدیکی زمان تناوب سازه جداسازی شده به زمان تناوب حداکثر پاسخ سازه، جداسازی نتیجه مطلوبی نداشته و در مواردی باعث افزایش نیروهای وارد بر سازه می‌گردد.

در صورت وجود شرایط زیر، سازه‌ها برای جداسازی لرزه‌ایی مناسب هستند:

- سازه دارای دو طبقه یا بیشتر باشد.(یا به طور غیر عادی سنگین باشد)
- محل احداث سازه اجازه تغییر مکان‌های افقی حدود ۶ اینچ (۱۵سانتی‌متر) را در پای سازه بدهد.
- سازه نسبتاً عریض باشد.
- بارهای جانبی باد و سایر بارهای غیر زلزله‌ای، کمتر از تقریباً ۱۰ درصد وزن سازه باشد.
- خاک زیر سازه دارای پریود ارتعاشی بلند نباشد، چرا که پریودهای ارتعاشی بلند حرکت زمین را تشدید می‌کنند.

در کل هر پروژه را باید به طور مستقل در اولین مرحله طراحی مورد بررسی قرار دهیم تا مشخص شود که آیا برای جداسازی ضد زلزله مناسب است یا خیر. برای این منظور باید بین ساختمان‌های جدید و تقویت سازه‌های موجود تفاوت قائل شد.

ساختمان‌های ملزم به جداسازی

در سال‌های اخیر مبحث جداسازی لرزه‌ایی ساختمان‌ها مورد توجه قرار گرفته است. برای ساختمان‌های ذیل مطالعه برای انتخاب گزینه‌ی جداسازی لرزه‌ای به طور خاص بر اساس عملکرد و اهمیت توصیه می‌گردد:

- ساختمان‌های با اهمیت بالا: ساختمان‌هایی که عملکرد آن‌ها در وضعیت بحرانی پس از زلزله مهم است، مانند: ساختمان‌های امدادرسانی و بیمارستان‌ها
- ساختمان‌های دارای ارزش تاریخی و هنری (به عنوان یک گزینه در بهسازی لرزه‌ای)
- بخش‌های اصلی از شریان‌های حیاتی همچون پل‌های مهم یا نیروگاه‌ها
- واحدهای تولیدی دارای تجهیزات یا محصولات گران‌قیمت یا راهبردی
- ساختمان‌هایی که آسیب احتمالی در آن‌ها ، تهدیدی جدی برای محیط‌زیست تلقی گردد.

مکانیزم سیستم جداسازی لرزه‌ایی

سیستم جداساز، انرژی زمین‌لرزه را جذب نمی‌کند، بلکه آن را با استفاده از ویژگی‌های رفتار دینامیکی سیستم منحرف می‌سازد. این اثر ارتباطی به میرایی سیستم ندارد؛ اما برای جلوگیری از وقوع پدیده‌ی تشدید احتمالی در محدوده‌ی فرکانسی برابر فرکانس ارتعاشی سیستم جداساز، مقدار مشخصی میرایی، مفید و ضروری می‌باشد.

سیستم جداساز با سختی افقی پایینی که بین سازه و پی ایجاد می‌کند، ساختمان یا سازه را از مؤلفه‌های افقی حرکت زمین جدا می‌سازد. این عمل سیستمی را به وجود می‌آورد که فرکانس پایه‌ی آن بسیار پایین‌تر از فرکانس‌های غالب زمین‌لرزه و نیز فرکانس پایه‌ی همان ساختمان با اتصال گیردار است.

در سیستم‌های جداسازی شده، قسمت عمده حرکات لرزه‌ای زمین در تراز جداگرهای لرزه‌ای جذب شده و در نتیجه حرکات لرزه‌ای منتقل شده به سازه فوقانی به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد. اساس این روش کاهش پاسخ‌ها به وسیله افزایش زمان تناوب و میرایی سازه می‌باشد.

در سیستم‌های جداسازی شده، قسمت عمده حرکات لرزه‌ای زمین در تراز جداگرهای لرزه‌ای جذب شده و در نتیجه حرکات لرزه‌ای منتقل شده به سازه فوقانی به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد. اساس این روش کاهش پاسخ‌ها به وسیله افزایش زمان تناوب و میرایی سازه می‌باشد.

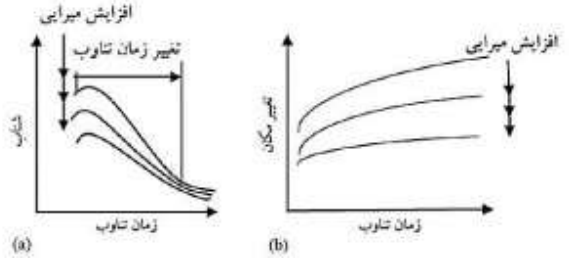
مکانیزم عمل سیستم جداساز از دو قسمت اصلی تشکیل می‌شود.

- بخش اول: افزایش زمان تناوب اصلی سازه برای دور کردن از تشدید شتاب مطلق.
- بخش دوم: عامل تولید میرایی اضافی ایجاد شده برای استهلاک انرژی زلزله.

به عبارت دیگر نصب جداگر باعث افزایش زمان تناوب و میرایی سازه می‌گردد. هر کدام از دو تأثیر فوق می‌توانند باعث کاهش نیروی جانبی ناشی از زلزله شوند.

افزایش دوره تناوب طبیعی سازه موجب کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها در زمان وقوع ارتعاشات با دوره تناوب حاکم کوتاه‌تر می‌گردد. در سازه‌های معمول، احتمال وقوع تشابه یا نزدیکی دوره تناوب طبیعی سازه با دوره تناوب حاکم در ارتعاش ناشی از زلزله زیاد است. جداسازی لرزه‌ای در واقع باعث بلندتر شدن دوره تناوب طبیعی سازه می‌شود. این امر با توجه به طیف پاسخ شتاب زلزله، در اغلب موارد منجر به کاهش احتمال وقوع نیروها و شتاب‌های زیاد در سازه می‌گردد.

مهم‌ترین امتیاز جداگرهای ارتعاشی در این است که با انعطاف‌پذیری زیاد خود زمان تناوب طبیعی سازه را افزایش می‌دهند. این پدیده یعنی افزایش زمان تناوب سازه موجب می‌گردد که از عمل تشدید یا از نزدیک شدن به حالت تشدید اجتناب شود. و در نهایت پاسخ سازه کاهش یابد. اثر تغییر زمان تناوب سازه به طور نمایشی در شکل(۳) نشان داده شده است.



شکل (۳): اثر افزایش انعطاف‌پذیری بر سازه- با افزایش زمان تناوب و میرایی، شتاب پاسخ لرزه‌ای کم می‌شود. افزایش زمان تناوب، تغییر مکان کلی سازه جداسازی شده را افزایش می‌دهد، اما افزایش میرایی تا حد زیادی این موضوع را جبران می‌کند.

افزایش زمان تناوب و در نتیجه افزایش انعطاف‌پذیری بر میزان تغییر مکان افقی سازه اثر می‌گذارد،این موضوع در ساده‌ترین حالت خود یک سیستم صلب تک جرمی می‌باشد که در شکل(۵) نشان داده شده است. شکل(۵) اثر افزایش میرایی را در جلوگیری از تغییر مکان‌های زیاد نشان می‌دهد. حداکثر تغییر مکان یک سازه بدون میرایی که در آن از جداگرهای ارتعاشی استفاده می‌شود، ممکن است در زلزله‌های بزرگ معمولی به حدود یک متر برسد، اما وجود میرایی می‌تواند این تغییر مکان را به ۵۰ تا ۴۰۰ میلی‌متر کاهش دهد.

جداگرها به دلایل زیر باعث کاهش نیروی زلزله وارد بر سازه می‌گردند:

- افزایش زمان تناوب مود اول (مود جدا شده)

- کاهش شتاب طیفی (شبه شتاب) به علت افزایش زمان تناوب (برای اکثر طیف‌های طراحی در زمین‌های سخت این موضوع صادق است)
- عدم تحریک مودهای بالاتر توسط حرکت زمین. هر چند ممکن است شتاب طیفی آن‌ها بزرگتر باشد، لیکن به علت کوچک بودن پاسخ استاتیکی مودی (مشارکت جرمی)، برش پایه مودهای بالاتر خیلی کوچک می‌باشد.
- بالا بودن میرایی سیستم جداگر و خاصیت جذب انرژی که به عنوان عامل ثانویه گرفته می‌شود.

انواع سیستم‌های جداسازی لرزه‌ایی

به طور کلی جداسازهای لرزه‌ای را می‌توان به دو دسته‌ی جداسازهای لاستیکی و جداسازهای اصطکاکی تقسیم‌بندی کرد.
جداسازهای زیر از جداسازهای لاستیکی به شمار می‌روند:

- جداسازهای لاستیکی با ورقه‌های فولادی (و میرایی کم)
- جداسازهای لاستیکی با میرایی زیاد
- جداسازهای لاستیکی با هسته‌ی سربی

از جداسازهای اصطکاکی به طور عمده جداسازهای زیر در صنعت تولید می‌شوند:

- جداسازهای اصطکاکی
- جداسازهای الاستیک اصطکاکی
- جداسازهای اصطکاکی پاندولی

برای استفاده‌ی همزمان از قابلیت‌های جداسازهای لاستیکی و اصطکاکی، این دو سامانه در موارد زیر با هم ترکیب شد ه اند:

- ترکیب سری جداسازهای اصطکاکی و لاستیکی
- ترکیب موازی جداسازهای اصطکاکی و لاستیکی

مزایا و معایب سیستم جداسازی لرزه‌ایی

مزیت اصلی سیستم‌های جداساز لرزه‌ای، افزایش زمان تناوب اصلی سازه به منظور انتقال آن از زمان تناوب سازه با پایه گیردار و زمان تناوب غالب زلزله به زمان تناوب بالاتر می‌باشد. از دیگر مزیت های جداسازی لرزه‌ای استهلاک انرژی ورودی به سازه می‌باشد که منجر به کاهش شتاب منتقل شده به سازه فوقانی می گردد.
از دیگر مزایای این سیستم می‌توان به حذف و یا کاهش صدمات سازه‌ای و غیر سازه‌ای اشاره کرد. همچنین سطح آرامش ساکنان ساختمان در حین زلزله در صورت استفاده از این روش ارتقا می‌یابد.
از معایب اصلی جداسازی لرزه‌ایی می‌توان به محدودیت آن به سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه اشاره کرد (در سازه‌های بلندمرتبه اجرای آن توصیه نمی‌شود). این سیستم‌ها بسیار هزینه بر هستند که البته در صورت تولید انبوه می‌تواند توجیه اقتصادی داشته باشد.

امروزه از سویی، به دلیل افزایش خطرات احتمالی زلزله و از سویی دیگر، به دلیل ازدیاد تقاضا برای تغییر کاربری ساختمان‌ها و افزایش تعداد طبقات، لزوم به بررسی مقاوم سازی ساختمان‌های موجود اهمیت زیادی پیدا کرده است. با مشخص شدن مناطق زلزله خیز و قرارگیری شماری از سازه های موجود در این مناطق که اغلب آنها بر اساس آیین نامه های طراحی لرزه ایی قدیمی طراحی شده و فاقد اعتبارند، از این رو اهمیت مقاوم‌سازی مشخص میشود. از آنجایی که مقوله های ضرر و زیان تخریب ساختمان ها به دلیل عدم مقاومت کافی در برابر زلزله شناخته شده است لذا توسعه استاندارهای سازه ها و یافتن راه حل های مقاوم‌سازی ضروری است. در خصوص مقاوم‌سازی ساختمان، در صورتی که با بررسی های به عمل آمده توسط مشاور طراح مشخص شود که طراحی اولیه سازه در بعضی از موارد ایراد داشته و همچنین اجرای اسکلت فلزی نیز دچار نواقصی بوده است لذا مقرر میگردد با توجه به وضع موجود و طراحی مجدد، نسبت به ارائه طرح تقویت سازه توسط مشاور طرح اقدام لازم صورت گردد. به این ترتیب

لازم است تا نقشه های جدیدی تحت عنوان نقشه های تقویت سازه تهیه شود. امروزه یافتن راه حل مناسب جهت مقاوم سازی ساختمان ها و ترمیم و تقویت سازه های صنایع فولاد و سیمان، حمل و نقل، معادن، صنعت نفت و گاز و پتروشیمی، سازههای دریایی، تاسیسات شهری، با توجه به اینکه جایگزین نمودن سازههای موجود با سازههای جدید در اغلب موارد از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست، اهمیت شایانی پیدا کرده است. انتخاب غلط یک شیوه نامناسب مقاومسازی ساختمان و تعمیر یا تقویت یک سازه، حتی میتواند عملکرد سازه را بدتر هم بکند. در مقایسه با ساختن یک سازه جدید، تقویت سازه موجود حتی میتواند پیچیده تر باشد.

یکی از روش های بهسازی لرزه ای استفاده از سیستم مهاربندی سنتی میباشد که با توجه به ضعف های این مهاربند و نداشتن عملکرد مطلوب تحت بارهای رفت و برگشتی مانند زلزله، روش های نوین مقاوم سازی ساختمان ها ابداع شده اند تا بتوانند ضعف عملکرد مهاربندهای سنتی را برطرف کنند از جمله این سیستم ها، مقاوم سازی با مهاربندهای کمانش تاب می باشد. از جمله مزیت های این سیستم نسبت به سایر سیستم های لرزه ای بر ظرفیت جذب انرژی بالا، شکل پذیری تجمعی بالا، پایداری قابل قبول در تحمل زلزله های شدید وارده بر سازه و کاهش تغییر مکان جانبی نسبی کم میباشد.

انواع مهاربندهای کمانش تاب

در سیستم مهاربندی، رفتار اعضای مورب تاثیر تعیین کنندهای بر تحمل نیروهای جانبی دارد. این سیستم ها برعکس قاب های صلب در محدوده ارتجاعی اجازه تغییر شکل زیادی به سازه نمیدهند و بر مبنای سختی محوری اعضای مهاربندی عمل میکنند. سیستم های مهاربندی از تعدادی تیر و ستون و نیز اعضای مورب مهاربند تشکیل یافته اند. تیر و ستونها بارهای ثقلی را انتقال میدهند و اعضای مورب به همراه تیر و ستون های دربرگیرنده آنها، خرپایی قائم رافراهم می آورند تا بارهای جانبی را تحمل کنند. مسئله مهم در مورد سیستم های رایج یکسان نبودن رفتار کششی و فشاری اعضا و امکان وقوع کمانش هایی در اثر نیروی فشاری و در نتیجه کاهش سریع باربری و جذب انرژی بارهای سیکلی میباشد. به طور کلی اثرات نامطلوب کمانش مهاربندها را میتوان به شرح زیر خلاصه کرد:

هنگامی که عضو مهاربندهای تحت فشار به کمانش افتد؛ ناگهان درصد زیادی از بارمحوری آن به عضو نظیر کششی منتقل میشود. این امر علاوه بر تاثیر ناگهانی بر سازه میتواند سبب شود که تنش در این عضور بیشتر از حد مجاز شود. به علت کاهش سختی، چرخش انتهایی اعضاء زیاد شده و این امر میتواند باعث افزایش اثر $p\text{-}\Delta$ گردد. به هنگام طراحی معمولا توزیع مهاربندها در پلان به گونه ای انجام میپذیرد که پدیده پیچش رخ ندهد با این حال کمانش زود هنگام برخی از عناصر مهاربندی میتواند به واکنش نامتقارن سازه و پیچش بیانجامد، در حالیکه که این امر در طرح اولیه پیشبینی نشده است. نامساوی بودن نیروهای کششی و فشاری قابل تحمل توسط اعضای مهاربند باعث وارد آمدن نیروهای نامتعادل در تیرهای متصل به مهاربندهای هفتی و هشتی شده موجب افزایش لنگر و خرابی یا تشکیل سازوکار پلاستیک در آنها میگردد. تغییر مکان بیرون از صفحه ناشی از کمانش میتواند باعث خرابی تیغه ها و دیوار و فروریختم نماها شود. با مطالعه رفتار ساختمانها در زلزله های اخیر؛ محققین افزایش سختی و اتلاف انرژی بیشتر همراه با پایداری را راهکار مناسبی برای کم کردن میزان تغییر مکان و کاهش صدمات ناشی از زلزله دانستهاند. با توجه به این مورد ایده مهاربندهای مقاوم شده در برابر کمانش حدودا در اواسط دهه ۷۰ میلادی در ژاپن شکل گرفت. مهاربندهای کمانش تاب یک اتلاف کننده انرژی الاستوپلاستیک است که برای کنترل تغییر شکلهای جانبی ساختمانها و محدود کردن آسیب تحت بار لرزه ای استفاده میشود.

مهاربندهای کمانش تاب معمولی از ۴ قسمت تشکلی شده است:

- واحد انتقال نیروی محوری
- بخش انتقال سخت شده که مهاربند و اجزای اتصال، متصل میشوند
- واحد جلوگیری از کمانش و عضو پوششی که مهاربند را از کمانش باز دارد

- واحد تفکیک بین هسته مهاربند و واحد جلوگیری کننده از کمانش، که لغزش آزادنه مهار را در درون -واحد کمانش تضمین میدهد.

هسته فلزی محصور شده

این قسمت عضو اصلی مهاربند محسوب میشود که بار محوری را تحمل میکند. از آنجایی که ایده اساسی مهاربندهای کمانش تاب، تسلیم در فشار میباشد،بهتر است نوع فولاد هسته از جنس فولاد نرمه و با مقاومت پایین تر باشد تا در بارگذاریهای رفت و برگشتی تسلیم در فولاد اتفاق بیافتد و عمل استهلاک انرژی به خوبی صورت گیرد.

هسته فلزی محصور نشده

به منظور اتصال مهاربند به اسکلت ساختمان، به ناچار باید قسمتی از مهاربند محصور نشده باشد. برای اینکه کمانش در قسمت محصور نشده اتفاق نیافتد باید سطح مقطع بیشتری نسبت به قسمت محصور شده داشته باشد. تغییر مقطع نباید به شکل ناگهانی باشد، زیرا این کار موجب تمرکز تنش در ناحیه تغییر مقطع خواهد شد. به این منظور از یک ناحیه انتقالی استفاده میشود. در طول ناحیه انتقالی سطح مقطع به صورت ملایم بزرگ میشود.

ناحیه اتصال

این بخش در ادامه قسمت الاستیک محصور نشده است که مهاربند را به صفحه اتصال وصل میکند. به وسیله اتصال پیچ صورت میپذیرد، ولی میتوان از اتصالات جوش و پرچی نیز استفاده نمود. مزیت استفاده از اتصال پیچی این است که نصب و تعویض BRB راحت تر صورت میگیرد.

غلاف محصورکننده

این مکانیزم به طور معمول ترکیبی از ملات و غلاف فولادی است. ابعاد غلاف برای جلوگیری از کمانش مهاربند طراحی میشود. ملات علاوه بر پرکنندگی در جلوگیری از کمانش موضعی هسته فولادی بسیار موثر است. لذا طرح اختلاط و عملآوری صحیح برای مقاومت فشاری کافی ملات ضروری است. بر طبق گزارش پژوهشگاه بینالمللی زلزله به غیر از بتن مواد دیگری همچون چوب و ماسه نیز به عنوان پرکننده استفاده میشوند.

ماده نچسب

کار این مواد لغزنده در حذف یا به حداقل رساندن انتقال نیروی برشی هسته جاری شونده و مکانیزم مقاوم در برابر کمانش(ملات و غلاف) است موادی مانند پلیاتیلن، روغن سیلیکون، نوار وینیل، رزین اپوکسی و ... از این جمله است. ضخامت این لایه با توجه به نوع ماده بین ۰,۱۵ تا ۲ میلی متر متغیر است.

مزایا و معایب قاب ها با مهاربندهای کمانش تاب

در مقایسه با سایر سیستم های باربر جانبی از جمله قاب های خمشی یا قاب های مهاربند شده معمولی، مهاربندهای کمانش ناپذیر دارای مزایای پرتعداد و معایبی چند میباشند که در ادامه به معرفی و بررسی آن ها می پردازیم:

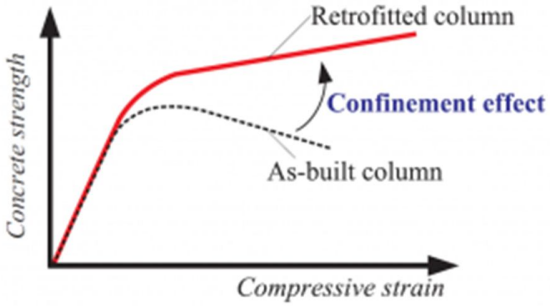
- در مقایسه با قابهی خمشی، دارای سختی الاستیکی بالایی در تحریک لرزه ای میباشند که این امر سبب ارضاء آسانتر ضوابط آیین نامه ای در ارتباط با محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات میشود.
- نصب آن ها به خاطر اتصالات پینی یا پیچ و مهره ای به ورق های اتصال باعث کاهش هزینه های اقتصادی، زمان نصب و اجرا میشود.
- برای بهسازی لرزه ای، ظرفیت بیشتر نسبت به سیستم های مهاربندی رایج دارند زیرا ظوابط طراحی ظرفیت برای سیستم بابر جانبی معمولی ممکن است نیاز به هزینه بالایی در تقویت های مورد نیاز فوندانسیون و مقاوم سازی دیاگرام کف داشته باشد.

- ممکن است تحت زلزله های بزرگ تغییر شکلهای دائمی در سازه اتفاق بیافتد، زیرا این سیستم ها مانند بسیاری از سیستمهای جاری شونده فلزی مکانیرم بازگشتی ندارند.
- در ایران ضوابط طراحی این اعضاء هنوز وارد آیین نامه های طراحی نشده است و کاربرد آنها نیاز به کسب مجوز از مقامات ذیصلاح و انجام آزمایش یا کسب نظر کمیته فنی دارد.

علاوه بر سوانح طبیعی که باعث تخریب سازه‌های ناکارآمد می‌گردند، شرایط جوی و آب و هوایی نامناسب و وجود یون‌هایی مانند کربن دی‌اکسید، سولفات دی‌اکسید و غیره نیز در بلندمدت بر سازه‌های بتنی تأثیر گذاشته و باعث می‌گردد که این سازه‌ها به طور پیوسته به سمت زوال و کاهش ظرفیت باربری، پیش روند. از سوی دیگر بسیاری از این سازه‌ها (مانند پل‌ها و فرودگاه‌ها)، با استفاده از آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند که نشانگر ظرفیت و مقاومت کمتر آن‌ها می‌باشد و ممکن است در طول عمر مفید خود، تحت بارهای افزایشی بسیاری قرار گیرند. یک راه مناسب برای مقابله با زوال و بارهای افزایشی، که از لحاظ کاربردی و اقتصادی کارآمد می‌باشد، بازیابی و یا افزایش ظرفیت به وسیله‌ی تجهیز کردن، مقاوم‌سازی است. روش‌های سنتی برای مجهزسازی سازه‌های بتن آرمه شامل محصور کردن صفحات فلزی و پس کشیدگی می‌باشد که به دلیل مشکلاتی مانند تغییر سختی ستون، تأثیر برنیروی لرزه‌ای و نیاز به تجهیزات سنگین، با محدودیت‌هایی مواجه هستند. اما با پیشرفت تکنولوژی، استفاده از تکنولوژی جدید الیاف پلیمری تقویت‌شده (FRP) از محبوبیت بسیاری برخوردار شده است. این موضوع به دلیل نیاز به نگهداری و افزایش مقاومت شالوده‌های سازه‌های مهم در سراسر دنیا و همچنین مزایای استفاده از این الیاف مانند مقاومت در برابر خوردگی و زنگ‌زدگی در برابر مواد شیمیایی، امکان جا به جایی و نصب آسان، زمان ساخت کم، نسبت مقاومت به وزن زیاد، نسبت سختی به وزن زیاد و همچنین توانایی نصب بر روی اکثر سطوح، می‌باشد. یکی از کاربردهای مهم الیاف‌های پلیمری برای مقاوم‌سازی سازه‌ای، افزایش مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی می‌باشد. در دهه‌های اخیر، مقاوم‌سازی ستون‌ها با محصور کردن آن‌ها به وسیله‌ی صفحات FRP، محبوبیت بسیاری کسب کرده است. تعمیر و مقاوم‌سازی ستون‌های بتن آرمه به وسیله‌ی کامپوزیت‌های پلیمری شامل الیاف پوششی، محفظه‌ای و اسپری می‌باشد. نمونه‌ای از این روش‌ها در شکل (۱) نمایش داده شده است.

مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی ، بدون ایجاد تغییر در سختی ستون، از دیگر مزایای استفاده از این الیاف‌ها می‌باشد. نمودار تنش کرنش نمونه‌ای از ستون مقاوم‌سازی شده با ستون معمولی در شکل (۲) نشان داده شده است.

شکل (۱) مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی با FRP: اسپری – محفظه‌ای – پوششی

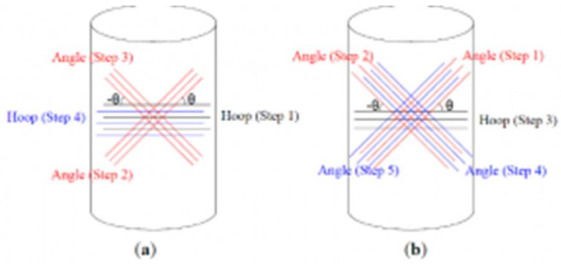


شکل (۲) نمودار تنش کرنش ستون مقاوم نشده و مقاوم شده با پوشش FRP

به طور کلی، ستون‌ها برای افزایش ظرفیت محوری، خمشی و برشی و به دلایل مختلفی مانند عدم محصورشدگی، بارهای خارج از مرکز، بارهای ضربه‌ای و خوردگی مقاوم‌سازی می‌گردند. در حالت بارگذاری بر روی ستون، انبساط جانبی بتن توسط پوشش FRP، محدود می‌گردد. بعد از پیدایش ترک‌های داخلی، ضریب پواسون بتن که در محدوده‌ی ۰,۲-۰,۱۵ می‌باشد، شروع به افزایش می‌کند. در نتیجه بتن با شدت بیشتری به صورت غیرخطی و در جهت جانبی، انبساط می‌یابد. این تغییر شکل ناپایدار، فشاری به سمت بیرون به الیاف وارد می‌سازد که باعث می‌شود کرنش حلقه‌ای در FRP ایجاد گردد. در نتیجه الیاف فشاری داخلی به هسته‌ی بتن وارد می‌سازد که باعث محدود شدن انبساط جانبی هسته‌ی بتن می‌شود و ظرفیت باربری و شکل‌پذیری افزایش می‌یابد. در ستون‌های استوانه‌ای، بتن به صورت یکنواخت در جهت جانبی منبسط می‌گردد. به همین دلیل فشار محدودکننده‌ی یکنواخت از الیاف به آن وارد می‌شود. اما در ستون‌های غیر دایره‌ای، به دلیل شکل سطح مقطع، فشار FRP و انبساط بتن یکنواخت نمی‌باشد. در ستون‌های مربعی و مستطیلی، انبساط جانبی بتن در سطح صاف مقطع، تغییر شکل خمشی در FRP ایجاد می‌کند و مقاوم‌سازی الیاف زمانی به صورت مفید فعال می‌شود که بتن در قسمت خمش یافته و سهمی‌وار، ترک بردارد. تأثیر مقاوم‌سازی FRP، معمولاً در نقاط تیز کمتر می‌شود زیرا که باعث گسستگی نا به هنگام الیاف پلیمری به دلیل تیزی یا تمرکز تنش می‌شود. برای جلوگیری از این شرایط، نقاط تیز ستون‌های غیر دایره‌ای، به صورت گرد برش داده می‌شوند. این شکل مقطع جدید، باعث افزایش سطح مقطع مؤثر در مقاوم‌سازی می‌شود. جزئیات سطح مقطع مؤثر در انواع ستون‌ها در شکل (۳) نمایش داده شده است.

شکل (۳) سطح مقطع مؤثر در انواع ستون‌های بتنی

مطالعات گذشته نشان داده است که استفاده از FRP در جهت جانبی، باعث افزایش ظرفیت باربری و کرنشی بتن، تحت بار محوری، می‌گردد که بسته به نوع ستون باید نوع مناسب انتخاب گردد. به عنوان مثال، در الیاف پوششی و ستون‌های استوانه‌ای، اگر FRP به صورت نشان داده شده در شکل (۴) و به دو صورت a: (بدون زاویه- زاویه- بدون زاویه) و b: (زاویه- بدون زاویه- زاویه) نصب گردد، در هر دو حالت، مقاومت محوری فشاری و شکل‌پذیری بالاتری نسبت به حالت غیر مقاوم حاصل می‌گردد. اما شکل با حالت a، ظرفیت کرنشی و تنش محوری بالاتری از خود نشان می‌دهد. همچنین مطالعات بیان می‌دارد که ترکیب شکل و مقدار زاویه پوشش‌ها، مقاومت و شکل‌پذیری متفاوتی ایجاد می‌سازد که بسته به مقدار تقاضا باید بهترین نوع پوشش تعیین گردد.



شکل (۴) دو نوع پوشش FRP در ستون استوانه‌ای

مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی تحت بار متمرکز

در ستون‌ها با بار محوری متمرکز و مقاوم شده با FRP، افزایش ظرفیت تغییر شکل محوری، به طور چشمگیری نسبت به ستون‌های مقاوم نشده، دیده شده است. این افزایش شکل‌پذیری با سختی الیاف نسبت معکوس دارد به این معنا که برای افزایش

مقاومت، الیاف با شکل‌پذیری محدودتر مورد نیاز می‌باشد. علاوه بر این، با پوشش FRP، کمانش میلگردهای طولی و گسترش ترک‌ها محدود می‌گردد.

نتایج تحقیقات بر روی ستون‌های مقاوم شده با FRP و تحت بار متمرکز نشان می‌دهد که ظرفیت کرنش محوری با شدت بیشتری نسبت به ظرفیت تنش محوری افزایش می‌یابد. همچنین نتایج آزمایشگاهی بر روی ستون‌های مقاوم شده بیان می‌دارد که افزایش ظرفیت بار محوری، به متغیرهای بسیاری از جمله مشخصه‌های FRP، مقاومت بتن، شکل سطح مقطع و شدت بار محوری بستگی دارد.

مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی تحت بار با خروج از مرکزیت

در عمل، بیشتر ستون‌های یک سازه، تحت بار محوری با خروج از مرکزیت قرار دارند. که این عامل سبب می‌شود تنش غیر خطی در سطح ستون به وجود آید. مطالعات نشان می‌دهد که به طور کلی بار با خروج از مرکزیت، ظرفیت بار محوری و تغییر شکل محوری ستون را کاهش می‌دهد که با مقاوم‌سازی ستون با الیاف پلیمری، مقداری از این ظرفیت بازیابی می‌گردد. نتایج تحقیقات پیشین بیانگر این است که پوشش‌های طولی FRP، باعث افزایش ظرفیت مقاومت نهایی ستون می‌شوند و پوشش‌های عرضی شکل‌پذیری را در ستون بتن آرمه افزایش می‌دهند. تعداد لایه‌های FRP، بر روی ظرفیت بار فشاری تأثیر بسیاری دارد و هر چه قدر خروج از مرکزیت افزایش یابد، این ظرفیت برای الیاف ثابت، کاهش می‌یابد. با افزایش قطر ستون مقاوم شده ظرفیت تغییر شکل جانبی افزایش می‌یابد.

مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی تحت بار ضربه‌ای

ستون‌های پل‌ها، به دلیل افزایش ترافیک، همواره در معرض بار کاملاً دینامیکی وسایل نقلیه قرار دارند که به صورت ضربه‌ای بر آن‌ها وارد می‌شوند و باعث خسارت، شکست ستون‌ها، شکست اتصالات یا در بعضی مواقع شکست کل سازه می‌گردند. مقاوم‌سازی با الیاف پلیمری روشی مناسب برای مقاوم‌سازی این ستون‌ها می‌باشد.

مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی تحت بار لرزه‌ای

همانگونه که بیان گردید، سازه‌های بتن آرمه ممکن است به طور مناسبی در برابر بارهای لرزه‌ای طراحی نشده باشند. فروشکست ستون‌های بتن آرمه, عموماً به دلیل شکست بتن در اثر محصورشدگی کم، گسیختگی میلگردهای عرضی و کمانش میلگردهای طولی می‌باشند. در ستون‌ها، حداکثر خمش و کرنش در انتهای آن‌ها اتفاق می‌افتد. در حین یک زلزله، نواحی خارج از مرکز پلاستیک، در ناحیه‌ی الاستیک باقی می‌مانند و خسارت در مفاصل پلاستیک ایجاد می‌گردد. بنابراین طول مفاصل پلاستیک مهم می‌باشد. زیرا که علاوه بر نمایش طول نواحی آسیب‌دیده‌ی ستون، در ظرفیت دریفت نیز تأثیرگذار است.

وقتی مقدار پوشش FRP ستون‌های مقاوم‌سازی شده افزایش یابد، ظرفیت انحنای سطح مقطع افزایش می‌یابد، اما ظرفیت دریفت می‌تواند افزایش یا کاهش یابد. این موضوع به دلیل این است که ظرفیت دریفت از طول مفاصل پلاستیک و انحنای مقطع توامان تأثیر می‌پذیرد. اما به طور کلی مطالعات نشان می‌دهند که کامپوزیت‌های FRP، ظرفیت دریفت و بار جانبی را افزایش داده و خسارت را به مقدار چشمگیری کاهش می‌دهند.

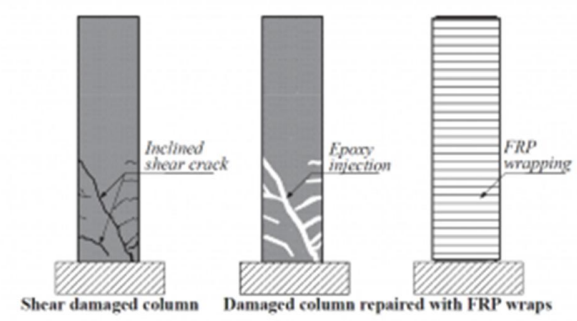
مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی در برابر خوردگی

ستون‌های بتن آرمه، قابلیت خوردگی در شرایط جوی دریایی، آتش و یخزدگی را دارا هستند. رفتار ستون‌های مقاوم‌سازی شده با الیاف پلیمری نشانگر مقاومت ستون در برابر این شرایط می‌باشد. این موضوع به ویژه درمورد پوشش‌های کربنی CFRP، صادق می‌باشد. علاوه بر این، سرعت خوردگی در ستون‌های آسیب‌دیده مقاوم شده به شدت کاهش می‌یابد.

نحوه‌ی استفاده از پوشش‌های الیاف پلیمری به صورت شماتیک در شکل (۵) نمایش داده شده است.

مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی در برابر برش

تحقیقات نشان داده است که پوشش‌های FRP، رفتار کلی برشی ستون‌های بتن آرمه را بهبود می‌بخشد اما تغییر شکل‌های برشی به دلیل مودهای شکست و پارگی الیاف، کاهش می‌یابد. انتقال تنش از بتن به FRP، یک پارامتر مهم برای مقاوم‌سازی با الیاف پلیمری می‌باشد، زیرا ممکن است باعث شکست ترد گردد.



شکل (۵) استفاده از پوشش FRP در ستون آسیب‌دیده

نتیجه گیری

در این مطالعه، علت استفاده از الیاف پلیمری در مقاوم‌سازی ستون سازه‌های بتن آرمه ذکر گردید و نتایج کلی حاصل از مطالعات گذشته مورد بررسی قرار گرفت. تحقیقات بیانگر این موضوع هستند که به طور کلی استفاده از الیاف FRP، باعث افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری ستون‌ها تحت انواع بارها و خوردگی می‌باشند.

منابع

۱. Hassan Baji, Hamid Reza Ronagh, Chun-Qing Li,(2016)"Probabilistic assessment of FRP-confined reinforced concrete columns," *Composite Structures*, Volume 153,2016,Pages 851-865,ISSN 0263-8223.

۲. Brighton, David. (2014). FRP Composites Strengthening of Concrete Columns under Various Loading Conditions. Polymers. 6. 1040-1056. & Parvin, Azadeh .10.3390/polym6041040

۳. Shahzad Saleem, Amorn Pimanmas, Winyu Rattanapitikon (2018),"Lateral response of PET FRP-confined concrete" *Construction and Building Materials*, Volume 159 ,Pages 390-407,ISSN 0950-0618,

۴. Hanan Al-Nimry, Ahmad Soman, (2018),"On the slenderness and FRP confinement of eccentrically-loaded circular RC columns" *Engineering Structures*, Volume 164,2018,Pages 92-108,ISSN 0141-0296,

۵. Kim, J. (2018). Mainshock-aftershock response analyses of FRP-jacketed columns in existing RC building frames. Engineering Structures. 165. 315-330. 10.1016/j.engstruct.2018.03.017 & Jeon, Jong-Su & Shin, Jiuk

ساختمان‌های بتن آرمه به دلیل ویژگی‌هایی همچون ارزانی و سهولت اجرا همواره نظر سازندگان را برای به‌کارگیری آن در ساخت‌وساز جلب کرده است. در سال‌های اخیر بهسازی و تقویت ساختمان‌های موجود از موضوعات اصلی صنعت ساختمان و همچنین تحقیقات دانشگاهی به شمار رفته است. هدف از بهسازی می‌تواند افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و یا کاهش اثرات حرارت بر روی المان باشد. مقاوم‌سازی اعضای بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP روش نسبتاً جدیدی به شمار می‌رود. مصالح FRP خواص فیزیکی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا و ضخامت و وزن کم آن‌ها اشاره کرد. در ستون‌های بتنی استفاده از FRP ضمن افزایش ظرفیت برشی ستون، مد گسیختگی آن را از حالت برشی به خمشی تغییر داده و شکل‌پذیری را به میزان

قابل‌توجهی افزایش می‌دهد. دور پیچی اعضای فشاری با الیاف FRP باعث افزایش مقاومت فشاری آن‌ها نیز می‌شود. این امر هم‌چنین باعث افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می‌شود. در این مقاله می‌خواهیم اثرات FRP را بر روی رفتار ستون بتن آرمه بررسی کنیم. موارد بررسی شده نشان می‌دهد که استفاده از FRP تأثیر به سزایی در مقاومت و همچنین شکل‌پذیری دارد.

حالت‌های شکست یک ستون بتن‌آرمه

به طور کل دو حالت برای شکست ستون بتن آرمه در حالت حد نهایی باربری در نظر گرفته شده است:

شکست فشاری ستون

در این حالت ستون با خرد شدن بتن شروع به شکست می‌کند و سپس با افزایش فشار، فولادهای مقطع نیز تسلیم می‌شوند و در نهایت شکست کامل می‌گردد.

شکست کششی ستون

در این وضعیت نیز شکست مقطع ستون با تسلیم قسمتی از فولادهای مقطع در کشش در یک طرف مقطع آغاز شده و سرانجام با خرد شدن بتن در وجه دیگر ستون تکمیل می‌شود.

وقوع هریک از حالت شکست به نسبت لنگر خمشی به بار محوری وارد بر ستون بستگی دارد؛ به طوری که در یک ستون با فولادگذاری متفاوت و در یک محدوده‌ی وسیع تغییر خروج از مرکزیت از $e=0$ تا $e=\infty$ ، شکست مقطع به طور تدریجی از شکست فشاری تا شکست کششی تغییر خواهد کرد. حالت‌های مختلف شکست ستون در ادامه بحث شده است.

الف) بارمحوری خالص

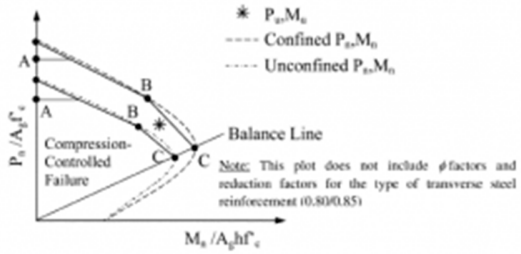
در این حالت فرض می‌گردد بار محوری بدون کوچک‌ترین خروج از مرکزیتی بر ستون اعمال گردد. این امر سبب می‌شود که لنگر خمشی بسیار ناچیز شود و همه‌ی نقاط مقطع همزمان به برسد. در این حالت فولادهای مقطع نیز به تنش تسلیم می‌رسند.

ب) لنگر خمشی خالص

این وضعیت درست بر خلاف وضعیت قبلی است. در این حالت مقدار خروج از مرکزیت بی‌نهایت در نظر گرفته می‌شود و عملاً کل مقطع به کشش در می‌آید. گسیختگی در این حالت کاملاً کششی است.

ج) حالت بالانس

در این حالت ترکیب بار محوری و لنگر خمشی به گونه‌ای است که قسمتی از مقطع تحت کشش قرار گرفته است و درست در همان لحظه‌ای که بتن در قسمت فشاری به کرنش نهایی ۰٫۰۰۳ می‌رسد، فولادهای کششی نیز به کرنش تسلیم می‌رسند. این حالت یک حالت مرزی بین شکست فشاری و شکست کششی محسوب می‌شود.

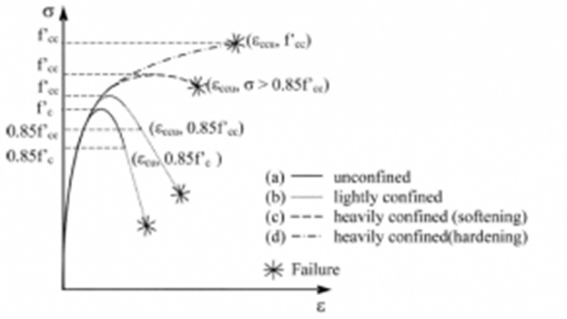


شکل ۱ : منحنی اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی در ستون

اما در حالت‌های مابین موارد ذکر شده رفتار المان بستگی به خروج از مرکزیت بار محوری دارد. اگر در حالتی خروج از مرکزیت کمتر از e_b بود ما با گسیختگی فشاری مواجهیم حال اگرچه مقدار خروج از مرکزیت از مقدار بالانس بیشتر باشد شکست کششی را شاهد خواهیم بود.

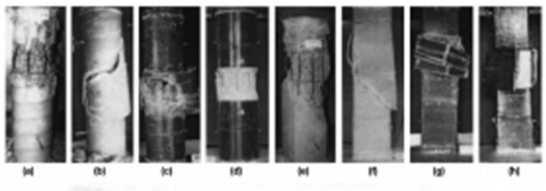
اثرات FRP روی رفتار ستون بتن آرمه

سیستم پوشش FRP می‌تواند به منظور افزایش مقاومت اعضای فشاری به وسیله محصورسازی استفاده شود. محصورسازی یک عضو بتنی به گونه‌ای صورت می‌گیرد که الیاف به صورت عرضی در راستای طولی ستون قرار گرفته باشند. در این صورت الیاف عرضی به مانند خاموت‌های عرضی کار خواهند کرد. پوشش FRP محوریت غیرفعال برای عضو فشاری فراهم خواهد کرد به صورتی که لایه‌های FRP تا لحظه شروع ترک‌ها در عضو بدون تنش باقی می‌مانند. در حقیقت FRP در این وضعیت با محصور سازی جلوگیری از ترک بردن بتن کرده و شکل‌پذیری را تا حد زیادی بالا می‌برد. این افزایش شکل‌پذیری همچنین با افزایش مقاومت حد نهایی همراه است. با محصورسازی توسط FRP رفتار ستون به مانند منحنی C یا D خواهد شد.



شکل ۲ : منحنی رفتاری المان در حالت محصور و غیر محصور

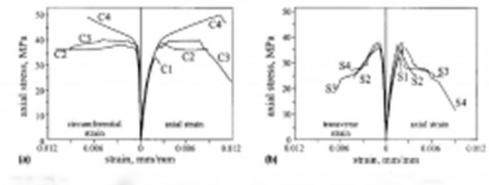
پسیکی و همکاران بر روی ۸ نمونه از ستون، اثرات نوع و مقدار FRP و همچنین شکل ستون را بر روی مقاومت محوری و منحنی های تنش کرنش بررسی کردند. در این آزمایش از ۴ ستون دایره شکل و ۴ ستون مستطیل شکل با نوع و مقدار FRP متفاوت استفاده گردید.



شکل ۳ : نمونه‌های مورد آزمایش قرار گرفته در آزمایش مورد بررسی پسیکی

در انتها نتایج زیر به دست آمد:

- ستون‌های دایره‌ای شکل رفتار بهتری نسبت به ستون مستطیل شکل در شکل‌پذیری دارند. این وضعیت برای هر دو حالت تقویت شده و تقویت نشده صدق می‌کند. پوشش FRP در مقاطع دایره به منظور محصورسازی عضو بتنی به صورت موثرتری عمل می‌کند. سیستم FRP وقتی به صورت عرضی نسبت به راستای طولی عضو قرار می‌گیرد یک فشار محصوریت پیرامونی یکنواخت در راستای شعاع عضو فراهم می‌نماید.
- رفتار ستون‌ها در حالت تقویت شده بستگی به مقدار FRP دارد این در حالت‌های C2 تا C4 در منحنی‌های زیر به خوبی دیده می‌شود.

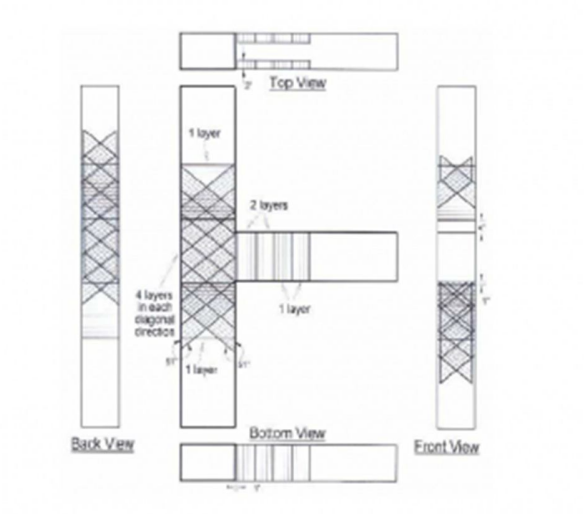


شکل ۴: منحنی تنش-کرنش نمونه های آزمایشی

- برای محدود کردن انبساط حجمی المان بتن آرمه باید ژاکت FRP از سختی کافی برخوردار باشد تا شکل‌پذیری مناسب به المان اعمال گردد و منحنی رفتاری به حالت محصور شده برسد.
- کرنش گسیختگی ژاکتی که در آزمایش به کار رفته بود کمتر از کرنش گسیختگی آن نمونه در تست کوپان کششی است.

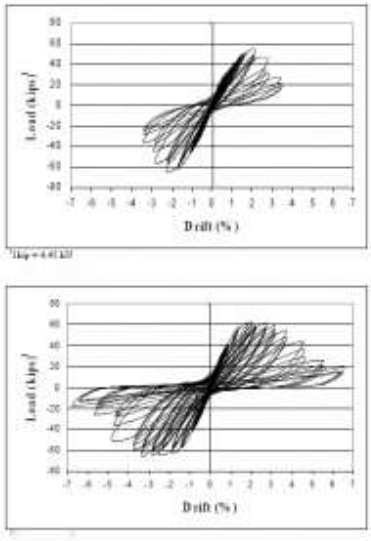
اثرات FRP بر روی رفتار هیسترزیس

همانطور که در قسمت‌های قبل اشاره شد، FRP با محصورسازی مانع از گسترش رشد ترک در المان می‌گردد و همین امر باعث می‌شود که شکل‌پذیری المان افزایش یابد. علاوه بر این به دلیل جلوگیری از رشد ترک، المان رفتار بهتری در بارگذاری دینامیک پیدا می‌کند. پینچینگ یکی از عامل‌هایی است که به دلیل ترک در مدل رفتاری دینامیکی المان ایجاد می‌گردد. در این وضعیت قسمتی از لنگر به جای افزایش انرژی در المان برای بستن ترک‌ها به کار می‌رود. در آزمایش‌های انجام شده توسط پانتلیدز و همکاران بر روی دو نمونه اتصال تیر به ستون که در یک حالت بدون ژاکت FRP است و در حالت دوم با ژاکت FRP تقویت شده است.



شکل ۵ : محل قرارگیری FRP بر روی المان

هر دو نمونه تحت بارگذاری سیکلیک قرار داده شد و در نهایت افزایش شکل‌پذیری، مقاومت و همچنین جذب انرژی در نمونه‌ها مشاهده گردید.



شکل ۶ : نمودار بار به تغییر مکان جانبی در حالت تقویت شده و غیر تقویت شده

از FRP فقط برای تقویت المان‌های ساختمانی استفاده نمی‌شود بلکه در بقیه سازه‌ها نیز کاربرد دارد. از سایر کاربردها FRP می‌توان به تقویت پایه پل‌ها در مقابل بار لرزه ای نام برد. شلیک و برنا ستون‌های پایه یک پل را در مقیاس کوچک شبیه‌سازی کرده بوند و بر روی آن بارگذاری سیکلیک اعمال کردند. نتایج بدست آمده به مانند آزمایش پانتلیدز بوده است.

نتیجه‌گیری

ژاکت‌های FRP با ایجاد محصورسازی توانستند شکل‌پذیری مناسبی در المان ایجاد کنند همچنین با افزایش شکل‌پذیری مقاومت المان نیز افزایش پیدا کرده است. علاوه بر موارد فوق ژاکت‌ها با جلوگیری از رشد ترک در رفتار دینامیک منجر به بهبودی در جذب انرژی شده‌اند.

منابع

[۱] ACI 440-2R-2008, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures

[۲] Pantelides, Chris P., Chandra Clyde, and L. D. Reaveley. “Rehabilitation of R/C building joints with FRP composites”, *۱۲th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*, ۲۰۰۰.

[۳] Schlick, Benjamin M., and Sergio F. Breña. “Seismic rehabilitation of reinforced concrete bridge columns in moderate earthquake regions using FRP composites”, *Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering,(CD-Rom, paper n. 508), Vancouver, BC, Canada, August* ۲۰۰۴.

روش‌های تعمیر، حفاظت و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی و سازه‌های با مصالح بنایی

تعمیر، بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی

روش‌های بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی بسیار متنوع و گسترده هستند و ممکن است در شرایط مختلف از روش‌های متفاوتی استفاده گردد. اما بر مبنای نتایج مطالعات فنی بهسازی و مهندسی ارزش، مقایسه چند معیار بر اساس تحلیل ریسک و تجربه برای انواع سازه‌های مورد نیاز به مقاوم‌سازی موثرترین و بهینه‌ترین روش انتخاب می‌گردد. ملاحظات اصلی ترمیم و بهسازی سازه‌ها مطابق ذیل می‌باشد:

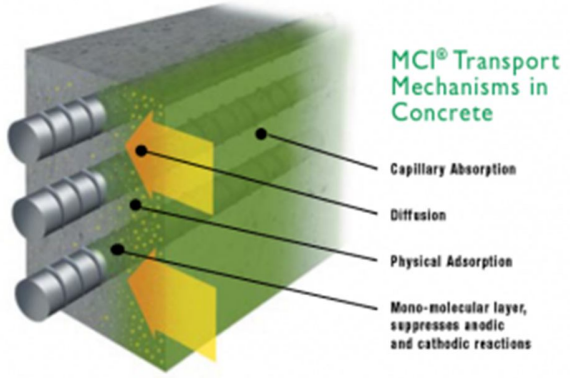
- تثبیت و پایا سازی مصالح موجود
- ارضای معیارهای کفایت سازه‌ای
- سازگاری فیزیکی و شیمیایی و مکانیکی مصالح بهسازی با مصالح موجود
- پیوستگی و انتقال نیروی بین مصالح جدید و قدیم
- پایش دوام و مسائل نگهداری و بهره‌برداری
- امکان‌پذیری و سهولت و قابلیت اطمینان کیفیت اجرا
- اقتصاد طرح
- حداقل ریسک طراحی و اجرا و بهره‌برداری
- حصول حداکثر افزایش عمر مفید

پایا سازی و بهره‌گیری از مقاومت مصالح موجود در مرحله اولیه در تعمیر سازه‌های بتن مسلح

پایا سازی و بهره‌گیری از مقاومت مصالح موجود یکی از روش‌های موثر برای بهینه نمودن طرح بهسازی و مقاوم‌سازی می‌باشد و می‌تواند بصورت های زیر انجام می‌شود:

- استفاده از مواد بازدارنده خوردگی از نوع آلی و بر پایه امینه کربوکسیلات (MCI) برای پایاسازی بتن مسلح جهت امکان استفاده از تسلیح موجود برای عملکرد درازمدت سازه در مواردی که آسیب در سازه از طریق فرایند خوردگی صورت پذیرفته است.
- شرط دیگر استفاده از تسلیح موجود وجود قلاب یا مهار کافی برای تبادل نیرو بین بتن و فولاد در سازه‌های بتنی می‌باشد.
- تزریق و دوخت ترک‌ها از دیگر الزامات پایا سازی بتن مسلح موجود است.
- ترمیم سطحی بتن (خصوصاً در ناحیه کاور) بوسیله ملات های پایه سیمانی اصلاح شده با پلیمر و الیاف

MCI، به دلیل توانایی در مهاجرت به عمق بتن و رسیدن به سطح فلز تقویت‌کننده بتن و تشکیل یک لایه مولکولی محافظ روی سطح فلز می‌تواند موجب حفاظت آرماتور شود، زمانی که در تماس با آن قرار می‌گیرد. MCI می‌تواند هم حین ساخت بتن با افزوده شدن به آب یا مستقیماً به میکسر (Mixer) و هم برای سازه‌های بتنی موجود بکار رود. در سازه‌های بتنی موجود، MCI روی سطح سازه اعمال می‌شود و توسط خاصیت مویینگی (Capillary) به داخل سازه کشیده می‌شود. در واقع بتن مانند یک اسفنج عمل می‌کند و موجب مکش بازدارنده به داخل می‌شود. وقتی MCI در تماس با فولاد قرار می‌گیرد، یک جاذبه یونی به سطح فولاد (آرماتور) پیدا می‌کند و لایه مولکولی محافظ را روی آن تشکیل می‌دهد که تمایل آن به سطح فلز، خیلی بیشتر از آب، یون‌های کلراید و سایر عوامل خورنده است. در مواردی که عمق کاور بتن بالاتر از ۷ سانتیمتر می‌باشد جهت حفاظت و کنترل خوردگی سازه‌های موجود می‌توان از روش تزریق MCI استفاده نمود.

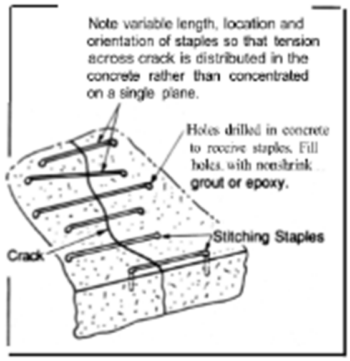


شکل ۱ : عملکرد حفاظتی بازدارنده خوردگی

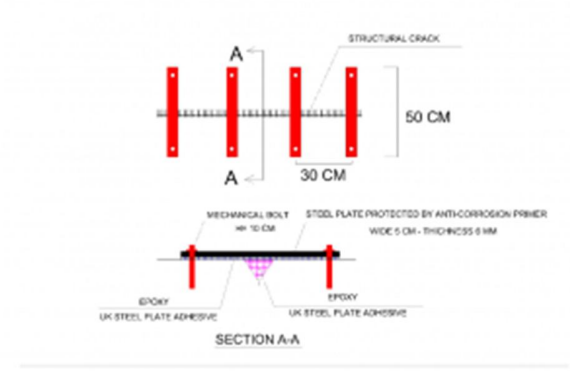
شکل ۲- استفاده از ماده MCI حاوی مواد پایه سیلیکاتی ابند بصورت پاششی بر روی سطح جهت حفاظت بتن (شکل سمت راست پروژه راه‌آهن اصفهان نائین)، تزریق ماده MCI در بتن (شکل وسط-پروژه مقاوم‌سازی پایه‌های پل راه‌آهن بندرعباس به فین) و حفاظت میلگردهای پایه‌های پل‌های بتنی در مرحله تعمیر و کندن کاور بتن (شکل سمت چپ-پروژه مقاوم‌سازی پل‌های راه‌آهن بندرعباس به حاجی‌آباد)

در مرحله تعمیر سازه‌ها در روش‌های جدید ملات های تعمیری الیاف دار اصلاح شده با پلیمر و حاوی مواد بازدارنده خوردگی تولید شده است که نیازهای پایا سازی و حفاظت سازه‌های موجود را در مرحله تعمیرات برآورده می‌سازد.

یکی دیگر از الزامات پایا سازی سازه‌های موجود تزریق و یا دوخت ترک‌ها در سازه‌های بتن مسلح می‌باشد. تزریق ترک‌ها در بتن با مواد پایه اپوکسی انجام می‌گردد. دوخت ترک‌ها می‌تواند بروش بخیه زنی (Stitching) که در دستورالعمل‌های ACI 224-1R-93 جزییات آن موجود می‌باشد، صورت بپذیرد.



شکل ۳ : جزئیات دوخت ترک‌ها بوسیله تسمه فلزی و چسب پایه اپوکسی



شکل ۴ : جزئیات دوخت ترک‌ها بوسیله تسمه فلزی و چسب پایه اپوکسی در پروژه مقاوم‌سازی پل‌های محور قم به اراک

۲-۱- استفاده از تسلیح خارجی بروش استفاده از شیت الیاف FRP و یا لمینیت FRP

الیاف کربن مصالح دارای مقاومت و سختی زیاد هستند که عمدتاً به دو شکل ورقه ، تسمه برای تقویت سازه‌های بتنی استفاده می‌شوند. استفاده از FRP به دلیل داشتن مزیت‌های سرعت اجرای بالا، وزن کم، عدم ایجاد محدودیت معماری و مقاومت بالا در عملیات مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌های بتنی توجیه‌پذیر می‌باشد. برای دال‌ها بتنی تقویت خمشی با ورقه برای سطوح کوچک و تسمه برای طول‌های متوسط و بلند استفاده می‌شود. استفاده از ورقه‌های الیاف کربن برای سطح زیر دال به دلیل اجرای بسیار مشکل در حالت متداول و قابلیت اطمینان چسبیدن ورق خصوصاً در حضور نیروهای دینامیکی و ارتعاشی به سطح عملاً مرسوم نیست .ملاحظات و ضوابط آئین‌نامه‌ای طراحی و استفاده از الیاف کربن در ACI440-2R-2008 بطور مفصل ارائه شده و موارد مهم آن بصورت زیر می‌باشد:

- نیاز به کنترل کیفی دقیق حین اجرا و اطمینان از استفاده از رزین و چسب سازگار با رزین الیاف
- نیاز به نیروی ماهر آموزش دیده
- نیاز به تسطیح و زیر سازی سطح برای نصب
- نیاز به طراحی دست بالا برای کنترل مد شکست ناگهانی در حالت حدی نهایی
- نیاز به لایه حفاظتی ملات برای برآورده نمودن معیارهای آتش‌سوزی

استفاده از FRP در دور پیچ کردن کامل یا پوشاندن قسمتی از المان، موجب افزایش مقاومت برشی تیرها و ستون‌های بتنی می‌شود. ایجاد محصورشدگی المان سازه‌ای با FRP همچنین می‌تواند باعث افزایش شکل‌پذیری اعضای تحت بارگذاری فشاری و خمشی و بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه شود.

در یک عضو خمشی چسباندن FRP به ناحیه کششی بتن ، به گونه‌ای که الیاف موازی با محور طولی عضو باشد، باعث بهبود مقاومت خمشی در المان خواهد شد.

شکل ۶ : استفاده از لمینیت الیاف کربن در فرآیند مقاوم‌سازی پایه‌های پل‌های راه‌آهن محور بافق-بندرعباس

شکل ۷ : استفاده از ششت الیاف کربن در فرآیند مقاوم‌سازی پایه‌های پل‌های راه‌آهن محور بافق-بندرعباس

۲-۲- استفاده از تسمه فولادی در فرایند بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌ها

استفاده از تسلیح فولادی زیر سطحی و یا خارجی یکی از روش‌های متداول تقویت سازه‌ای بتنی است. تسلیح زیر سطحی با ایجاد شیار روی سطح بتن و نصب میلگرد یا تسمه با چسب مخصوص و پوشاندن آن در صورت لزوم با ملات ترمیمی انجام می‌شود. در حالت تسلیح روی سطح نیز فقط تسمه فولادی با چسب مخصوص و در صورت عدم کفایت انتقال برش توسط چسب، با اضافه نمودن بولت های برشگیر نصب می‌شود. ملاحظات این روش عبارت‌اند از:

- استفاده از چسب مناسب برای ایجاد مکانیزم مناسب انتقال نیروی پیوستگی
- استفاده از ماده پوششی مناسب ضد خوردگی روی فولاد بطوری که پیوستگی فولاد و بتن یا چسب تحت تاثیر قرار نگیرد.
- نیاز به نیروی ماهر آموزش‌دیده
- نیاز به تسطیح و زیرسازی سطح برای نصب یا ایجاد شیار برای قرار دادن تسمه در داخل آن
- استفاده از تسلیح خارجی با فولاد از لحاظ ایین نامه‌ای محدودیت مقاومت بتن ندارد و برای مقاومت‌های کمتر از ۱۷ مگاپاسکال ضوابط سازه‌های بنایی مسلح بر مبنای آیین‌نامه IBC می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.
- به لحاظ ایجاد امکان عملکرد تسمه‌ها و آرماتورها باهم لازم است ملات تعمیری استفاده شده در زیر کار سطح می‌بایست دارای چسبندگی در آزمایش Pull off حداقل معادل ۱/۴ مگا پاسکال و مقاومت فشاری حداقل معادل مقاومت بتن بستر باشد.

شکل ۸ : مقاوم‌سازی دال پل‌های راه‌آهن محور قم به کاشان با استفاده از تسمه فلزی

شکل ۹ : مقاوم‌سازی لاینینگ بتنی تونل راه تبریز-شیبلی با استفاده از تسمه فلزی

۳-۲- استفاده از روش فروسیمان در مقاوم‌سازی سازه‌ها

فروسیمان نوعی از بتن مسلح می‌باشد که متفاوت از بتن مسلح یا تحکیم‌یافته‌ی معمولی می‌باشد. در درجه اول از نظر اجزای تسلیح‌کننده متفاوت بوده که دارای پخش منظم بوده و شامل مش چندلایه با فاصله نزدیک که کاملاً در ملات سیمانی درگیر شده‌است، می‌باشد. فروسیمان شکل‌گرفته از مواد کامپوزیتی رفتاری متفاوت در استحکام، تغییر شکل و کارهای نیازمند پتانسیل اجرایی نسبت به بتن معمولی داشته و بنابراین به عنوان نوعی مواد و مصالح جدا تقسیم‌بندی می‌شود.

ضوابط و چگونگی استفاده از تکنولوژی فروسیمان در فرآیند بهسازی سازه‌ها منطبق بر آیین‌نامه ACI 549-1R-93 می‌باشد.

یکی از مصالح مورد استفاده در تکنولوژی فروسیمان تری دی پانل‌های سه بعدی خرپایی می‌باشد. استفاده از پانل‌های سه بعدی پیش ساخته ضد خوردگی با تقویت موضعی با میلگرد، باعث افزایش سرعت و کیفیت اجرا و مقاومت برشی و کششی و قابلیت جذب انرژی می‌شود. این پانل‌ها از میلگردهای نورد سرد با مقاومت مشخصه جاری شدن حداقل ۷۰۰ مگاپاسکال بافته می‌شوند که در دو قطر ۳ و ۴ میلی‌متر با شبکه ۱۰ در ۱۰ سانتیمتر و میلگردهای مایل عرضی با زاویه ۴۵ درجه می‌باشند.

این سیستم بدلیل سه بعدی بودن، انعطاف‌پذیری، پیوسته بودن و عدم نیاز به هرگونه اتصال عملاً تمام معایب سیستم‌های متداول را به مزیت تبدیل می‌نماید. قابلیت خم کردن دستی و نصب سریع و آسان از مزایای ویژه این پانل‌ها می‌باشد. مشخصات فنی مصالح و طرح بصورت زیر می‌باشد. برای تبدیل بتن پاشیده معمولی به بتن پاشیده پایا بطوری که بتواند نقش بتن معمولی را در طول عمر مفید سازه ایفا نماید لازم است موارد زیر در دستور کار قرار گیرد:

- پایایی میلگردها و جلوگیری از خوردگی
- کنترل و پیشگیری از ترک‌خوردگی بتن پاشیده
- افزایش چسبندگی به میلگرد و کاهش تخلخل خصوصاً در بارهای ارتعاشی در زمان گیرش بتن پاشیده
- افزایش میزان مقاومت الکتریکی محصول نهایی و دوام آن
- آب‌بندی

جهت دستیابی به موارد فوق از راهکارهای زیر استفاده می‌شود:

- اضافه نمودن افزودنی MCI جهت پایایی فولادها
- اضافه نمودن الیاف پلیمری اصلاح شده به میزان متوسط ۱ تا ۳ کیلوگرم در مترمکعب جهت حذف ترک و کاهش نیاز به اجرای درز و میلگرد طولی
- اجرای لایه غشای مایع آب‌بند

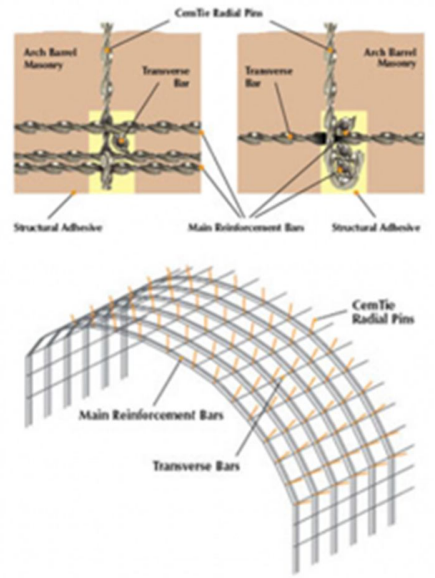
شکل ۱۰ : طرح مقاوم‌سازی تونل ریزشی بلیتی شوشتر با استفاده از سیستم پانل تری دی پانل با میلگرد اضافی رویه و شاتکریت

۴-۲- ترمیم و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بنایی و سنگی

تعمیر سازه‌های بنایی و سنگی بوسیله بازیابی و پایا سازی ملات داخل بنایی‌های سنگی جهت امکان استفاده از مقاومت فشاری و برشی واحد بنایی با عملیات تزریق مواد پایه سیمانی و یا آهکی اصلاح شده در توده سنگ و انجام عملیات مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌های بنایی بروش تسلیح سطحی با میلگردهای با مقاومت بالا (هلی بار) می‌تواند صورت بپذیرد.

روش تسلیح سطحی با میلگردهای هلی بار که از روش‌های نوین بهسازی سازه‌های سنگی و بنایی موجود است، در حال حاضر یکی از مرسوم‌ترین راهکارهای بهسازی سازه‌های سنگی در دنیا می‌باشد. در این سیستم از میله‌های مهار فولادی ضد زنگ با مقاومت بالا به منظور ایجاد یک شبکه آرماتور برای مسلح سازی سازه استفاده می‌شود همچنین در محل تقاطع این شبکه آرماتور، از میله‌های فولادی که به صورت شعاعی داخل قوس قرار می‌گیرند استفاده می‌شود. تمام میله‌های مورد استفاده در این روش به وسیله‌ی رزین‌های مخصوص تزریق شده و با پوشش ایجاد شده روی آن‌ها هیچ‌گونه تغییری در ظاهر پل ایجاد نمی‌شود. بطورکلی مزایای این سیستم عبارتند از:

- اقتصادی، موثر و قابل اطمینان
- افزایش مقاومت و شکل‌پذیری و بهبود مد خرابی بدون ایجاد سختی اضافی و توزیع نامتجانس بار
- رفتار سازه‌ای بهبودیافته
- اجازه‌ی حرکات عادی سازه در حین اجرا
- طراحی بر اساس آنالیز کامپیوتری دقیق سازه
- نصب سریع و همخوان
- نصب مرحله‌ای و مقطعی
- حداقل تغییرات در اصل و هویت پل و حفظ ظاهر اصلی
- بدون اختلال در ترافیک راه و راه‌آهن



شکل ۱۱ : چگونگی استفاده از روش تسلیح سطحی با هلی بار بصورت شماتیک

آب‌بندی سازه‌های موجود بروش آب‌بندی منفی

آب‌بندی سازه‌های موجود به دو روش مثبت و منفی صورت می‌پذیرد که در صورتی که دسترسی به سطح تماس بتن با آب وجود نداشته باشد می‌توان اجرای عملیات آب‌بندی را به روش منفی انجام داد. از مهمترین معایب این روش امکان ایجاد خوردگی در سازه بتن مسلح بدلیل مستغرق بودن آن در آب می‌باشد که می‌توان با بهره‌گیری از مواد بازدارنده خوردگی از نوع الی آرماتورهای سازه را محافظت نمود. کلیات روش و عملیات آب‌بندی بروش منفی در سازه‌های موجود بشرح ذیل می‌باشد:

- استفاده از آنی گیرهای پایه سیمانی جهت کنترل نشت آنی آب
- استفاده از ملات های تعمیری آب‌بند جهت تعمیر سطوح آسیب‌دیده به سبب نشت آب
- اجرای یک و یا چند لایه مواد پلیمری پایه کریستالیزه شونده بر روی سطح (لازم به توضیح می‌باشد مطابق آیین‌نامه ACI212-3-R استفاده از مواد پایه سیلیکاتی در سطوحی که در تماس با هد هیدرواستاتیکی آب قرار دارد مجاز نمی‌باشد)

در خصوص وجود درزهای اجرایی و یا انبساطی در سازه موجود می‌توان به یکی از دو روش زیر عمل نمود:

- در صورت وجود درزهای اجرایی و انبساطی خشک که امکان نشت آب در آینده وجود دارد (مثلاً به دلیل عدم جاگذاری واتراستاپ) می‌توان از ماستیک های آب‌بند و شکل‌پذیر استفاده نمود.
- در صورت وجود درزهای اجرایی و انبساطی دارای نشت آنی آب می‌توان از نوار هیبریدی آب‌بند آماده متشکل از یک لایه PVC، اکسید آلومینیوم و الیاف آرامید استفاده نمود.

شکل ۱۲ : پروژه آب‌بندی سطوح و درزهای لاینینگ تونل‌های خط ۶ متروی تهران بروش آب‌بندی منفی

رفتار لرزه ای تونل ها

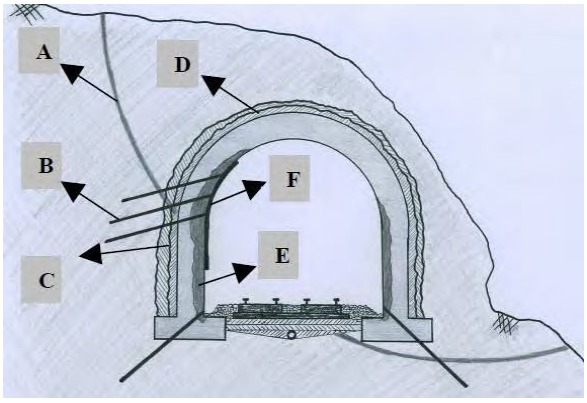
مترو از جمله سازه‌های زیرزمینی بوده و به دلیل داشتن شرایطی خاص نیازمند درنظر گرفتن عواملی در ساخت می‌باشند که در زیر به اختصار عنوان نموده‌ایم :

- ایستگاه‌ها و تونل‌های مترو در شهرهای پر جمعیت برای حل مشکل ترافیک ساخته می‌شوند لذا در صورت آسیب دیدن خطرات جانی و اقتصادی فراوانی ایجاد می‌شود .
- به دلیل احداث اکثر ایستگاه‌ها و تونل‌های مترو در عمق کم سازه‌های سطحی روی آن‌ها اثر می‌گذارند و متقابلاً رفتار تونل‌های مترو نیز روی سازه‌های سطحی اثر می‌گذارد.
- شهرها معمولاً در مناطق مسطح و آبرفتی توسعه می‌یابند لذا این سازه‌ها نیز در لایه‌های رسوبی منفصل توسعه می‌یابند که این شرایط خاصی را بر سازه‌ها حاکم می‌کند.
- در ایستگاه‌ها معمولاً نیاز به فضاهای با دهانه بزرگ وجود دارد. که این امر آسیب‌پذیری این سازه‌ها را افزایش می‌دهد .

لذا با توجه به موارد فوق توجه به آسیب‌پذیری و تحلیل و طراحی لرزه‌ای و در گام بعد بهسازی لرزه‌ای ایستگاه‌ها و تونل‌های مترو اهمیت ویژه‌ای پیدا می‌کند. روش‌های بهسازی لرزه‌ای متفاوتی برای تونل‌ها وجود دارد که مبتنی بر نوع پوشش و مشخصات خاک محل احداث تونل می‌باشد. در ادامه به معرفی چند روش بهسازی لرزه‌ای تونل‌ها پرداخته می‌شود.

- استفاده از راک بولت برای مهار حرکت گوه‌های سنگی و استفاده از راک بولت به همراه شاتکریت برای تونل‌هایی که در خاک‌های نرم احداث می‌شوند.
- استفاده از ملات های پر کننده مانند پلی اورتان جهت پر کردن گوه‌های گسیختگی و ترک‌های خاک اطراف تونل.
- تزریق دوغاب جهت برقراری سطح تماس کامل بین پوشش و خاک .
- استفاده از اپوکسی جهت پر کردن ترک‌های پوشش.

استفاده از ورق FRP جهت تسلیح و افزایش مقاومت محوری، برشی و خمشی پوشش. شکل زیر [۱] نمایی از نقش هریک از روش‌های معرفی شده جهت بهسازی لرزه‌ای تونل را نشان می‌دهد.



شکل ۱ : (A) سطح گسیختگی، (B) استفاده از راک بولت، (C) تزریق پلی اورتان جهت پر کردن گسیختگی، (D) تزریق دوغاب جهت ایجاد سطح تماس بین پوشش و خاک، (E) پر کردن ترک با استفاده از اپوکسی، (F) تسلیح پوشش با استفاده از FRP.

بحث تحلیل و طراحی و بهسازی لرزه‌ای در قالب کتاب‌ها و مقالات طی دو دهه اخیر مورد بررسی قرار گرفته است، در ادامه به معرفی برخی از مقالات مهم منتشر شده در این زمینه پرداخته می‌شود.

تیلور و همکاران در سال ۲۰۰۵ با استفاده از مدل‌های عددی پاسخ دینامیکی تونل را قبل و بعد از بهسازی موردبررسی قرار دادند .

صدقیانی و ضامنی در سال ۱۳۹۱ به بررسی تاثیر گسل بر پایداری تونل در شرایط استاتیکی و دینامیکی پرداخته است. در این مقاله برای مدل‌سازی از روش المان اجزا (DEM) و از نرم‌افزار تجاری (UDEC) استفاده شده است.

کورتزیس و همکاران در سال ۲۰۱۳ اثر مشخصات مکانیکی خاک ناحیه اندرکنش خاک و تونل را بر نیروها و لنگرهای خمشی ایجاد شده در پوشش تونل در اثر انتشار امواج S و P با مدل‌سازی اجزای محدود مورد بررسی قرار داده است.

مرتضایی و همکاران در سال ۲۰۰۹ در مقاله‌ای پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح را تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک قبل و بعد از مقاوم‌سازی سازه با ورقه‌های FRP مورد بررسی قرار داده‌اند.

در مقاله حاضر رفتار لرزه‌ای یکی از ایستگاه‌های مترو شهر کرج مورد بررسی قرار گرفته شده است و در حالت ویژه بهسازی رفتار آن با به کارگیری صفحات FRP به صورت عددی مورد مطالعه قرار گرفت. برای این منظور از توسعه مدل اجزای محدود استفاده گردید.

مشخصات ایستگاه مترو مورد مطالعه

مشخصات ساختگاه

ایستگاه مورد مطالعه یکی از ایستگاه‌های خط ۲ متروی کرج می‌باشد وضعیت ژئوتکنیک ساختگاه با مطالعه گزارشات مربوط به مشاهدات حین حفاری و نتایج آزمایشگاهی، به طور کلی خاک زیر سطحی محدوده مورد بررسی را می‌توان در سه گروه لایه خاک دستی خاک ریزدانه و خاک درشت‌دانه طبقه‌بندی نمود. قسمت فوقانی خاک طبیعی محدوده ساختگاه از لایه‌های خاک اغلب ریزدانه رسی (CL) گاهی ماسه یا لای و به ندرت ماسه رس و لای دار (SC) و (SM) تشکیل گردیده است؛ ضخامت این لایه در نواحی مختلف بین صفر تا ۱۵ متر متغیر می‌باشد. نتایج حاصل از بررسی‌های انجام شده نشان می‌دهد که قسمت تحتانی خاک زیر سطحی ساختگاه از لایه‌های خاک درشت‌دانه اغلب گرد گوشه شن و ماسه رس گاهی لای دار با تراکم متوسط تا بسیار متراکم تشکیل گردیده است. این لایه دارای حداقل ضخامت ۱۰ متر می‌باشد.

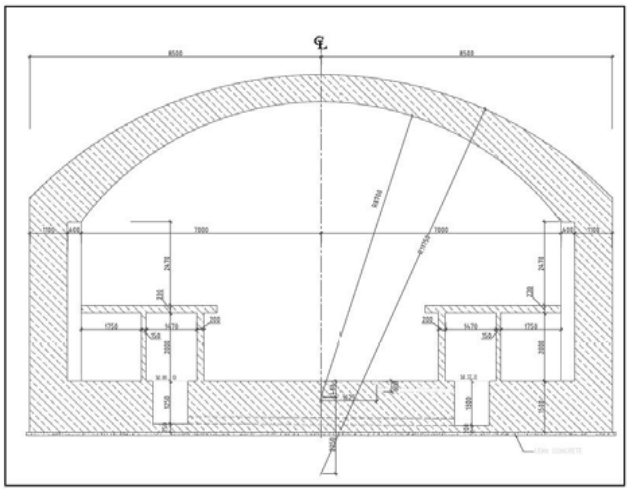
خلاصه‌ای از اطلاعات اولیه ساختگاه در جدول ۱ ارائه شده است :

جدول ۱ : اطلاعات اولیه ساختگاه

شماره لایه	نوع خاک	وزن مخصوص (KN/m3)	ضریب ارتجاعی (MPa)	نسبت پوآسون	زاویه اصطکاک داخلی	چسبندگی (KPa)
لایه اول	CL	18.6	40	0.25	20	50
لایه دوم	SC & SM	20.4	80	0.3	36	25

مشخصات سازه

پوشش تونل مورد مطالعه از بتن در جار ریز به ضخامت متوسط ۳۵ سانتی‌متر تشکیل شده است. عرض داخلی تونل ۱۷ متر و ارتفاع آن ۱۱ متر می‌باشد، شکل ۲ شماتیکی از مقطع پوشش را نشان می‌دهد؛ حفاری تونل در دو مرحله نیم مقطع فوقانی و نیم مقطع تحتانی صورت می‌گیرد. برای حفاری تونل در محل ایستگاه تنها حفاری فوقانی صورت می‌گیرد.



شکل ۲ : مقطع پوشش

مشخصات بتن پوشش در جدول زیر ارائه شده است :

جدول ۲ : مشخصات بتن

$\rho(\frac{kg}{m^3})$	ϑ	f_c' (MPa)
2500	0.2	20

مشخصات FRP

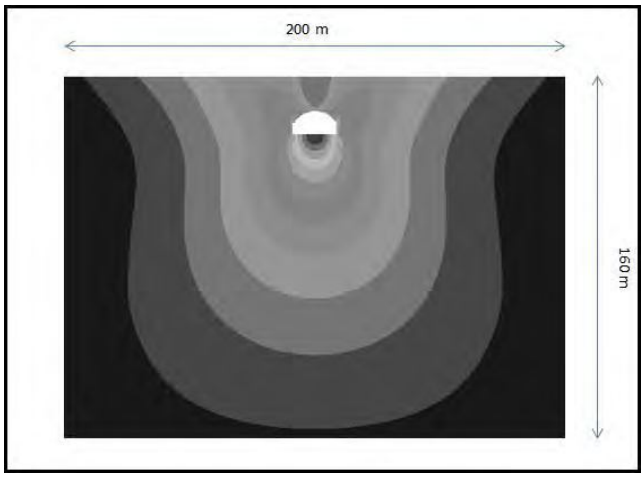
از آنجایی که FRP در بسیاری موارد متشکل از الیاف یک طرفه می‌باشد. فرض Isotropic برای آن دور از واقعیت می‌باشد، بنابراین رفتار FRP در مدل‌سازی Lamina فرض شد، جهت‌گیری الیاف FRP تنها در راستای طولی و عرضی المان‌های پوشش در نظر گرفته شد مدول الاستیسیته و ضریب پواسون جهات مربوطه در جدول زیر ارائه شده است، اعداد ۱ و ۲ راستای محورهای اصلی می‌باشد.

جدول ۳ : مشخصات FRP

E_1(GPa)	E_2(GPa)	ϑ
62	4.8	0.22

مدل‌سازی عددی

در تحقیق حاضر به کمک روش اجزای محدود و نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی عددی صورت گرفته شد تا تأثیرFRP بر روی رفتار لرزه‌ای پوشش مورد بررسی قرار گیرد، نمایی از مدل ساخته شده در شکل ۳ ارائه شده است.



شکل ۳ : مدل خاک و لاینیگ در نرم‌افزار آباکوس

مدل‌سازی حفاری با کاهش سختی و غیر فعال‌سازی المان در گام بعدی صورت می‌گیرد، و اضافه کردن پوشش به جدار تونل با فعال‌سازی المان پوشش صورت می‌گیرد، ابعاد مقطع تونل بر اساس پلان ایستگاه مورد مطالعه در نظر گرفته شد، ابعاد المان خاک نیز در گام نخست پنج برابر بزرگترین بعد تونل از جداره تونل تا مرز کناری در نظر گرفته شد، با انجام چندین آنالیز و بررسی ناحیه تأثیر حفاری در نهایت عدد ۲۰۰ متر برای طول و ۱۶۰ متر برای عمق قطعه خاک در نظر گرفته شد. رفتار مدل Plain Strain فرض شد و به منظور نصب FRP بر روی دیواره پوشش ضخامت مدل یک متر درنظر گرفته شد .

المان‌های خاک شامل المان‌های گوه‌ای شش گره‌ای (noded Wedge element-۶) در ناحیه اطراف تونل و المان‌های مکعبی هشت گره‌ای (noded hexahedron element-۸) در سایر نقاط قطعه خاک می‌باشند. المان بندی پوشش نیز با استفاده از المان‌های گوه‌ای شش گره‌ای (noded Wedge element-۶) صورت گرفت.

مدل رفتاری خاک مدل موهر کلمب و رفتار پوشش الاستیک فرض شد.

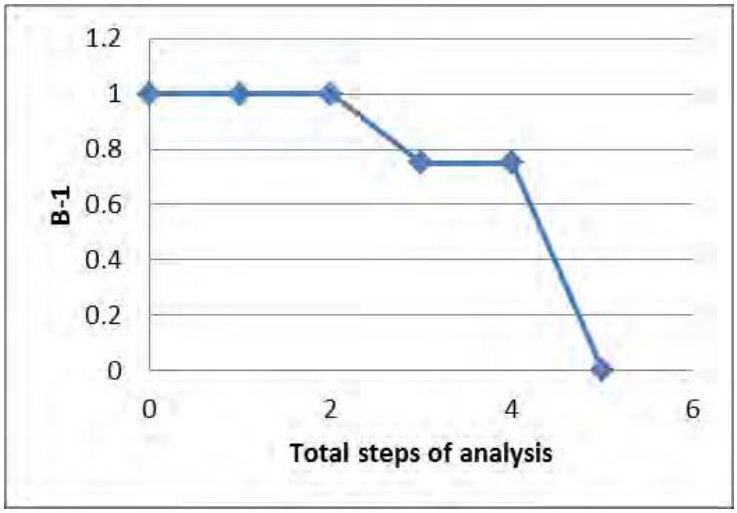
مدل‌سازی استاتیکی

در گام مدل‌سازی استاتیکی شرایط تکیه‌گاهی به منظور جلوگیری از حرکت افقی به مرزهای جانبی مدل اعمال گردید همچنین انتهای مدل نیز به منظور محدود کردن جابجایی قائم مقید شد و درجه آزادی خارج از صفحه مدل نیز بسته شد .

تحلیل استاتیکی مدل در پنج گام انجام شد، در گام اول وزن مخصوص مؤثر به لایه‌های خاک اعمال شد، اعمال این شرایط تنش‌های افقی در مدل ایجاد می‌کند، بنابراین در همین گام مقدار ضریب فشار محاسبه شد.

در گام دوم سختی المان‌های داخل تونل با استفاده از روش کاهش بار کاهش داده شد، فرضیات این روش به این صورت است که در ابتدا فشار وارد بر مرز داخلی فضای زیرزمینی برابر فشار خارجی ناشی از زمین در نظر گرفته می‌شود، سپس فشار داخلی با ضریب (۱-) کاهش داده می‌شود.

در گام سوم المان‌های داخل تونل حذف می‌شوند و نیروهای گره‌ای ناشی از المان‌های حذف شده به مرز حفاری اعمال می‌شوند، سپس این نیروها به میزان ۲۵ درصد کاهش داده می‌شوند در گام چهارم المان‌های پوشش به مدل اضافه شده و در گام پنجم نیروهای گرهی وارد به مرز حفاری نیز به تدریج از مرز حذف می‌شوند.



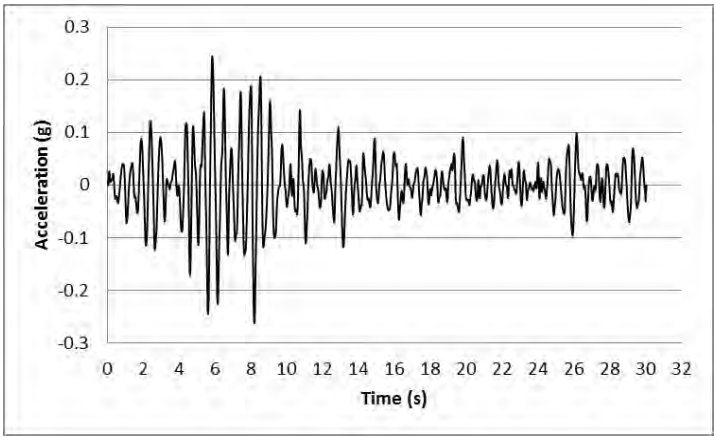
شکل ۴ : تغییرات ضریب بار در گام‌های مختلف تحلیل

مدل‌سازی دینامیکی

در زمین طبیعی اطراف سازه زیرزمینی کاملاً نامحدود بوده و موج در یک محیط بینهایت منتشر می‌شود. این در حالی است که در مدل‌سازی عددی فضای زیرزمینی و خاک اطراف آن محدود می‌باشند، در تحلیل استاتیکی محدود کردن خاک اطراف فضاهای زیرزمینی با در نظر گرفتن ناحیه تأثیر فضای زیرزمینی امکان‌پذیر است در حالیکه در تحلیل دینامیکی این امر باعث انعکاس انرژی امواج برشی از طریق مرزها به داخل هندسه مدل می‌شود، برای جلوگیری از این امر استفاده از مرزهای جاذب یا میراگرها در مدل‌های عددی رایج است. در این تحلیل از مرزهای جاذب با بکارگیری المان نا محدود از نوع مکعبی هشت گره‌ای که از یک سمت نامحدود هستند استفاده شده است. این المان‌ها مانند میراگر عمل کرده و به این ترتیب رفتار مجموعه خاک و سازه با دقت بالاتری شبیه‌سازی می‌شود.

بارگذاری لرزه‌ای

بار لرزه‌ای به صورت شتاب نگاشت به پای سازه اعمال گردیده است.

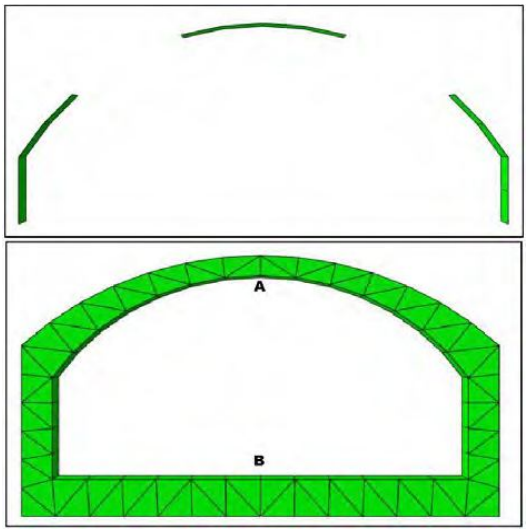


شکل ۵ : شتاب‌نگاشت اعمال شده به مدل

نتایج مدل‌سازی عددی

نتایج بدست آمده در سه موقعیت مختلف پوشش، بر اساس ارزیابی و مقایسه نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی تاج، دیواره‌های تونل و کف تونل در دو مدل تسلیح یافته با FRP و بدون FRP ارائه شده است.

محل قرارگیری شیت های FRP در مدل تسلیح یافته با FRP در تاج و دیواره‌های تونل می‌باشد، شکل (۶) موقعیت شیت های FRP را در مدل نشان می‌دهد.

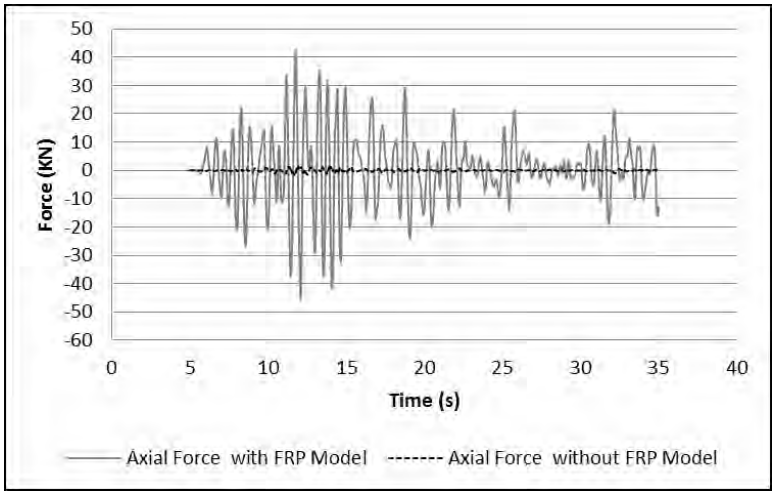


شکل ۶ : موقعیت شیت های FRP در دیواره داخلی پوشش

ابتدا تأثیر وجود FRP در تاج تونل (A) و سپس تأثیر آن بر روی کف تونل (B) مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

بررسی نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در تاج تونل

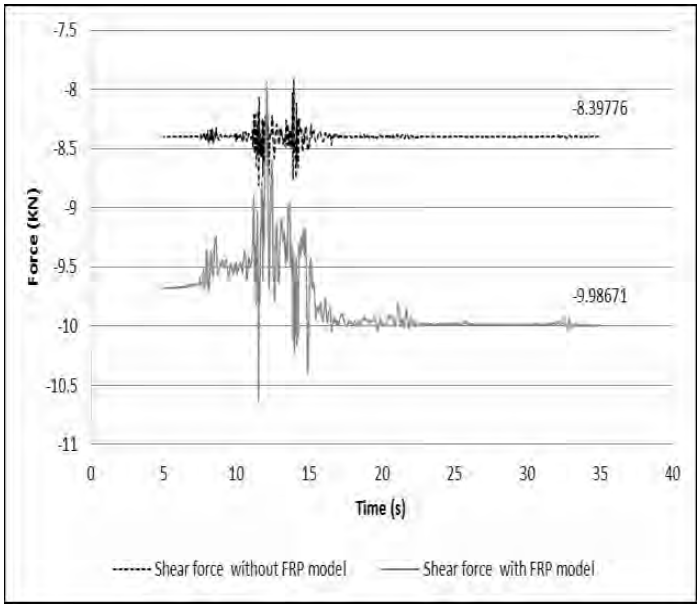
نیروی محوری تغییرات نیروی محوری مقطع تونل در محل تاج برحسب زمان در نمودار زیر ارائه شده است، در مدل تسلیح یافته با FRP نیروی محوری بیشتری ایجاد شده است که این امر حاکی از افزایش سختی مقطع تسلیح یافته با FRP نسبت به مدل بدون FRP است.



شکل ۷ : تاریخچه نیروی محوری تاج تونل

نیروی برشی

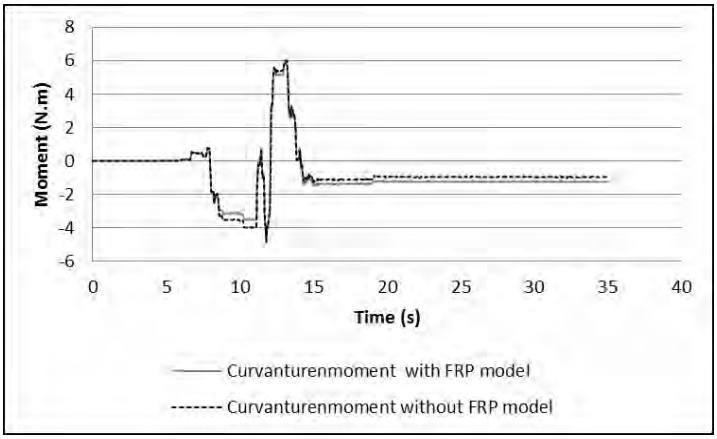
تغییرات نیروی برشی مقطع تونل در محل تاج برحسب زمان در نمودار زیر ارائه شده است.



شکل ۸ : تاریخچه نیروی برشی تاج تونل

لنگر خمشی

مقادیر لنگر خمشی ایجاد شده در راستای طولی پوشش در دو مدل اندک است، دلیل این امر کوچک بودن بعد عمود بر صفحه پوشش (یک متر) نسبت به بعد داخل صفحه آن است.



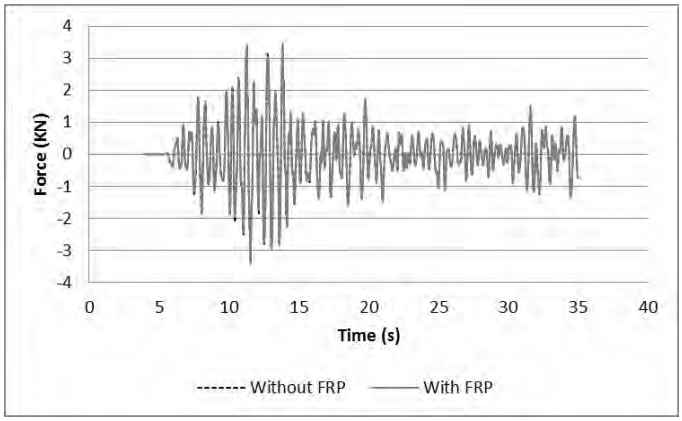
شکل ۹ : تاریخچه لنگر خمشی تاج تونل

بررسی نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در کف تونل

کف تونل در هر دو مدل فاقد FRP است، با توجه به این موضوع در ادامه رفتار لرزه‌ای کف تونل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

نیروی محوری

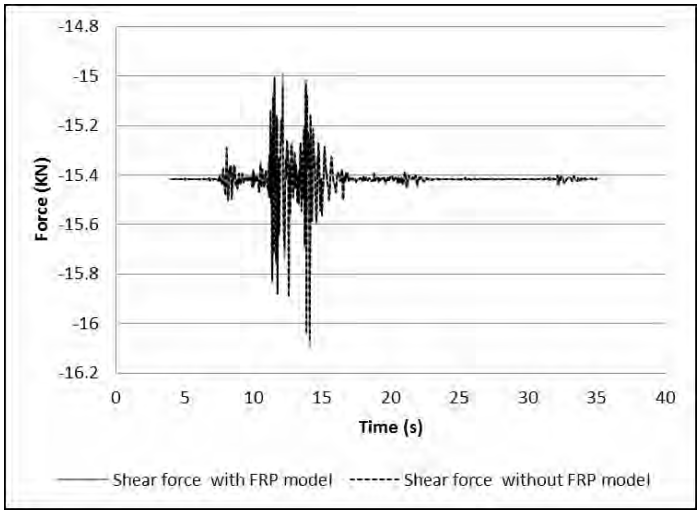
شکل زیر تاریخچه زمانی تغییرات نیروی محوری را در کف تونل نشان می‌دهد.



شکل ۱۰ : تاریخچه نیروی محوری کف تونل

نیروی برشی

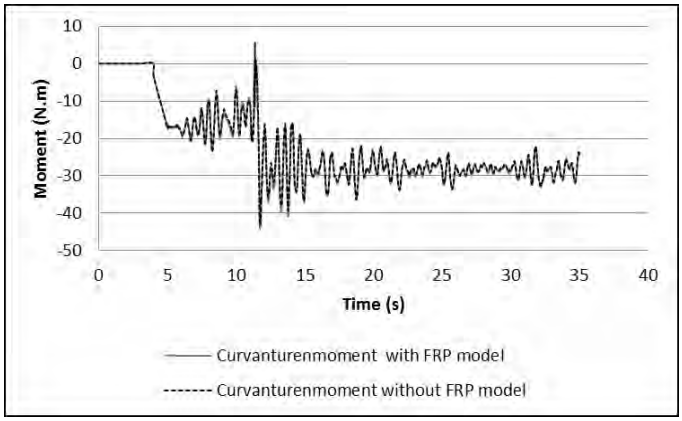
تاریخچه زمانی تغییرات نیروی برشی کف تونل ارائه شده است، با مقایسه مقادیر ماکزیمم نمودار تغییرات نیروی برشی در تاج و کف تونل این نتیجه حاصل می‌شود که حداکثر نیروی برشی ایجاد شده در مقطع کف تونل ۳۵٪ بیشتر از حداکثر نیروی برشی ایجاد شده در تاج تونل است.



شکل ۱۱ : تاریخچه نیروی برشی کف تونل

لنگر خمشی

با مقایسه تاریخچه زمانی لنگر خمشی در تاج و کف تونل حداکثر لنگر خمشی مثبت در کف تونل حدود ۱۰ برابر تاج تونل است.



شکل ۱۲ : تاریخچه لنگر خمشی کف تونل

نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مدلسازی عددی صورت گرفت تا تأثیر FRP بر روی رفتار لرزه‌ای پوشش مورد بررسی قرار گیرد. اثر FRP از طریق بررسی نیروی محوری، نیروی برشی در مقطع تونل، و لنگر خمشی ایجاد شده در راستای طولی تونل در دو المان واقع در تاج (A) و کف تونل (B) مورد بررسی قرار گرفت، المان واقع در تاج تونل در مدل اول بدون FRP و در مدل دوم با شیت های FRP تسلیح یافته بود.

المان واقع در کف تونل در هر دو مدل فاقد FRP بود. نتایج تحلیل عددی نشان داد که استفاده از شیت های FRP روی سطح داخلی پوشش تونل بر روی ظرفیت محوری و برشی مقطع پوشش تأثیرگذار است. تأثیرات FRP بر روی رفتار لرزه‌ای پوشش مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در جدول زیر درصد اختلاف میانگین نیروهای داخلی و لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش، ارائه شده است.

جدول ۴ : اختلاف میانگین نیروهای داخلی و لنگر خمشی

موقعیت المان	اختلاف میانگین(%)		
	نیروی محوری	نیروی برشی	لنگر خمشی
تاج(A)	97.9	13.3	14.5
کف(B)	55.53	5.42	3.75

میزان نیروی محوری ایجاد شده در مقطع در حالت بهسازی با شیت های FRP نسبت به مدل بدون FRP به طور متوسط ۹۷٫۹٪ در المان تاج تونل و ۵۵٫۳۵٪ در المان کف تونل افزایش یافته که این امر حاکی از افزایش سختی و ظرفیت محوری پوشش تسلیح یافته با FRP است.

میزان نیروی برشی ایجاد شده در مقطع در حالت بهسازی با شیت های FRP به طور متوسط ۱۳٫۳٪ در المان تاج و ۵٫۴۲٪ در المان کف افزایش یافته است.

ظرفیت خمشی نیز به طور متوسط ۱۴٫۵٪ در تاج و ۳٫۷۵٪ در کف تونل افزایش یافته است.

با توجه به داده‌های ارائه شده در جدول ۱ نتیجه گیری می‌شود که بیشترین تأثیر FRP بر افزایش ظرفیت محوری پوشش است، نتیجه دیگری که استنباط می‌شود تأثیر موضعی FRP بر افزایش سختی پوشش است، بطوری که افزایش ظرفیت پوشش در محل تاج ۶۱٪ بیشتر از افزایش ظرفیت در کف تونل است.

منابع

۱. " بررسی رفتار لرزه‌ای تونل‌های مقاوم‌سازی شده با FRP"؛ رامین پورزند، مرتضی اسماعیلی، عبدالحسین بغلانی؛ دومین کنفرانس ملی زلزله؛ ۱۳۹۴.

۲. Se Woon Choi, Yousok Kim, Hyo Seon Park, *"Multi-objective seismic retrofit method for using FRP jacketsin shear-critical reinforced concrete frames"* Composites: Part B 56 (2014) 207–216

۳. محمد حسین صدقیانی، شیما ضامنی، "بررسی تأثیر گسل بر پایداری تونل،" ؛ نهمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اردیبهشت ماه ۱۳۹۱.

روش‌ها و مصالح مختلفی جهت مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه وجود دارد، اما در سال‌های اخیر استفاده از ورق‌های FRP بسیار رواج یافته و مطالعات بسیاری انجام‌گرفته تا بتوان از آن‌ها بجای ورق‌های فولادی استفاده نمود. به طور کلی استفاده از کامپوزیت‌ها از دهه ۱۹۴۰ آغاز شد در ابتدا کاربرد نظامی داشت و بیشتر در صنایع هوا و فضا استفاده می‌شد. ولی ویژگی‌های منحصر بفرد آن مانند وزن کم و استحکام بالا باعث شد تا به سرعت در سایر زمینه‌ها از جمله صنعت ساختمان‌سازی، صنعت خودروسازی، ساخت اسکله و شناورها (کشتی‌ها و قایق‌های تندرو سازه‌های دریایی) نیز بکار رود.

معرفی FRP

FRP (Fiber Reinforced Polymer) فیبرهای پلیمری تقویت شده نوعی ماده کامپوزیت متشکل از دو بخش فیبر یا الیاف تقویتی است که به وسیله یک ماتریس رزین (ماده چسبنده) از جنس پلیمر احاطه شده است.

به بیان ساده‌تر کامپوزیت‌های FRP متشکل از یک سری فیبر یا الیاف که درون رزینی به عنوان ماتریس یا زمینه قرار گرفته که در آن‌ها الیاف بلند و ممتد عامل ایجاد مقاومت هستند و رزین آن‌ها را در جای خود نگه داشته و بار را از سازه به الیاف منتقل می‌کند و در طول آن‌ها به طور یکنواخت توزیع می‌کند. همچنین رزین باعث حفاظت الیاف می‌شود بنابراین الیاف و رزین اجزای اصلی کامپوزیت‌های FRP هستند. البته در کنار این مواد، مواد دیگری نیز در نقش فیلر و هاردنر و مواد مضاعف جهت بهبود خواص ماده حاصل مورد استفاده قرار می‌گیرند.

انواع محصولات FRP

۱. میلگردهای FRP

فولادها به طور مختصر در مقابل خوردگی به وسیله قلیایی بتن محافظت می‌شوند و معمولاً سبب دوام خدمت پذیری سازه می‌گردند. برای خیلی از سازه‌هایی که در محیط‌های مهاجم از قبیل سازه‌های دریایی، پل‌ها، پارکینگ که در معرض نمک‌های یخ قرار می‌گیرند، ترکیب رطوبت، افزایش دما و محیط کلریدی، قلیایی بتن را کاهش می‌دهد و سبب خوردگی فولادها می‌شود که در نهایت موجب تخریب سازه بتنی می‌شود به همین خاطر امروزه از میلگردهای ساخته شده با مواد پلیمری FRP در این سازه‌ها استفاده می‌کنند. به دلیل اینکه میلگردهای FRP دارای یک رفتار غیر شکل‌پذیر می‌باشند لذا موارد استفاده این میلگردها محدود به سازه‌هایی می‌شود که مهم‌ترین مشکل آن‌ها خوردگی یا مشکلات الکترومغناطیسی می‌باشد. رفتار مکانیکی میلگردهای FRP با میلگردهای فولادی تفاوت دارد، لذا نحوه طراحی سازه‌های بتنی با استفاده از میلگردهای FRP دارای تغییراتی نسبت به میلگردهای فولادی می‌باشد. میلگردهای فولادی دارای رفتاری تقریباً همسانگردی می‌باشند ولی میلگردهای FRP به بتن تأثیر می‌گذارد. مصالح FRP برخلاف مصالح فولادی، رفتار الاستیک خطی از خود نشان می‌دهند. در شکل ۱ انواعی از میلگردهای FRP نشان داده شده است.

شکل ۱ : میلگردهای FRP

ورقه‌های FRP، ورقه‌های با ضخامت چند میلی‌متر از جنس FRP هستند. این ورقه‌ها با چسب‌های مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می‌شوند. از ورقه‌های FRP جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب دیده (ناشی از زلزله و یا ناشی از خوردگی آب‌های یون دار) استفاده می‌شود. ورق‌های FRP از لحاظ شکل‌پذیری می‌توانند به شکل پارچه‌ای و صفحه‌ای باشند. شکل پارچه‌ای خاصیت شکل‌پذیری بالای دارد و راستای الیاف در آن می‌تواند در یک جهت یا دو جهت باشد. صفحه‌ها بر خلاف الیاف پارچه‌ای شکل‌پذیر نیستند و در ضخامت و عرض‌های مختلف یافت می‌شوند.

۲. ورق‌های FRP

ورق‌های FRP، ورقه‌های با ضخامت چند میلی‌متر از جنس FRP هستند. این ورقه‌ها با چسب‌های مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می‌شوند. از ورقه‌های FRP جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب‌دیده (ناشی از زلزله و یا ناشی از خوردگی آب‌های یون دار) استفاده می‌شود. ورق‌های FRP از لحاظ شکل‌پذیری می‌توانند به شکل پارچه‌ای و صفحه‌ای باشند. شکل پارچه‌ای خاصیت شکل‌پذیری بالایی دارد و راستای الیاف در آن می‌تواند در یک جهت یا دو جهت باشد. صفحه‌ها بر خلاف الیاف پارچه‌ای شکل‌پذیر نیستند و در ضخامت و عرض‌های مختلف یافت می‌شوند.

۳. کابل، نوار و تاندن های پیش تنیدگی

محصولات شبیه میله‌های FRP، ولی به صورت انعطاف‌پذیر هستند که در سازه‌های کابلی و بتن پیش‌تنیده در محیط‌های دریایی و خورنده کاربرد دارند. این محصولات در اجزاء پیش‌تنیده، در مجاورت آب نیز بکار گرفته می‌شوند.

۴. پروفیل‌های ساختمانی

مصالح FRP همچنین در شکل پروفیل‌های ساختمانی به صورت I شکل، T شکل نبشی و ناودانی تولید می‌شوند. چنین محصولاتی می‌تواند جایگزین بسیار مناسبی برای قطعات و سازه‌های فولادی در مجاور آب تلقیس شوند.

۵. شبکه کامپوزیتی

شبکه کامپوزیتی FRP محصولاتی هستند که از برخورد میله‌های FRP در دو جهت و یا سه جهت ایجاد می‌شوند. نمونه‌ای از این محصولات، شبکه کامپوزیتی Nefmac است که از فیبرهای کربن، شیشه‌ای و یا آرمید و رزین و نیل استر تولید می‌شود و برای مسلح کردن بتن مناسب است.

انواع فیبرهای تشکیل‌دهنده FRP

به طور کلی FRP را بر اساس فیبر تشکیل‌دهنده آن به چندین دسته تقسیم می‌کنند :

۱. CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers)

پلیمرهای مسلح شده با الیافی از جنس کربن

۲. GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers)

پلیمرهای مسلح شده با الیافی از جنس شیشه

۳. AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymers)

پلیمرهای مسلح شده با الیافی از جنس آرمید

۴. BFRP (Bazalt Fiber Reinforced Polymers)

پلیمرهای مسلح شده با الیافی از جنس بازالت

برخی از موارد کاربرد FRP

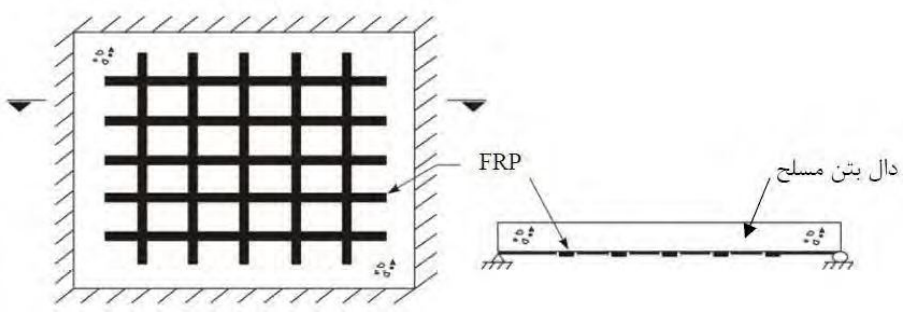
۱. افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری ستون‌ها، تیرها، دال‌ها و اتصالات بتن آرمه
۲. تقویت مخازن فولادی و بتنی
۳. تقویت سازه‌های فراساحل و دریا
۴. تقویت سازه‌های مقاوم در برابر انفجار
۵. تقویت تیر و ستون‌های چوبی
۶. تقویت دودکش‌های بتن آرمه با مصالح بنایی
۷. تقویت دیوارهای بتن آرمه
۸. تقویت دیوار تونل‌ها
۹. تقویت لوله‌های بتنی یا فولادی
۱۰. تقویت دیوارهای آجری و مصالح سنتی
۱۱. ساخت دیوارهای ساحلی
۱۲. سقف‌های پشت‌بام‌های صنعتی
۱۳. نشیمن‌گاه تجهیزات راکتورها
۱۴. سیستم دال کف در محیط‌های خورنده شیمیایی
۱۵. مرمت و تقویت سازه‌های مهم چون بیمارستان‌ها، آثار باستانی و ...

کاربردهای FRP در تقویت دال‌های بتن آرمه

از FRP در تقویت ستون‌ها، تیرها، اتصالات ، دیوارهای برشی بتنی، دیوارهای آجری، پایه و عرشه پل‌ها و ... می‌توان استفاده نمود. تکنیک مقاوم‌سازی ستون‌های مسلح بتنی با استفاده از کامپوزیت‌های FRP به طور گسترده‌ای به جای پوشش نمودن به وسیله فولاد مورد کاربرد قرار گرفته است. در مقایسه با استفاده از تنگ‌ها و مارپیچ فولادی، تکنیک محصورسازی با استفاده از FRP قابلیت این را دارد که محصورشدگی را به صورت پیوسته برای تمام مقطع عرضی ستون تأمین کند. همچنین این مواد دارای خواص ذاتی مطلوبی (نسبت زیاد مقاومت به وزن و مقاومت با در برابر خوردگی و خنثی بودن الکترومغناطیسی) هستند. به گونه‌ای که می‌توان در مقاوم‌سازی یا بازسازی اعضای بتنی به طور موفقیت‌آمیزی از آن‌ها بهره گرفت .

FRP می‌تواند در تیرها و دال‌های بتنی به عنوان جایگزین تمام یا بخشی از میلگرد کششی مورد نیاز بکار رود. همچنین در اتصالات بتنی می‌تواند استفاده گردد و شکل‌پذیری اتصال را افزایش دهد. تقریباً هیچ روش دیگری نمی‌تواند چنین تأثیری داشته باشد. از FRP در تقویت دیوارهای برشی نیز استفاده میگردد. FRP می‌تواند شکل‌پذیری دیوارهای بنایی را افزایش داده و آن‌ها را مهار نماید.

در شکل ۲ : قسمت‌های تقویت‌شده دال با FRP نشان داده شده است.



شکل ۲ : قسمت‌های تقویت‌شده دال با FRP

تقویت اتصالات با FRP

اتصالات آسیب‌پذیرترین قسمت سازه بوده و در عین حال سخت‌ترین جزء سازه جهت تقویت می‌باشند .تقویت توسط FRP یکی از مؤثرترین و ساده‌ترین روش‌های تقویت اتصالات سازه می‌باشد.

تقویت برشی تیر با FRP

بهترین شیوه تقویت برشی تیرها Wrapping توسط ورق‌های FRP می‌باشد. همچنین به راحتی و به شکل بسیار مؤثری می‌توان تیرها را توسط FRP تقویت خمشی نمود.

تقویت دیوار برشی با FRP

FRP می‌تواند تأثیر زیادی در تقویت خمشی و برشی دیوارهای برشی داشته باشد.

افزایش مقاومت فشاری بتن با FRP

FRP کاربردهای فراوانی در تقویت ستون‌های بتنی دارد. از FRP می‌توان برای تقویت خمشی ستون‌ها، افزایش مقاومت مشخصه بتن و افزایش شکل‌پذیری (اثر محصورشدگی) استفاده نمود. به علت ضخامت کم ورق‌های FRP، این روش یکی از راه‌های مناسب برای تقویت ستون‌ها است چرا که در معماری ساختمان خللی ایجاد نمی‌نماید. تأثیر عمده تقویت توسط FRP، در ستون‌های دایره‌ای شکل بوده ولی ستون‌های مربع یا مستطیل را می‌توان با گرد کردن گوشه‌ها، به صور مناسب جهت تقویت با FRP تبدیل نمود.

تقویت دال‌های بتن آرمه توسط FRP

یکی از این اجزاء کمکی برای بهبود خواص دال‌های بتنی که نیاز به تقویت دارند، پلیمرهای تقویت‌شده با الیاف (FRP) می‌باشند که در شرایط مختلف با اهداف مختلف و به اشکال مختلف به دال‌ها متصل می‌شوند. استفاده از اجزاء FRP به عنوان تقویت، راه‌حلی مؤثر برای غلبه بر مسائل طول عمر سازه‌های بتن آرمه بنظر می‌رسد.

تقویت خمشی دال‌های بتنی توسط FRP

در دهانه‌های تقویت‌شده با CFRP در دال‌های دو طرفه، ورق‌های CFRP می‌توانند در برای حفظ و حتی افزایش ظرفیت اولیه بار دال‌های بتنی دو طرفه دهانه دار مورد استفاده قرار بگیرند. برای دال‌های تقویت شده با CFRP ظرفیت حمل بار در مقایسه با تیر ضعیف شده ۱۲,۵ – ۲۴ افزایش یافته است.

راه‌های سنتی برای تقویت اضافی با میلگرد فولادی و دهانه ظرفیت بار بیشتری را در مقایسه با دال‌های بدون دهانه حاصل می‌کند. رفتار دال‌ها تقویت‌شده با FRP تست شده تا زمان نقص الاستیک دو خطی بوده، سفتی دال‌ها تقویت شده با تقویت شبکه CFRP پس از آغاز ترک‌ها در مقایسه با دال تقویت شده با فولاد به طور قابل‌توجهی کاهش یافت. برای اطمینان از سفتی انعطافی کلفی جهت کنترل اعوجاج، نیاز به نسبت‌های تقویت بالاتر است.

برای تقویت شبکه FRP گنجانده شده در بتن، میله‌های عرضی مهار میله‌های طولی را تأمین می‌کند. در این مورد فضابندی میله‌های شبکه ترک را کنترل می‌کند. اعوجاج تابعی از سفتی تقویت و نسبت واقعی تقویت مورد استفاده در دال است. دال‌ها

تقویت شده با FRP خصوصاً با نسبت کوچکتر تقویت، قبل از ایجاد نقص از طریق اعوجاجات نسبتاً بزرگ و عرض ترک‌های وسیع هشدار لازم را می‌دهند.

تست‌های آزمایشگاهی اعتبار و اثر بخشی تقویت با شبکه CFRP برای استفاده در دال‌های بتنی تقویت شده را نشان می‌دهد که در آن طراحی عمدتاً تحت تنظیم معیار قابلیت سرویس‌دهی است. تطابق نزدیک در رفتار انعطافی بین دال‌های مختلف نشان می‌دهد که دال‌های تقویت شده با FRP باید با یک کشش انعطافی معادل تقویت با فولاد بیش تقویت شوند شبکه‌های CFRP NEFMAC C19-R می‌توانند بعنوان تقویت بتن به جای میله‌های فولادی ۱۵ میلی‌متری در شبکه‌های به اندازه ۲۲۵ در ۱۵۰ میلی‌متری استفاده شوند.

FRP می‌تواند مقاومت دال‌های بتنی را در برابر خمش چندین برابر افزایش داده و شکست دال‌های بتنی تقویت شده با FRP به صورت ناگهانی و غالباً در محل ایجاد نقص در FRP روی می‌دهد.

تعداد ترک‌های ایجاد شده در دال‌های بتنی تقویت شده با FRP نسبت به دال نرمال تحت بارهای مختلف کاهش چشمگیری شبکه ترک را کنترل می‌کند. اعوجاج دال تابعی از سفتی تقویت و نسبت واقعی تقویت مورد استفاده در دال است. دال‌های تقویت شده با FRP، خصوصاً با نسبت کوچک‌تر تقویت، قبل از ایجاد نقص از طریق اعوجاجات نسبتاً بزرگ و عرض ترک‌های وسیع هشدار لازم را می‌دهند .

نوارهای CFRP به صور پوشش بیرونی، ظرفیت باربری دال‌ها تقویت‌شده را افزایش می‌دهد. علاوه برای در دال‌های تقویت‌شده نسبت به دال تقویت نشده، ترک‌های ایجاد شده کوچک‌تر و به طور یکنواخت‌تری توزیع گردیده‌اند .

مقاوم‌سازی دال‌های با میزان فولاد کششی ۲۵ درصد فولاد متعادل، مقاومت نهایی تیر در حدود ۳۱ – ۶۲ درصد افزایش می‌دهد .

مقاوم‌سازی دال‌های با میزان فولاد کششی ۵۰ درصد فولاد متعادل، مقاومت نهایی تیر را در حدود ۲۲ – ۵۰ درصد افزایش می‌دهد.

در شکل ۳، قسمت‌های تقویت‌شده‌ی دال بتنی با ورق‌های CFRP نشان داده شده است.

شکل ۳ : قسمت‌های تقویت‌شده‌ی دال بتنی با ورق‌های CFRP

مزایای استفاده از FRP

۱. مقاومت کششی بیشتر از فولاد
۲. مقاومت در مقابل نیروهای خمشی و برشی
۳. مقاومت در برابر ضربه، خوردگی، حریق و اسیدها و بازها (به طور کلی ترکیبات شیمیایی)
۴. ظرفیت بالای جذب ارتعاشات
۵. عدم هدایت الکتریکی و حرارتی

۶. عدم تأثیرپذیری در میدان‌های مغناطیسی و فرکانس‌های رادیویی (برای مثال دستگاه‌های بیمارستانی)
۷. وزن کم (یک چهارم وزن آرماتور فولادی و چگالی حدود ۲۰٪ فولاد)
۸. حمل‌ونقل آسان و سرعت اجرای بالا

نتیجه‌گیری

- از مناسب‌ترین راه‌های تقویت قسمت‌های مختلف سازه استفاده از FRP با توجه به ضخامت کم آن‌ها می‌باشد، همچنین در معماری ساختمان نیز خللی ایجاد نمی‌کند.
- این کامپوزیت‌ها جایگزین مناسبی برای آرماتورهای فولادی در سازه‌های دریایی و عرشه پل‌ها می‌باشند.
- با توجه به وزن نسبتاً کم مصالح FRP در تقویت سازه‌ها بار مرده سازه افزایش چشم‌گیری ندارد، استفاده از مصالح FRP راهکار مناسبی است.
- با توجه به مزایای ذکر شده سازه‌هایی که در برابر خوردگی و میدان‌های مغناطیسی حساسیت زیادی دارند، استفاده از مصالح FRP پیشنهاد می‌شوند.

منابع

۱. "مقاوم‌سازی دال بتن مسلح با استفاده از کامپوزیت‌های FRP"، طاهر محمدپناه، ارسطو ارمغانی، کنفرانس بین‌المللی مهندسی شهرسازی، عمران و معماری، ۱۳۹۵.
۲. "دستورالعمل مقاوم‌سازی ساختمان‌ها با استفاده از " FRP مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی،۱۳۹۲.
۳. "ارزیابی تجربی تأثیر امتدادهای تقویت دال‌های دو طرفه با کامپوزیت FRP"، یاسری و کشاورزی، مجموعه مقالات همایش ملی نوین در مهندسی ، عمران

پیوستگی بتن و میلگرد FRP

امروزه مصالح نوین در صنعت ساخت‌وساز پیشرفت‌های چشمگیری داشته‌اند. از جمله این محصولات الیاف‌های FRP هستند که خصوصیات و مشخصات فوق‌العاده‌ای دارند. از جمله این خصوصیات مدول الاستیک بسیار این مواد است بطوریکه مدول CFRP حدود ۷۰ درصد و GFRP حدود ۲۰ درصد فولاد می‌باشد. این پایین بودن سفتی، موجب کرنش بیشتر آن‌ها شده و بنابراین بتن‌های مسلح شده با FRP انعطاف‌پذیرتر هستند و تغییرشکل‌های بیشتری را تحمل می‌کنند. علاوه بر این، این مواد بر خلاف فولادها، شکست ترد دارند. بنابراین رفتارهای متفاوتی از سازه‌های FRC در مقایسه با سازه‌های SRC انتظار می‌رود. از این رو، نیازی اساسی برای توسعه مدل‌های تحلیلی بر اساس خواص ویژه و مدهای شکست میله‌های FRP وجود دارد. از جمله ابعاد اساسی رفتار سازه‌ها گسترش چسبندگی است، از این رو چسبندگی متصدی برقراری و نگهداری برهم کنش بین تقویت‌کننده و

بتن اطراف در حین انتقال بار از یکی به دیگری است. بنابراین کیفیت چسبندگی تأثیر بسزایی بر تشکیل ترک دارد و از این رو بر فاصله بین ترک‌ها و پهنای ترک‌ها اثر می‌گذارد. مکانیزم اصلی در گسترش چسبندگی برهم کنش فولاد- بتن، برهم کنش مکانیکی بین سطح دندانه‌دار یا تغییر شکل یافته میله تقویت‌کننده و بتن است. بهرحال، مکانیزم‌های دیگر به مانند اصطکاک سطح و چسبندگی شیمیایی نیز نقش دارند. بررسی حاضر برخی از کارهای تحلیلی انجام شده در زمینه بررسی استفاده از تقویت‌کننده‌های غیر آهنی در سازه‌های بتنی تقویت‌شده را ارائه می‌دهد. این پژوهش بر مبنای مطالعه درباره ویژگی‌های پیوستگی بتن و میلگرد FRP در تست استاندارد بیرون کشیدن Pullout انجام شده است.

مروری بر آئین‌نامه ACI440

هدف از این روش آزمون برای اندازه‌گیری مقاومت پیوستگی از طریق آزمایش Pullout به کارگیری در آزمایشات آزمایشگاهی است که در آن متغیر اساسی سایز و نوع میلگرد FRP است. روش آزمون نباید برای ایجاد طرح ارزش‌های (مقادیر) پیوستگی و توسعه طول‌ها برای میلگردهای نصب‌شده در بتن بکار برده شود.

هدف از این روش آزمون تعیین رفتار (حالت) پیوستگی برای شناسایی مواد، تحقیق و توسعه و اطمینان کیفی است. حالت پیوستگی، وابسته‌ی شکل‌بندی آزمونه خواهد شد که ممکن است هم تجزیه‌وتحلیل و هم طرح را تحت تأثیر قرار دهد. نتیجه اولیه‌ی آزمون، مقاومت پیوستگی آزمونه برای بتن با وزن نرمال است که در کاربرد میلگردهای FRP به عنوان جوشن‌ها و میلگردهای مستحکم کننده، عامل مهمی در نظر گرفته شده است.

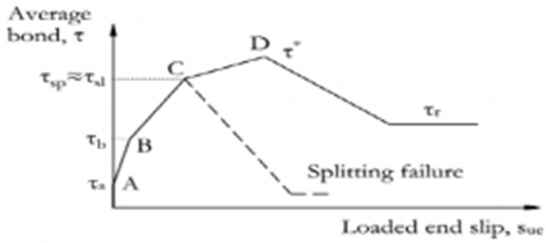
همچنین ممکن است این روش آزمون برای تعیین همگونی یک محصول یا یک برداشت (برخورد) برای یک شرایط مرتبط با اثر آن بر توسعه‌ی پیوستگی بین میلگرد FRP و بتن بکار برده شود. نتایج بدست آمده از این روش آزمون باید تنها برای اهداف مقایسه‌ای برای مقایسه کردن پارامترها یا متغیرهای مقاومت پیوستگی بکار برده شود، ممکن است روشی برای ایجاد تأثیرات محیطی بلند مدت بر پیوستگی برای بتن، که شامل عامل کاهشی محیطی برای میلگردهای نصب شده در بتن است بکار برده شود.

بررسی رفتار چسبندگی بین میلگردهای FRP و بتن

انتظار می‌رود رفتار چسبندگی میله‌های FRP به بتن متفاوت از میله‌های فولادی سنتی باشد از این رو پارامترهای کلیدی که بر عملکرد اتصال اثر گذارند متفاوت می‌باشند. برخی از این پارامترها عبارتند از :

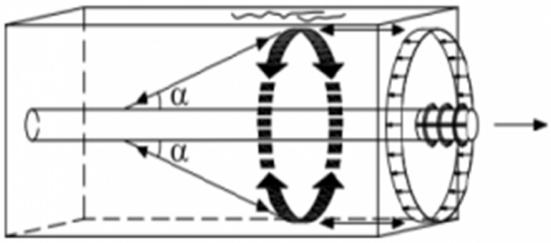
- مدول الاستیک پایین‌تر FRP در مقایسه با فولاد، در هر دو جهت طولی و عرضی.
- سفتی برشی بسیار کمتر از فولاد است
- مقاومت برشی ماتریس رزین کمتر از فولاد است، فاکتوری که انتظار می‌رود مقاومت تغییرشکل‌های سطحی میله را کنترل می‌کند.

عملکرد چسبندگی بین میله و بتن برای شکل‌های مختلف سطح میله متفاوت است. وقتی میله‌های با سطح صاف بررسی می‌شوند، اتصال اساساً هم با چسبندگی بین سطح میله و بتن اطراف و هم با مقاومت برشی درون لایه‌ای بین لایه‌های پی‌درپی فیبرها در سطح میله حاصل می‌شود. در نتیجه در سطح صاف، هیچ ترک کششی اتفاق نمی‌افتد و غیرمحتمل است که نیروهای جدایش اتصال گسترش یابند. شکل زیر توصیفی از برهم‌کنش بین میله FRP تغییر شکل یافته با بتن را نشان می‌دهد.



شکل ۱ : تغییر تنش میانگین اتصال با جابجایی انتهای بارگذاری شده یک FRP با طول قرار کوتاه

در این شکل در ابتدای بارگذاری، بخش OA، مکانیزم اصلی مقاومت در برابر بار خارجی چسبندگی شیمیایی بین دو ماده است. در این مرحله، هیچ لغزش قابل اندازه‌گیری وجود ندارد. برای مقادیر تنش اتصال بیشتر چسبندگی شیمیایی شکسته می‌شود و مکانیزم اتصال متفاوتی شکل می‌گیرد (بخش AB). جابجایی در انتهای بارگذاری شده میله افزایش می‌یابد و شکل‌های سطحی میله تنش‌های زیادی را در بتن ایجاد می‌کند، بنابراین ترک‌های ریز ایجاد شده در نوک شکل‌های سطحی میله اجازه جابجایی میله را می‌دهد. این اعتقاد وجود دارد که شروع ترک‌های ریز به دلیل تغییر شکل‌های سطح نرم میله‌های FRP نسبت به میله‌های فولادی تأخیر دارد. با افزایش جابجایی میله، بخش BC، تنش‌های حاصل شده افزایش قابل‌توجهی می‌یابد و اجزای شعاعی نیروهای اتصال در برابر حلقه‌های تنش کششی گسترش یافته در بتن متعادل می‌شوند (شکل ۲). اگر میله بطور مناسبی محصور نشده باشد و مقدار حلقه‌های تنش از مقاومت کششی بتن بیشتر شود، ممکن است ترک‌های جدایش در طول میله FRP مشاهده شود. اگر مقاومت به جدای شکافی ایجاد شود، بخش CD، تنش اتصال می‌تواند به مقاومت ماکزیمم اتصال برسد. با حرکت هر دو انتهای میله (انتهای بارگذاری شده و بارگذاری نشده)، سفتی اتصال کاهش می‌یابد.



شکل ۲ : تعادل اجزایی شعاعی نیروهای اتصال در برابر حلقه‌های تنش کششی

بر اساس نسبت بین مقاومت بتن و مقاومت برشی برآمدگی‌های سطحی، چهار مد متفاوت از شکست اتصال اتفاق می‌افتد :

- برش قسمت یا همه برآمدگی سطح میله. مقاومت اتصال میله‌هایFRP با مقاومت برشی بین لایه‌های پشت سر هم فیبر یا با مقاومت برشی برآمدگی میله کنترل می‌شود. بنابراین، افزایش در مقاومت بتن با افزایش مقاومت اتصال میله FRP ارتباطی نخواهد داشت.
- شکست برشی بتن : بتن در برابر برآمدگی سطح میله متلاشی می‌شود؛ بنابراین مقاومت اتصال اساساً با مقاومت برشی بتن کنترل می‌شود.
- مد ترکیبی : با سطح متوسطی از مقاومت بتن، احتمالاً مدی مرکب از دو شکست بالا اتفاق می‌افتد.
- فشرده شدن : در نتیجه استحکام کم در جهت شعاعی، میله ممکن است که در امتداد بتن فشرده شود. در این مورد اتصال با اصطکاک بین برجستگی‌های میله و بتن ایجاد می‌شود. زمانی که ماکزیمم تنش اتصال حاصل می‌شود، مکانیزم تحمل بار از بین رفته و مقاومت اتصال باقیمانده اساساً به مقاومت اصطکاکی وابسته می‌شود.

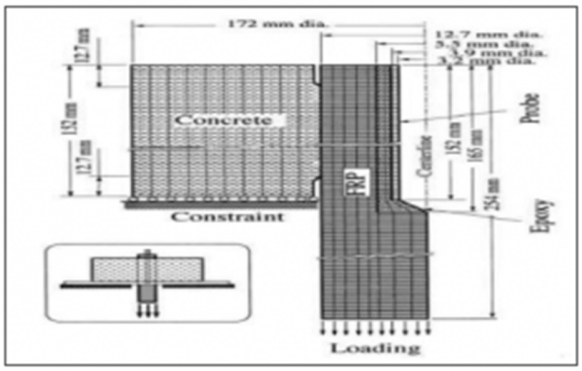
مطالعات عددی

مدل‌ها در سه گروه تقسیم‌بندی می‌شوند : ۱) مقیاس عضو (member scale) جایی که رفتار اتصال با قانون جابجایی- اتصال تعریف می شود و هر عضو تقویت کننده به صورت یک عضو میله‌ای تک‌بعدی عمل می‌کند؛ ۲) مقیاس دندانه (rib scale)، که شکل پیچیده سطح میله می‌بایست ایجاد شده و المان بندی شود، و ۳) مقیاس میله (bar scale)، که وضعیت سطح میله بصورت صریح مدل نمی‌شود و اثر برهم کنش مکانیکی آن بصورت غیر مستقیم و استفاده از توصیفی واسط تعریف می‌شود. حالت اول مقیاس عضو برای مطالعه موضعی رفتار جابجایی – اتصال در نقطه‌ای دلخواه از سازه مفید نیست.

همچنین، مدل‌های مقیاس دندانه، به دلیل فرضیات ساده‌سازی، به معادلات کیفی مکانیزم‌های اکتیو اتصال محدود می‌شوند.

بنابراین مدل‌های مقیاس میله به عنوان مؤثرترین مطالعه بر مکانیزم‌های اتصال معرفی می‌شوند. برای نشان دادن مثال‌هایی از

گروه‌های مختلف مدلسازی، برخی از تحقیقات عددی انجام شده در ادامه آورده می‌شود. مثالی از مدل مقیاس دندانه کار انجام شده توسط Bakis, CE و همکارانش است که از برنامه المان محدودی برای ایجاد مدل دو بعدی، متقارن محور، غیرخطی برای نمونه بتن میله FRP به همراه کرنش‌سنج (شکل ۳) استفاده کرده‌اند. مدل با المان‌های چهار گره‌ای ایجاد شده است. فشار تماسی، با قید شعاعی اولیه ایجاد شده، و اصطکاک کولمب با المان‌های دو بعدی مدل شده است در حالی که چسبندگی شیمیایی با المان‌های فنر غیرخطی که بین همه گره‌های مجاور بتن و FRP در طول تماس پل زده مدل شده است.



شکل ۳ : مدل المان محدود دوبعدی متقارن محوری از میله با سطح صاف

پارامترهای کنترل اتصال، با اطلاعات تست بیرون کشیدن تعیین شده، که برای میله با سطح صاف بسختی تعیین می‌شود. پیش‌بینی‌های المان محدود در رابطه با وابستگی جابجایی و توزیع کرنش حلقوی و طولی در طول اتصال با داده‌های تجربی تطبیق داشته است. با بررسی‌های پارامتریک، استحکام عرضی میله‌های با سطح صاف به عنوان مهم‌ترین خواص کنترل‌کننده اتصال معرفی‌شده است. اصطکاک ایجاد شده با فشار تماسی شعاعی و چسبندگی شیمیایی نیز از مکانیزم‌های اتصال می‌باشند. مدل ایجاد شده توسط achillides و همکارانش مثالی جدید از مدل مقیاس میله است. مکعب بتنی FRP با استفاده از المان‌های دو بعدی مدل شده است. بتن و میله‌های FRP بترتیب با المان‌های صفحه‌ای چهار گره‌ای و المان مربعی دو گره‌ای مدل شده‌اند. برهم کنش اتصال بین دو ماده با المان‌های فنر مدل شده است که داده‌های ورودی ارتباط بین بارگذاری و کشش فنر است. داده‌های تجربی تست بیرون کشیدن در طول تماس کم برای کالیبره کردن ویژگی‌های فنر استفاده شده است.

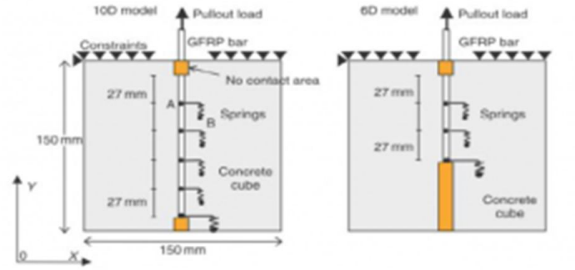
مدل تست بیرون کشیدن میله

روند مدل تست شامل دو هدف اصلی است. هدف اول کمک به فهم چگونگی گسترش تنش اتصال در تماس بین FRP و بتن در حین بیرون کشیدن میله است. این کار از نتایج تجربی قابل استنباط نیست زیرا که هیچ کرنش سنجی را نمی‌توان در طول تماس میله بدلیل اثرگذاری بر رفتار تماسی، قرار داد. از این‌رو، برای مانیتور کردن رفتار اتصال میله FRP قرار گرفته در بتن در حین تست، از نتایج تحلیلی استفاده می‌شود. هدف دوم از این تحلیلات، توسعه روندی برای پیش‌بینی رفتار اتصال طول‌های قرار گرفته بزرگ‌تر تحت بار کششی با استفاده از اطلاعات تجربی از نمونه های با طول قرار کوچک‌تر است. این هدف کاربردی عملی دارد زیرا که هدفش کاهش نیاز به تست تعداد زیادی نمونه برای بررسی تأثیرگذاری طول تکیه‌گاه بر مقاومت میانگین اتصال است این حقیقت پذیرفته شده است که اندازه طول اتصال در مقاومت میانگین اتصال میله تأثیر دارد.

تحلیل با خواص کاملاً الاستیک برای بتن و FRP انجام شده است از این‌رو فرض شده است که ترک‌خوردگی بتن اهمیت کتری در شرایط تست بیرون کشیدن دارد. به علاوه، مدل الاستیک از این جهت که حلی پایدارتر از مدل غیر خطی ایجاد می‌کند برای بررسی رفتار اتصال میله‌های FRP ترجیح داده شده است. نتایج بررسی‌های تحلیلی با نتایج تجربی بدست آمده از تست‌های بیرون کشیدن مقایسه شده است. تحلیل حاضر اساساً بر رفتار میله‌های ۱۳,۵ mm GFRP تمرکز کرده است. به‌هرحال روند توصیف شده برای بررسی رفتار اتصال انواع میله‌های تقویت‌کننده قابل استفاده است در صورت که داده‌های تجربی تست بیرون کشیدن موجود باشد.

توصیف مدل

نمونه‌های بتن و FRP با المان‌های دوبعدی مدل شده‌اند. بتن با المان‌های مربعی صفحه‌ای چهار گره‌ای با ضخامت ۱۵۰ mm و مدول یانگ E=30 GPa مدل شده است در حالی که المان‌های میله‌ای دو گره‌ای با سطح مقطع مربعی با مساحت ۱۴۳,۱۳ میلی‌متر مربع و E=45 GPa برای مدلسازی میله FRP استفاده شده است. میله و بتن با المان‌های غیرخطی فنر با فواصل ۲۷ mm (دو برابر قطر میله) به یکدیگر لینک شده‌اند. استفاده از این فاصله خاص و منحنی بار جابجایی فنر بعداً توضیح داده خواهد شد. برای مدل کردن اندازه‌های مختلف طول اتصال استفاده شده در کارهای تجربی، چهار مدل که تنها در تعداد فنرهای رابط فرق دارند بررسی شده است. فرض می‌شود که هر فنر سهم اتصال فاصله‌ای به اندازه ۲۷ mm از کل طول اتصال میله را به عهده دارد. مدلسازی G10D میله‌ای با قطر ۱۳,۵ mm دارد و با ۵ فنر رابط، اتصال بررسی می‌شود و مدلسازی نمونه G6D میله GFRP 13.5 mm که طول اتصالی برابر با ۸۱ mm دارد و با استفاده از ۳ فنر اتصال بررسی می‌شود در شکل ۴ نشان داده شده است. فنرها نقطه A از میله را به نقطه B از بتن وصل می‌کنند. این دو نقطه دارای مختصات یکسانی هستند که در شکل برای بهتر نشان دادن فنرها، این دو نقطه جدا از هم نشان داده شده‌اند.

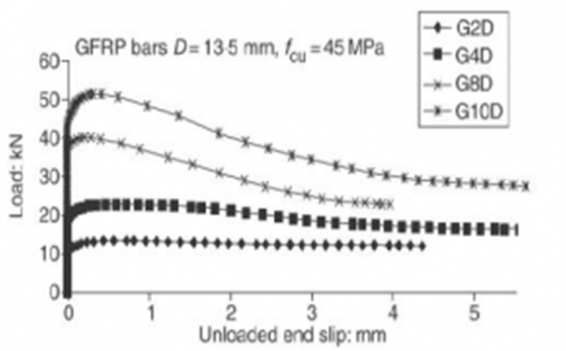


شکل ۴ : مدل مورد استفاده برای شبیه‌سازی نمونه‌های G10D ۴۵ و G6D ۴۵

مدل مشابه تست تجربی از سطح بالایی در جهت Y مقید می‌شود. برای جلوگیری از حرکت‌های جزئی مدل در جهت X در حین بیرون کشیدن میله، گوشه بالا سمت چپ مدل نیز در جهت X بالا سمت چپ مدل نیز در جهت Y و در اینکرمنت های کوچک به میله اعمال می‌شود. این بار بصورت جابجایی اعمال می‌شود بنابراین امکان مطالعه بر رفتار اتصال پس از رسیدن به مقدار نهایی وجود دارد.

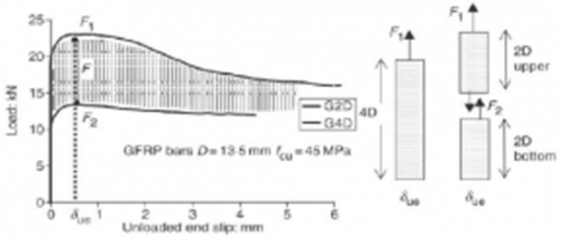
خواص فنر

نقش اصلی المان‌های فنر در این مدل شبیه‌سازی برهم کنش اتصال بین میله و بتن اطراف در حین بیرون کشیدن است. داده های ورودی مورد نیاز که رفتار فنرها را مشخص می‌سازند شامل مقادیر انبساط و نیروهای مرتبط اعمالی به فنر است. در مدل حاضر، انبساط فنر با جابجایی میله و نیروی مرتبط بصورت تابعی از مقاومت اتصال میله تعریف می‌شود. برای تعیین منحنی بار- جابجایی اتصال، داده‌های تجربی از تست‌های بیرون کشیدن استفاده شده است. شکل ۵ منحنی‌های بار- جابجایی انتهای بارگذاری شده و انتهای بارگذاری نشده برای چهار نمونه که دارای میله‌های GFRP 13.5 mm هستند را نشان می‌دهد. برای توصیف منطقی خواص فنر، منحنی‌های بار-جابجایی انتهای بارگذاری شده و بارگذاری نشده نمونه‌های G4D و G2D با جزئیات بیشتر بررسی می‌شود.



شکل ۵ : منحنی‌های تجربی بار-جابجایی انتهای بارگذاری شده و بارگذاری نشده میله‌های GFRP 13.5 mm

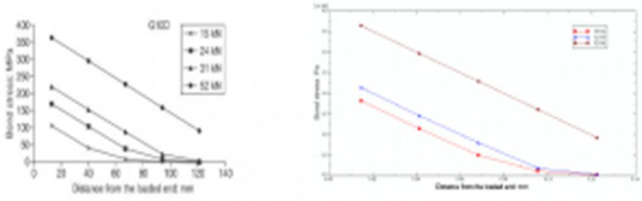
فرض می‌شود که منحنی طول اتصال D۴ با دوتا منحنی طول D۲ برابر باشد که در شکل ۷ این موضوع نشان داده شده است. جابجایی انتهای بارگذاری نشده، تابعی از بار F1 است که مرتبط با طول اتصال D۴ است، اما از طرف دیگر نیز بار داخلی F2 به طول اتصال D۲ پایینی مرتبط می‌شود. اختلاف بین F1 و F2 مقدار بار F می‌شود که سهم اتصال D۲ بالایی جابجایی خاصی را تعیین می‌کند. سهم اتصال D۲ بالایی در منحنی بار – جابجایی انتهای بارگذاری نشده در اتصال D۴ ناحیه هاشور زده شده بین دو منحنی D۲ و D۴ است. منحنی حاصل F در شکل ۶ نشان داده شده است. این منحنی برای همه فنرهای مدل بجز برای آخرین فنر لحاظ شده است.



شکل ۶ : سهم طول اتصال D۲ بالایی در رفتار اتصال میله است.

نتیجه‌گیری

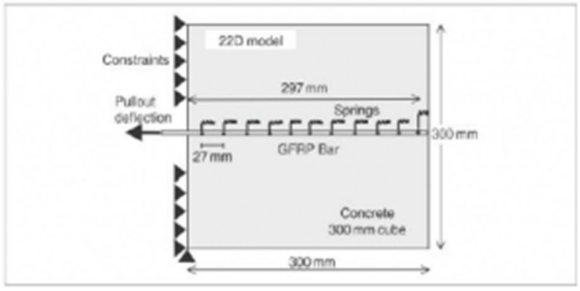
با بررسی نتایج مشاهده شد که با یافته‌های قبلی ارائه‌شده در مقاله مشابه بودند. نتایج تنش تماسی در طول تماس در شکل زیر نشان داده شده است که نتایج شبیه‌سازی دوباره با نتایج نشان داده شده در مقاله در هر دو حالت برای انتهای بارگذاری شده و نشده مشابه است. یکی از اهداف مطالعه تحلیلی بحث مشاهده گسترش اتصال در حین بیرون کشیدن میله FRP است. هر چند که نتایج تجربی شواهد مشخصی از آنچه که در خارج از طول اتصال می‌دهد (اندازه‌گیری‌های بار و جابجایی)، هیچ اطلاعاتی از اینکه چطور اتصال در امتداد طول اتصال میله گسترش می‌یابد وجود ندارد. اینجا جایی است که مطالعات تحلیلی می‌تواند به فهم بهتر رفتار اتصال میله FRP در بتن کمک کند. شکل زیر توزیع تنش اتصال و نرمال در امتداد طول اتصال برای مدل G10D را نشان می‌دهد. در بار کم بیشینه تنش اتصال در نقطه بارگذاری میله است. با افزایش بار، تنش اتصال به نظر می‌رسد که در طول اتصال ثابت شود. نزدیک به بیشترین مقدار بار (Km۵۲) بیشینه تنش اتصال نسبت به انتهای بارگذاری نشده جابجا می‌شود. بعد از بیشترین مقدار نیرو، تنش اتصال در تمام طول اتصال کاهش می‌یابد تا مقدار بار مشخصی که رفتار اتصال با اصطکاک میله و بتن کنترل می‌شود.



شکل ۷ : توزیع تنش اتصال و نرمال در امتداد طول اتصال برای مدل G10D

پیش‌بینی رفتار اتصال در طول تماس‌های بزرگ‌تر :

بعد از پیش‌بینی رفتار اتصال برای طول‌های تماس کوچک از D۱۰ مدل بر طول تماس‌های بزرگ‌تر تمرکز می‌کند. در این مورد، داده‌های تجربی برای مقایسه وجود ندارد، از این‌رو نتایج فقط حاصل از مطالعات تحلیلی است. سه طول تماس بزرگ‌تر با طول‌های ۲۹۷ mm (22D)، 594 mm (44D) و ۸۶۴ mm (64D) بررسی شده است. فنرهای اتصال میله به بتن در فواصل ۲۷ mm قرار گرفتند و بتن مکعبی ابعادی بزرگ‌تر از حالت قبل دارد. هندسه یکی از این بتن‌ها که دارای طول تماس D۲۲ است در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۹ : مدل برای طول تماس‌های بزرگ‌تر

مطالعات تحلیلی مدل‌های بالا نشان داده‌اند که مقاومت اتصال میله FRP با افزایش طول اتصال کاهش می‌یابد. مقاومت بیشینه میانگین برای طول‌های اتصال مختلف نشان داده شده است. از شکل مشاهده می‌شود که نرخ اتصال در طول‌های کوچک‌تر سریع‌تر کاهش می‌یابد.

منابع

۱. "مدلسازی پیوستگی بتن و میلگرد FRP توسط نرم افزار Abaqus"؛ کمیل مومنی و موسی مظلوم؛ اولین کنفرانس ملی عمران و توسعه، زیباکنار، ایران، اسفند ۱۳۹۰.

۲. Achillides, Z., Pilakoutas, K.. FE.2016-2017. modelling of bond interaction of FRP bars to concrete. Structural Concrete

مقاوم سازی سازه های مترو

با توجه به آسیب‌هایی که از طرق مختلف به سازه‌های بتن آرمه وارد می‌شوند، روش‌های مختلف مقاوم‌سازی این سازه‌ها روز به روز گسترش می‌یابد. از جمله این روش‌ها می‌توان به استفاده از غلاف‌ها یا ژاکت‌های بتن آرمه، غلاف‌های فولادی، ورق‌های فولادی و ورق‌های FRP اشاره نمود.

استفاده از ورق‌های FRP (Fiber reinforced polymer) روشی نوین است که به دلیل خواصی چون نسبت بالای مقاومت به وزن، مقاومت مناسب در برابر خوردگی و حملات شیمیایی، سهولت حمل و نصب به دلیل انعطاف‌پذیری فوق‌العاده آن‌ها و عدم افزایش ابعاد المان‌ها، گسترش یافته است.

در گذشته جهت تقویت یا بهسازی سازه‌های موجود به منظور تحمل بار بیشتر یا برطرف کردن ضعف سازه و یا افزایش شکل‌پذیری عموماً از مصالح سنتی استفاده می‌گردیده است که با معرفی مواد مرکب در مهندسی عمران این مصالح با داشتن ویژگی‌های مکانیکی مناسب، گزینه مناسبی برای بهسازی شدند .مواد مرکبی که در مهندسی عمران بکار می‌روند به صورت

پلیمرهای مصلح با الیاف FRP می‌باشند. FRP ها مصالحی سبک، با دوام و مقاوم هستند که امروزه به راحتی در دسترس قرارگرفته‌اند .ضخامت نسبتاً نازک ورق‌های FRP کاربرد آنها را بسیار ساده نموده و قابلیت اعمال بر روی اکثر سطوح را امکان‌پذیر می‌نماید. لازم به ذکر است که مانند هر مصالحی FRP ها دارای نقاط ضعفی نظیر حساسیت در مقابل آتش و ضعف در تحمل تنش‌های فشاری می‌باشد.

استفاده از سیستم‌های FRP برای بهسازی و تقویت سازه‌های بتنی از اواسط دهه ۸۰ میلادی در اروپا و ژاپن آغاز شد .در این ۲۵ سال کاربرد این روش تنها به سازه‌های بتنی محدود نمانده و برای انواع سازه‌های بنایی، چوبی و فولادی بکار رفته است .

تاکنون پژوهش‌های نظری و آزمایشگاهی بسیاری بر روی مصالح و بارهای انفجاری انجام شده است. امروزه با گسترش تأسف‌بار حملات تروریستی، تحلیل و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار نیز توسعه یافته است و آئین‌نامه‌های متعددی توسط مراجع مختلف برای تحلیل و طراحی انفجاری ارائه شده است .از طرفی با پیدایش مصالح نوین، گسترش کاربرد آن‌ها در مهندسی عمران و کاربری مناسب آن‌ها در بهسازی سازه‌های موجود، چشم‌انداز جدیدی در جهت مقابله با این وقایع فراهم شده است.

به‌کارگیری روش چیدمان‌های نواری در مقابل پوشش کامل دیوار بر عملکرد رفتار سازه در برابر بار انفجار مؤثر بوده موجب کاهش در میزان تغییر مکان بیشینه و نشانه خسارت می‌شود .تحلیل‌های انفجاری سابقه‌ای در حدود چندین قرن دارد .تحلیل‌های ابتدایی که با روش‌های تقریبی انجام می‌گرفت به قرن‌های ۱۳ و ۱۴ میلادی باز می‌گردد.

در یکی از این پژوهش‌ها، رفتار دال بتنی تحت اثر بار انفجار بررسی شده است. ابتدا به صورت آزمایشگاهی دال بتنی تحت اثر بار انفجاری قرار داده شد و سپس نتایج بدست آمده با مدلسازی توسط نرم‌افزار Ansys و Abaqus مقایسه و پس نمایش صحت مدلسازی کوشیدند رابطه‌ای بین قطر حفره ناشی از انفجار، وزن مواد منفجره و محل انفجار ارائه نمایند و در پایان مقایسه‌ای بین مدل‌ها و نرم‌افزارهای استفاده شده انجام داده و در هر مورد نقاط ضعف و قوت آن‌ها را تشریح نمودند. فیوض و همکاران نیز رفتار سازه‌های فولادی و بتنی را با شکل‌ها و شرایط مختلف تحت اثر بارگذاری انفجاری مورد بررسی قرار داده‌اند و تأثیر شکل و سایر ویژگی‌ها را بر روی عملکرد سازه برای هر دو نوع فولادی و بتنی به وسیله نرم‌افزار المان محدود Abaqus شبیه‌سازی و مقایسه نموده‌اند و عملکرد سازه‌های بتنی را در حالت کلی مناسب‌تر گزارش کرده‌اند.

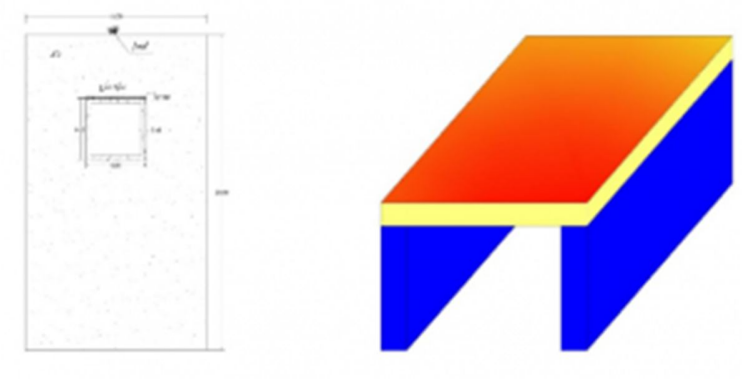
نگارندگان این پژوهش نیز مقاوم‌سازی دیوارهای بتنی با انواع ورق‌های FRP در ضخامت‌های متفاوت را در مقابل بار انفجار مورد بررسی قرار داده و تأثیر مقاوم‌سازی با استفاده از این ورق‌ها را بر کاهش تغییر مکان بیشینه، نشانه خسارت و تنش در میلگردهای داخل بتن را در برابر بار انفجاری مناسب ارزیابی کرده که در این میان به کارگیری ورق‌های کربنی در مقایسه با ورق‌های شیشه و آرامید مناسب‌تر گزارش شده است.

این پژوهش به بررسی کارایی استفاده از مصالح مرکب بر عملکرد دیوارهای بتنی در برابر انفجار پرداخته است. بدین صورت که دیوار بتنی مقاوم‌سازی شده با پلیمرهای مسلح با الیاف شیشه‌ای (GFRP) تحت اثر بار انفجاری قرار گرفته است.

با توجه به مطالب بیان شده، جهت بررسی اثر GFRP ها بر سازه‌های مترو با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود Abaqus، تأثیر این ورق‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.

مدل عددی

در این مدل عددی با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود سه‌بعدی Abaqus، یک مدل تونل مترو بتنی با مقطع مستطیلی در نظر گرفته شده است. این مدل با ورق GFRP پوشانیده شده است و در داخل زمین و در حجمی از خاک قرار دارد. در بالای این حجم خاک، بار ترافیک ناشی از وسایل نقلیه وجود دارد. همچنین در این مدل بار انفجاری بر روی سطح خاک وارد می‌شود و خاک و سازه مترو را تحت تأثیر خود قرار می‌دهد. این مدل عددی دارای ابعاد ۵,۵ متر و به ضخامت ۰,۴ می‌باشد که داخل حجم خاکی به ابعاد ۲۵ در ۱۵ متر قرار دارد و فاصله آن از سطح زمین ۵، ۷,۵ و ۱۲,۵ متر متغیر می‌باشد. جنس خاک از مصالح ماسه می‌باشد و جنس سازه مترو از بتن. شکل ۱ نشان دهنده بار انفجار وارده بر روی سقف سازه پوشیده شده از ورق شیشه‌ای می‌باشد.



شکل ۱ : نمایی از مدل

مصالح خاکی

در تحقیق حاضر از ماسه به عنوان مصالح خاکی استفاده شده است. مشخصات این خاک مطابق جدول زیر در نظر گرفته شده است.

جدول ۱ : خصوصیات مصالح خاکی

پارامتر	واحد	ماسه
وزن واحد	KN/m^3	۱۹
مدول یانگ	mpa	۳۰
ضریب پواسون	_	۰/۳

بتن

مقاومت فشاری بتن در پژوهش ۳۵ مگا پاسکال در نظر گرفته شده است. برای مدلسازی بتن در ناحیه پلاستیک و بررسی تخریب در آن از مدل خسارت مومسانی بتن استفاده شده است. مقادیر تنش و کرنش پلاستیک مورد نیاز در این مدل از گزارش نتایج پژوهش‌های آزمایشگاهی پیشین گرفته شده است. مشخصات مورد استفاده برای مدل‌سازی بتن در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲ : مقادیر تنش و کرنش پلاستیک بتن در کشش و فشار

تنش فشاری(MPa)	کرنش در فشار	تنش کششی(MPa)	کرنش در کشش
17.5	0.0000	5.3	0.0000
25.7	0.00038	5.31	0.000176
34.9	0.00189	8.5	0.001539
35	0.00218	–	–
28	0.00456	–	–

ویژگی مصالح

ماده مرکب به کار گرفته شده در این پژوهش GFRP است. به منظور بررسی اثر تغییر ضخامت بر پارامترها، ضخامت ورق‌های GFRP در نظر گرفته شده ۱،۲ و ۳ میلی‌متر است. مشاهده می‌شود که نامگذاری این ورق‌ها بر اساس وزن واحد سطح آن‌ها صورت گرفته است و همچنین مقاومت کششی نهایی و مدول کششی الیاف شیشه در جدول ۳ مشاهده می‌شود.

جدول ۳ : مشخصات فیزیکی و مکانیکی ورق های GFRP

Physical Properties

Product Name	G400	G800
Fiber Material	E-Glass	E-Glass
Areal Weight	0.083 lb/ft^2 (400 gr/m^2)	0.166 lb/ft^2 (800 gr/m^2)
Fabric Width	20 in (508 mm)	20 in (508 mm)
Nominal Thickness	0.006 in/ply (0.151 mm/ply)	0.012 in/ply (0.302 mm/ply)

Tensile Properties

Ultimate Tensile Strength	500 ksi (3450 Mpa)	Composite	245 ksi (1694 Mpa)
Tensile Modulus	11200 ksi (77 Gpa)		
Ultimate Rupture Strain	4.48%	Composite	2.20%

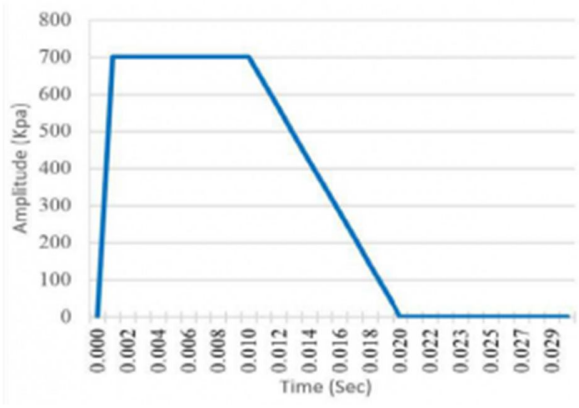
بارگذاری

بارگذاری انفجاری به دو پارامتر زمان و مکان وابسته است. در این پژوهش برای ساده‌سازی و کاهش زمان عملیات شبیه‌سازی رایانه‌ای مدل‌ها از وابستگی مکانی بارگذاری صرف‌نظر شده و تنها به توزیع زمانی بار پرداخته شده است. به سخن دیگر، توزیع فشار ناشی از انفجار به صورت یک فشار یکنواخت ولی تابع زمان بر روی سطح خاک اعمال شد. این امر را می‌توان با استناد به آیین‌نامه انفجار انجمن ساخت سازه‌های فولادی آمریکا مورد قبول دانست. بر طبق این آیین‌نامه، اگر فواصل محل انفجار تا سازه از نصف کوچک‌ترین بعد سازه بیشتر شود می‌توان با فرضی مناسب فشار وارده بر سازه را به صورت یکنواخت در نظر گرفت. در این مطالعه فشار اعمالی هم ارز با فشار ناشی از انفجار ۹۵ کیلوگرم TNT در فاصله ۵، ۷,۵ و ۱۲,۵ متری از سازه در نظر گرفته شده است. فشار وارده در طول زمان کل ۰,۲ ثانیه اعمال شده که در جدول ۴ نمایش داده شده است.

جدول ۴ : دامنه زمانی بارگذاری مدل و فشار وارده

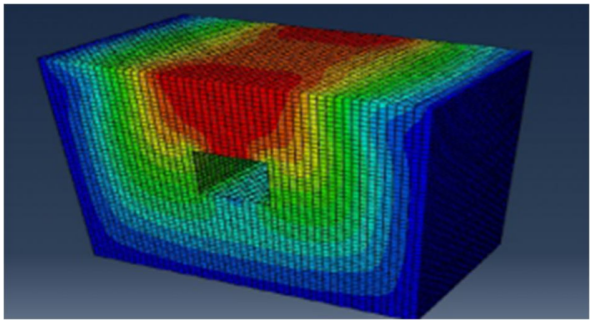
فشار(Pa)	مدت زمان(Sec)
0.00	0.0
700000	0.001
700000	0.010
0.00	0.020

شکل ۲ نشان دهنده دیاگرام بار انفجار وارده می‌باشد.



شکل ۲ : نمودار تاریخچه بار انفجاری

برای تحلیل مدل‌ها از تحلیلگر صریح (Explic it) نرم‌افزار Abaqus استفاده شده است. از این تحلیل‌گر در مواردی که هدف، تحلیل دینامیکی مدل در زمان بسیار اندک مورد نظر باشد، استفاده می‌گردد. در طی تحلیل رفتار الیاف شیشه‌ای و سازه مترو برای مدت ۰٫۵ ثانیه (۲۰ گام) ثبت گردیده است. بیشینه پارامترهای مورد نظر در هر مدل محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده است. در شکل ۳ نمایی از مدل پس از پایان تحلیل نشان داده شده است.



شکل ۳ : از مدل پس از پایان تحلیل نشان داده شده است.

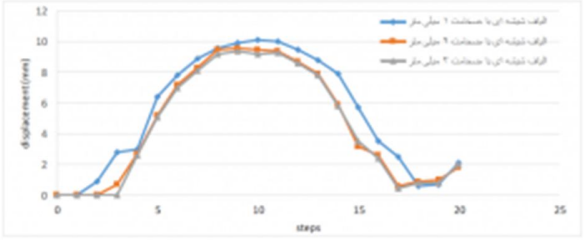
بررسی تأثیر افزایش ضخامت GFRP بر روی سازه :

در این قسمت تأثیر ضخامت GFRP بر پاسخ سازه موردنظر بوده است.

الف) در این بررسی GFRP با ضخامت ۱، ۲ و ۳ میلی‌متر روی سقف سازه در فاصله ۵ متری از محل انفجار قرار گرفته است. حداکثر جابه‌جایی نقطه میانی سقف سازه در شکل ۴ نمایش داده شده است.

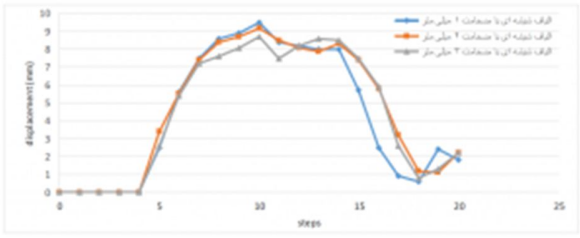
ب) در این بررسی GFRP با ضخامت ۱، ۲ و ۳ میلی‌متر روی سقف سازه در فاصله ۷٫۵ متری از محل انفجار قرار گرفته است. حداکثر جابه‌جایی نقطه میانی سقف سازه در شکل ۵ نمایش داده شده است.

ج) در این بررسی GFRP با ضخامت ۱، ۲ و ۳ میلی‌متر روی سقف سازه در فاصله ۱۲٫۵ متری از محل انفجار قرار گرفته است. حداکثر جابه‌جایی نقطه میانی سقف سازه در شکل ۶ نمایش داده شده است.



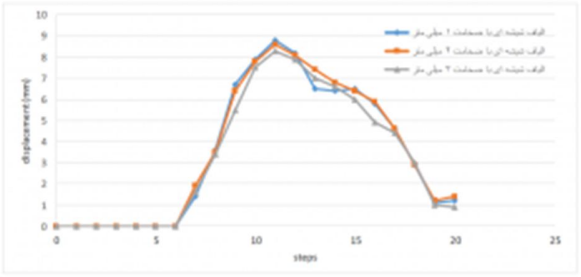
شکل ۴ : نمودار جابه‌جایی با ورق شیشه‌ای در فاصله ۵ متری از انفجار

همان‌طور که در شکل ۴ مشاهده می‌شود پس از گذشت ۰,۰۵ ثانیه از آغاز انفجار، جابه‌جایی نقطه وسط سقف سازه با افزایش ضخامت GFRP کاهش داشته است. میانگین جابجایی این نقطه از سازه برای GFRP با ضخامت ۱، ۲ و ۳ به ترتیب ۵,۲۷، ۴,۵ و ۴,۳۸ و حداکثر جابجایی نیز به ترتیب ۱۰,۱، ۹,۶ و ۹,۴ میلی‌متر است.



شکل ۵ : نمودار جابه‌جایی با ورق شیشه‌ای در فاصله ۷,۵ متری از انفجار

همان‌طور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود با افزایش GFRP و افزایش فاصله انفجار تا سازه، جابجایی نقطه وسط سازه پایین آمده است. میانگین جابجایی این نقطه از سازه برای GFRP با ضخامت ۱، ۲ و ۳ به ترتیب ۴,۲۷، ۴,۵۸ و ۴,۴۱ و حداکثر جابجایی نیز به ترتیب ۹,۵، ۹,۲ و ۸,۷ میلی‌متر است.



شکل ۶ : نمودار جابه‌جایی با ورق شیشه‌ای در فاصله ۱۲,۵ متری از انفجار

همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود با افزایش عمق، سازه دیرتر دچار جابجایی می‌شود اما تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در جابجایی نقطه روی سازه ندارد و همچنین با افزایش ضخامت GFRP مشاهده می‌شود که مقدار جابجایی رو به کاهش است. میانگین جابجایی این نقطه از سازه برای GFRP با ضخامت ۱، ۲ و ۳ به ترتیب ۳,۴۰، ۳,۴۵ و ۳,۲۳ و حداکثر جابجایی نیز به ترتیب ۸,۸، ۸,۶ و ۸,۳ میلی‌متر است.

نتیجه‌گیری

مدل ارائه شده در این تحقیق به بررسی اثر GFRP بر کاهش بار انفجار و میزان خرابی سازه، می‌پردازد و با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته، نتایج زیر حاصل می‌گردد :

۱. مقاوم‌سازی با استفاده از ورق‌های GFRP بر عملکرد سازه در برابر بار انفجار مؤثر بوده و در کاهش مقادیر جابجایی نیز تأثیر مثبت دارد.
۲. با افزایش فاصله سازه تا مرکز انفجار، در کاهش مقادیر جابجایی تأثیر مثبت دارد، اما تأثیر قابل توجهی در جابجایی ندارد و به صرفه نیست.

لازم به ذکر است که نتایج حاصله مربوط به خصوصیات ذکر شده است و با تغییر خصوصیات مصالح ممکن است نتایج حاصل نیز تغییر نماید و البته استفاده از آزمایش‌های تجربی می‌تواند ضمن تأیید صحت این مدلسازی، در شناسایی خطاهای احتمالی مفید واقع شود.

منابع

۱. بهزاد جلیلی قاضی‌زاده، سید مجتبی موحدی، «مقاوم‌سازی سازه‌های مترو با استفاده از ورق‌های شیشه‌ای در مقابل بارهای انفجاری»، International Conference on researches in Science and Engineering، 2017

۲. علیرضا رهایی، سعید نعمتی، ۱۳۸۳ ، " ارزیابی عملکرد و روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی " ، انتشارات فدک ایساتیس.
۳. محیا فاضلی پور، محمدرضا توکلی زاده « بررسی اثر چیدمان ورق‌های GFRP در مقاوم‌سازی دیوارهای بتنی در برابر بار انفجار»، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران ۶ و ۷ اردیبهشت ۱۳۹۰ ، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

سکوهای دریایی

با گذشت زمان و پیشرفت در صنعت ساخت‌وساز ساخت سازه‌های دریایی در ابعاد و اشکال مختلف افزایش یافته است. اولین سکوهای استخراج نفت از چوب ساخته می‌شدند که با توجه به شرایط محیطی دریا چندان مناسب نبودند لذا استفاده از مصالح دیگر و مقاوم در برابر شرایط حاکم بر دریا رواج یافت و بدین ترتیب ساخت زیر سازه‌های بتی در سازه‌های دریایی و استفاده از فولاد در ساخت سکوها رواج پیدا کرد. در تمام این سال‌ها با توجه به شرایط خاص محیطی دریا، سکوها در معرض خطرات و حوادث گوناگونی بوده‌اند، حوادثی که منجر به فروریزش بسیاری از سکوهای دریایی شد و خسارات مالی و جانی و زیست‌محیطی بسیاری را رقم زد. در دهه شصت میلادی بعد از طوفان‌هایی که در خلیج مکزیک رخ داد و خسارات بسیاری را بجا گذاشت گروه‌های تحقیقاتی مختلفی برای بررسی عوامل و دلایل شکست سکوهای دریایی شکل گرفتند و حتی بسیاری از این تحقیقات در قالب آیین‌نامه برای استفاده در ساخت و نصب و بهره‌برداری از سکوهای دریایی منتشر شدند لذا تمامی این تحقیقات لزوم شناخت حوادث و خطرات دریایی را بیشتر می‌نمایند.

شناخت خطرات

اولین مرحله در ارزیابی خطر در سکوهای دریایی شناخت خطرات احتمالی می‌باشد. بهترین روش برای شناخت این امر بررسی حوادث و اتفاقاتی است که در گذشته برای سکوهای دریایی رخ داده است و همچنین استفاده از تحقیقاتی است که در این زمینه انجام شده است.

خطراتی که بر روی سازه‌های دریایی اثر می‌گذارند و ادامه فعالیت آن‌ها را به خطر می‌اندازند را می‌توان به سه دسته تقسیم کرد:

۱. **خطر ناشی از حد ایمنی ناکافی سکو**

بدین معنی که نیروهایی بیشتر از ظرفیت سکو به آن وارد می‌شود که این مسئله می‌تواند ناشی از افزایش نیروهای وارد بر سکو و یا ناشی از مقاومت کم و پایین سکو باشد.

۲. **خطر ناشی از حوادث غیر مترقبه**

حوادثی همچون برخورد کشتی‌ها به سکو، افتادن اجسام سنگین درون سکو بر روی قسمت‌های مختلف سکو، آتش‌سوزی و انفجار، سقوط هلیکوپتر بر روی سکو و حوادثی از این دست می‌توانند خطری جدی برای سکوی دریایی باشند.

۳. **خطر ناشی از خطاها**

منظور از خطاهای فاحش، اشتباهات انسانی و سازمانی است که در هنگام طراحی سکو، ساخت، نصب و بهره‌برداری از آن رخ می‌دهد. این اشتباهات در سه دسته زیر تقسیم‌بندی می‌شوند.

طراحی

- غفلت کردن از نیروهای مهم یا مؤلفه‌های نیرو
- غفلت کردن از مود های شکست
- غفلت کردن و نامناسب بودن مؤلفه‌های ضخامت در طراحی
- ناقص بودن و نبود مشخصات مصالح، مراحل ساخت پروسه بهره‌برداری

ساخت

- از دست دادن تعادل ساخت سکو
- انحراف از مشخصات مصالح

- بازرسی ناکافی

بهره‌برداری

- مشکلات عملیاتی (مانند خوردگی، افتادن اشیا، آتش‌سوزی و انفجار)
- نگهداری نامناسب و ناکافی (مانند خوردگی، خستگی)
- بازرسی ناکافی و نامناسب

اشتباهات و خطاهای فاحش بطور کلی بر روی ظرفیت اعضا و رشد و ایجاد خستگی در آن‌ها تأثیرات نامطلوبی می‌گذارد.

عوامل شکست سکوهای دریایی

با توجه به تقسیم‌بندی‌های بالا می‌توان شکست یک سکوی دریایی را ناشی از دو عامل اساسی مقاومت ناکافی سکو و افزایش نیروهای وارد بر آن دانست.

۱. مقاومت ناکافی سکو

مقاومت ناکافی سکو می‌تواند ناشی از اشتباه در طراحی سکو و ساخت آن باشد، اشتباهاتی همچون محاسبه نادرست ظرفیت سکو و یا استفاده از مصالح نامرغوب در ساخت سکو. همچنین عواملی چون نشست سکو، خستگی المان‌های سکو ناشی از نیروهای سیکلی وارد بر آن در کاهش مقاومت سازه سکو مؤثر می‌باشد. همچنین مسائل مربوط به خوردگی المان‌های سکو نیز مسئله بسیار مهمی می‌باشد، پدیده‌ای که ناشی از فعل و انفعالات شیمیایی و الکتروشیمیایی بین فلز و محیط اطراف آن است که عمدتاً باعث جدا شدن اتم‌های فلز، ایجاد اکسیدها و ایجاد سایر ترکیبات شیمیایی می‌گردد و با از بین بردن جداره اعضای سکو منجر به کاهش مقاومت آن‌ها و در نهایت کاهش مقاومت کل سازه می‌شود. افزایش نیروهای وارد بر سکو افزایش نیروهای وارد بر سکو را می‌توان در سه دسته تقسیم‌بندی کرد. دسته اول شامل نیروهای محیطی، دسته دوم شامل نیروهای عملیاتی و دسته سوم نیروهای که ناشی از حوادث می‌باشند.

۲. نیروهای محیطی

این نیروها می‌توانند ناشی از عواملی همچون افزایش ارتفاع امواج، افزایش سرعت جریانات دریایی، رشد گیاهان بر روی پایه‌های سکو، وقوع پدیده ورتکس، زلزله و تغییرات اقلیم باشد که همه این موارد چه بصورت جهانی و چه منطقه‌ای باعث افزایش نیروهای محیطی بر روی سکو می‌شوند که در موارد بسیاری باعث آسیب به سکو و حتی شکست سکو نیز شده‌اند.

۳. نیروهای عملیاتی

این نیروها می‌توانند ناشی از اضافه شدن تجهیزات بر روی عرشه و یا تغییر مرکز ثقل عرشه باشد. همچنین اضافه شدن پرسنل شاغل بر روی سکو نیز در این تغییرات مؤثر می‌باشد. افزایش بارهای وارد بر روی عرشه اگر بصورت کنترل نشده باشد می‌تواند خطرات سهمگینی را برای سکو و کارکنان شاغل بر روی آن به همراه داشته باشد.

۴. نیروهای ناشی از حوادث

این نیروهای اضافی وارد بر سکو بر اثر وقوع حوادث رخ می‌دهند، حوادثی همچون برخورد کشتی به سکو، برخورد توده‌های یخ سرگردان در دریاها و اقیانوس‌ها به سکو که البته این امر بیشتر در دریاهای شمال و مناطق سرد رخ می‌دهد و همچنین حوادثی چون انفجار و آتش‌سوزی و یا سقوط هلیکوپتر نیز منجر به ایجاد نیروهای بسیار شدیدی بر روی سکو می‌شوند. نیروهایی که می‌توانند در صورتی که بیش از ظرفیت مقاومت سکو باشند منجر به شکست سکو شوند.

ارزیابی خطر

پیشنهاد شده است که برای سازه‌های کهنه ارزیابی خطر یکی از بخش‌های ارزیابی باشد. ارزیابی خطر شامل تعیین خطرهایی است که ممکن است مجموعه سازه دریایی و تأسیسات آن را تهدید کند. هر خطر می‌تواند به ایجاد یک رشته از عوامل نامطلوب که به مود خرابی شهرت دارند منجر شود. بطور مثال یک مود خرابی با عمل یک موج غیر منتظره بر سازه که منجر به بارگذاری بیش از

حد سازه می‌شود، آغاز می‌شود که ممکن است منجر به واژگونی کلی سازه شود .با بررسی خطرها می‌توان به مودهای خرابی سازه پی برد.

مود های (حالات) شکست

هر خطر و حادثه‌ای برای سکوهای دریایی نتایج مختلف و دنباله‌داری را برای سکو به همراه دارد که در نهایت امکان دارد منجر به شکست سازه شود. بطور مثال، یک مد شکست امکان دارد با یک موج بزرگ پیش بینی نشده که بر روی سازه وارد می‌شود شروع شود و نتایج اعمال یک اضافه بار بیشتر از ظرفیت سکو را بر روی سکو ایجاد کند که می‌تواند منجر به فرو ریختن سازه شود. یک مود مهم دیگر برای جاکت ها خرابی پیش‌رونده ناشی از خستگی می‌باشد که به آن مود خستگی می‌گویند، مود شکست می‌تواند با یک ترک اولیه در جوش که به مرور در سراسر شکاف توسعه پیدا می‌کند، آغاز گردد و به مرور با گسترش آن سازه مقداری از مقاومت خود را در برابر شکست و ریزش از دست می‌دهد. در چنین حالتی اگر سازه با یک موج بزرگ یا جریان قوی مواجه شود امکان شکست و فرو ریزش سازه وجود دارد حتی اگر نیروی وارده بر آن کمتر از میزان نیروی طراحی سازه باشد.

سکوهای دریایی بر اثر مشکلات و خطراتی که در بالا ذکر شد در معرض انواع مختلفی از شکست قرار دارند، این شکست‌ها و انواع مود های آن با توجه به اشارات آیین‌نامه‌ای و تجربیات نقل شده از اتفاقات گذشته بصورت زیر می‌باشد.

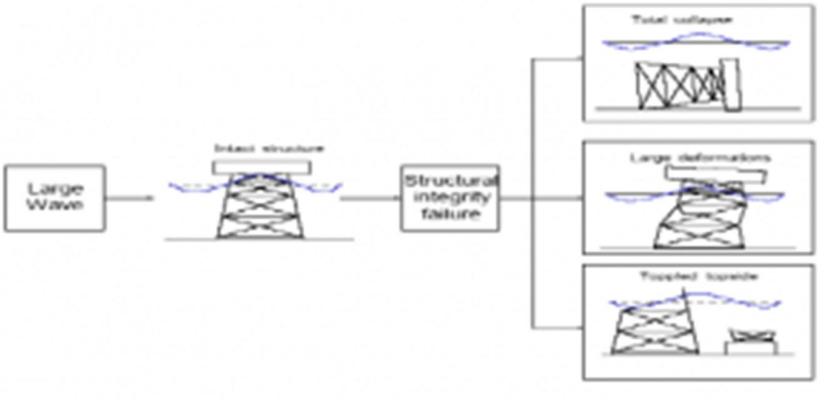
- شکست کلی سازه
- از دست دادن پایداری
- نشت ذخایر هیدروکربن
- آتش‌سوزی در سیستم‌های الکترونیکی
- خفگی و مسمومیت ناشی از گاز
- سقوط اجسام
- حوادث در زیر سطح آب

پیامد حوادثی چون نشت ذخایر هیدروکربنی، آتش‌سوزی در سیستم‌های الکترونیکی، خفگی و مسمومیت ناشی از گاز، سقوط اجسام و حوادث در زیر سطح آب می‌تواند منجر به شکست یک عضو در رایزرها یا کنداکتورها یا کیسون های سکو شود. همچنین این حوادث می‌توانند منجر به یک تغییر شکل بزرگ در سازه، شکست کلی سازه یا ایجاد ارتعاش در عرشه سکو بر اثر اعمال نیروها شود (مانند لرزش‌هایی که ممکن است بعد از برخورد قایق یا کشتی در سکو ایجاد شود).

تجربیات بدست آمده از حوادث گوناگون نشان داده‌اند که تمایل سازه به تغییر شکل در هنگام نصب مهم‌ترین پیامد از دست دادن تعادل سازه می‌باشد. یک نمونه آن را در شکل زیر می‌بینید که افتادن عرشه منجر به شکست کلی سازه شده است.

شکل شماره (۱) : شکست سکوی دریایی ناشی از عدم تعادل

با توجه به مباحث اشاره‌شده و تجربیات حاصل‌شده از حوادث گوناگون، شکست کلی سازه، تغییر شکل‌های بزرگ سازه و سقوط عرشه از مهم‌ترین و فاجعه‌آمیزترین حوادث سازه‌ای در صنایع دور از ساحل می‌باشد. در شکل زیر یک نمایی کلی از وقوع این سه حادثه در اثر اعمال یک نیروی بزرگ که در این تصویر به صورت یک تک موج نشان داده شده است ارائه شده است.



شکل شماره (۲) : مود های شکست سکوی دریایی

مقاوم‌سازی سازه‌های موجود

برای مقاوم‌سازی سکوهای دریایی ابتدا نیاز به ارزیابی سکوهای دریایی می‌باشد تا مشخص شود که آیا سکو نیاز به مقاوم‌سازی دارد یا خیر و اگر سکو معیارهای مناسب را برای ادامه فعالیت را در ارزیابی بدست نیاورد و اینکه خرابی در حدی نبود که تصمیم به عدم استفاده از سکو گرفته شود و فعالیت سکو به طور کامل متوقف نشود اقدام به مقاوم‌سازی سکو می‌کنیم.

ارزیابی سکو نیز دارای شرایطی است آیین‌نامه API مراحل زیر را برای انجام ارزیابی سکوهای دریایی پیشنهاد کرده است.

انتخاب سکوی دریایی

طبقه‌بندی سکوها

ارزیابی وضعیت

بررسی پایه طراحی

بررسی آنالیز

ملاحظات سبک‌سازی

مقاوم‌سازی سکوهای دریایی برای رسیدن به اهداف زیر انجام می‌شود :

- افزایش نیروهای موجود بر روی سکو به علت افزایش تجهیزات بر روی عرشه که می‌تواند ناشی از انجام فعالیت‌هایی نظیر تزریق گاز یا آب و فعالیت‌های بازیافتی ثانویه باشد
- افزایش طول عمر سکوهای کارکرده
- افزایش مقاومت سکو در برابر نیروهای محیطی نظیر نیروی زلزله و نیروهای هیدرودینامیکی
- بهبود سیستم سازه‌ای سکوها برای بر طرف کردن نقایص و مشکلاتی که در حین بهره‌برداری اولیه و آغازین سکو نمودار شده‌اند.
- تغییر کارکرد و کاربر سازه

مقاوم‌سازی سازهای سکو به چهار صورت انجام می‌شود.

- افزایش مقاومت و سختی تک‌تک اعضای سازه یا کل سازه
- افزایش ظرفیت ستون‌ها و شمع‌ها برای مقاومت بیشتر در برابر بارهای محوری
- افزایش ظرفیت اندرکنش خاک و سازه برای افزایش ظرفیت مقاومت سازه در برابر نیروهای جانبی

- افزایش ظرفیت برشی و تحمل سازه‌های وزنی

برای اهداف بالا روش‌های مختلفی موجود است، مانند کاهش وزن، افزایش سختی و مقاومت، تغییر کاربری، حذف نامنظمی‌ها و غیره. یک روش مقاوم‌سازی، استفاده عضوهای تقویتی اضافی یا تعویض اعضای ضعیف است. این روش دارای اشکالاتی می‌باشد از جمله این که تقویت یک قسمت باعث ایجاد تغییر در سختی آن و به وجود آمدن نوعی عدم تقارن می‌شود که این امر ما را به تقویت قسمت‌های دیگر مجبور می‌کند و ممکن است کار مقاوم‌سازی را سخت و پر هزینه کند. همچنین ممکن است با تقویت اعضای موجود به علت افزایش نیروی محوری ستون ها، پی نیز نیاز به تقویت داشته باشد که تقویت پی، امری بسیار دشوار و گاهی ناممکن است.

از دیگر روش‌های تقویت و مقاوم‌سازی می‌توان از سیستم اتلاف انرژی نام برد. برای اتلاف انرژی از سیستم‌های گوناگونی چون میراگرهای ویسکوز و میراگرهای اصطکاکی و میراگرهای ویسکوالاستیک استفاده می‌شود.که با توجه به تحقیقات صورت گرفته در زمینه مقاوم‌سازی سکوهای دریایی، استفاده از سیستم‌های اتلاف انرژی گزینه مناسب‌تری نسبت به سایر روش‌ها برای بهسازی و مقاوم‌سازی سکوهای دریایی می‌باشد.

نتیجه‌گیری

عوامل مخرب در سازه‌های دریایی از اهمیت بسزایی برخوردار می‌باشند و لذا در فازهای مطالعاتی و طرح پروژه بایستی در جهت شناسایی عوامل مخرب قبل از احداث سازه اقدامات لازم انجام بگیرد و پس از شناسایی آن عوامل، بهترین مصالح مورد استفاده قرار بگیرد تا در حد امکان از آسیب رسیدن به سازه جلوگیری شود. پس از ساخت نیز به دلیل شرایط خاص سازه‌های فراساحل ها و سکوهای نفتی، این سازه‌ها باید مرتباً به وسیله مهندسین متخصص مورد بازرسی قرار گیرند .

در مقاوم‌سازی سکوهای دریایی قبل از هرگونه اقدام ابتدا باید به ارزیابی سکوهای دریایی پرداخت و با توجه به نتایج حاصل از آن در مورد مقاوم‌سازی تصمیم‌گیری شود و با توجه به شرایط سکو و امکانات در دسترس نسبت به انتخاب روش مناسب برای مقاوم‌سازی سکوها اقدام کرد.

منابع

۱. مروری بر عوامل شکست سکوهای دریایی ثابت و روش های مقاوم سازی آنها؛ مازیار جهانگیری، سعید مظاهری، باقر ذهبیون؛ چهارمین همایش ملی صنایع فراساحل؛ ۱۳۹۰.

۲. Sons & Gerwick, B. (2007)" construction of Marine and Offshore structures" John Wiley.

۳. گل افشانی، تابش پور، کماچی، (۱۳۸۵)، ارزیابی سکوهای دریایی موجود و مقاوم سازی آنها به وسیله میراگرهای الحاقی"هشتمین، همایش صنایع دریایی ایران،

از مهم‌ترین عوامل تاثیرگذار بر جنبه‌های مختلف زندگی بشر راه‌های ارتباطی بوده و در این میان پل‌ها به عنوان آسیب‌پذیرترین و حیاتی‌ترین بخش این حوزه در معرض انواع بارها و نیز اثرات ناشی از عواملی چون آب‌وهوا هستند. عوامل آسیب‌دیدگی پل‌ها به طور کلی در چهار گروه عوامل داخلی، عوامل بارگذاری ترافیکی، عوامل محیطی و آب و هوایی و عوامل نگهداری قرار می‌گیرند . رایج‌ترین آسیب به فولاد، در اثر خوردگی پدید آمده و موجب خوردگی پل های بتنی می شود. خوردگی مهم‌ترین عامل کاهش ظرفیت عضو و سطح مقطع در اعضای فولادی است و معمول‌ترین عامل آن مواجه‌شدن فولاد با سیکل تر- خشک شدن می‌باشد. لذا امروزه نگهداری و بهسازی پل‌ها بسیار مورد توجه قرار گرفته است، به طوری که در ایالت کبک کانادا نیمی از بودجه تخصیص داده شده وزارت حمل و نقل صرف بهسازی سازه‌های آسیب‌دیده به‌وسیله خوردگی فولاد می‌شود و در اروپا هزینه سالانه بهسازی در برابر خوردگی در حدود یک میلیارد پوند تخمین زده شده است.

یکی از روش‌هایی که اخیراً برای مقابله با خوردگی سازه به کار گرفته شده است استفاده از مواد کامپوزیتی FRP می‌باشد. که در بسیاری موارد در عرشه پل‌ها و سایر اجزای سازه‌ای به کار گرفته شده است و نتایج مطلوبی نیز حاصل‌شده است. میلگردهای

FRP با توجه به مقاوم بودن در برابر خوردگی و علاوه بر آن بزرگ بودن مقاومت کششی نسبت به میلگردهای فولادی به جایگزینی مناسب برای میلگردهای فولادی تبدیل‌شده‌اند.

خوردگی در پل ها

خوردگی

خوردگی را می‌توان به صورت از بین رفتن فلز توسط یک پروسه اکسیداسیون شیمیایی و یا الکتروشیمیایی دانست. خوردگی در فلزات شکلی از اکسیداسیون است که توسط جریان الکتریسیته از یک قسمت از سطح فلز به قسمت دیگری از سطح همان فلز به وجود می‌آید که نتیجه آن تبدیل آهن به اکسید آهن می‌باشد. خوردگی باعث کاهش سطح مقطع عضو فولادی شده و نهایتاً منجر به کاهش ظرفیت سازه‌ای می‌گردد.

برای اینکه در فولاد خوردگی به وجود آید. باید عوامل زیر وجود داشته باشد که با حذف یک یا گروهی از آن‌ها می‌توان خوردگی را کندتر کرد :

۱. اکسیژن
۲. یک الکترولیت برای انتقال جریان
۳. یک ناحیه روی سطح فلزی با بار الکتریکی مثبت (آند)

ضایعات ناشی از خوردگی به طور کلی از یک طرف موجب افزایش مقدار تنش در اعضای سازه‌ای به دلیل کاهش سطح مقطع می‌گردد و از سوی دیگر کاهش سختی اعضا نیز موجب افزایش تغییر شکل در آن‌ها شده که به‌نوبه خود موجب تغییر خواص دینامیکی پل‌ها می‌گردد.

خوردگی پل های بتنی ایران واقع در خلیج‌فارس

پل‌ها اکثراً عمر مفیدی بیش از ۱۰۰ سال دارند. در ایران معمولاً در ساخت پل‌های بتنی نسبت آب به سیمان از حداکثر مجاز بالاتر می‌باشد که باعث می‌شود این بتن‌ها نفوذپذیری بالایی داشته باشند. نزدیکی به دریا، حمل کلرید و رطوبت از دریا به ساحل و نفوذ آن در داخل این بتن‌ها که نفوذپذیری نسبتاً بالایی دارند عامل اصلی و مهم در خوردگی آرماتورها در این پل‌های بتنی می‌باشد در نتیجه بروز خوردگی، اغلب پوشش کم بتنی روی آرماتورها ترک خورده و ریخته و آرماتورهای زنگ زده نمایان گشته و این رویداد در بعضی پل‌ها در زمان بین ۵ تا ۶ سال اتفاق افتاده است. لذا نخستین و مهم‌ترین مسئله در دوام بتن توجه به نفوذپذیری آن است.

در طراحی پل‌ها در حاشیه خلیج‌فارس اغلب فولاد با درصد بالا و به‌صورت انبوه در نظر گرفته شده است. نفوذ یون کلرید از پوشش کم و رسیدن آن به فولادها و وجود درصد بالای فولاد در مقطع سبب خوردگی شدید این فولادها و ایجاد فشار به بتن مجاور و نهایتاً بروز ترک و ریختن بتنی که روی آن است گشته است. چنین خرابی به صورت وسیع در اکثر پل‌های بتنی در این مناطق اتفاق افتاده است .

پایش سلامت پل‌های بتنی در برابر خوردگی

فرآیند پایش خوردگی ، کربناته شدن و میزان کلرید متفاوت با سایر روش‌های پایش توسعه یافته است. گرچه این‌ها پدیده‌های دائمی هستند اما انجام پایش دائمی نتایج رضایت بخشی تولید نمی‌کند دلیل اصلی این موضوع آن است که عمر مفید سازه و عمر مفید سیستم پایش سلامت حداقل ده برابر با هم اختلاف دارند. سیستم‌های بسیار جالبی برای پایش خوردگی سازه‌های بزرگی که دارای پی‌های عظیم در تماس با آب هستند طراحی و به کار رفته‌اند به عنوان مثال پروژه‌های بزرگ پل‌سازی هنگ‌کنگ. با این وجود در پروژه‌هایی که به خوبی طراحی شده و بحث خوردگی در آن‌ها به شکل مناسبی لحاظ شده است سیستم پایش تنها نشانگر صحت ملاحظات است. عمده مسائل خوردگی در مورد پل‌های قدیمی است که پوشش و کیفیت بتن، الزامات کنونی را ارضاء نمی‌کند .روش‌هایی برای تشخیص خوردگی در سازه‌های موجود وجود دارد اما این روش‌ها پر هزینه بوده و نیازمند دسترسی نزدیک به المان‌های سازه‌ای هستند و مستلزم اختلال مداوم در ترافیک لذا توصیه‌شده است که فرآیند پایش بروی عملکرد کلی

سازه بدون توجه به دلیل وقوع یک آسیب خاص تمرکز شود. به عبارت دیگر این که یک میلگرد به دلیل خوردگی یا دلیل ترک‌های ناشی از خستگی آسیب‌دیده یا از بین رفته باشد چندان مهم نیست بلکه آن چیزی که اهمیت دارد این است که چه المان‌هایی نیاز به تعمیر و یا تعویض دارند و این اقدامات با چه فوریتی انجام شود. لذا انتظار نمی‌رود هیچ یک از سیستم‌های پایش خوردگی به صورت دائمی مورد استفاده وسیع قرار گیرند.

مواد کامپوزیت FRP

خصوصیات کلی الیاف پلیمری (FRP)

استفاده از مواد کامپوزیت FRP برای بهسازی روشی است که هم اکنون در اکثر کشورهای جهان برای بهسازی سازه‌های بتنی آسیب‌پذیر به کار می‌رود.از آنجا که صفحات فولادی دچار خوردگی شده و منجر به تخریب چسبندگی بین فولاد و بتن می‌شوند و همچنین نصب آن‌ها بسیار مشکل است و احتیاج به تجهیزات سنگینی دارند، محققان FRP را به عنوان جایگزینی مناسب برای فولاد در نظر گرفتند. مزیت اصلی مصالح FRP، نسبت زیاد مقاومت به وزن و مقاومت زیاد آن در برابر خوردی است. مقاومت زیاد آن‌ها در عین حال که وزن کمی دارند، باعث می‌گردد که جابجایی و حمل‌ونقل آن‌ها راحت تر باشد و هزینه استفاده از آن‌ها و نیروی کار، کاهش یابد. همچنین مقاوم بودن آن‌ها در برابر خوردگی، سبب دوام و پایا بودن عملکرد آن‌هاست. محدودیت استفاده و کاربرد آن‌ها در مهندسی ساختمان به دلیل قیمت زیاد آن‌هاست. البته هزینه و قیمت آن‌ها رو به کاهش است و به این ترتیب استفاده از آن‌ها بیشتر خواهد شد. استفاده از آن‌ها در زمینه مقاوم‌سازی سازه‌ها، هر چند پر هزینه بوده اما با توجه به هزینه اجرای کم و نیز سایر مزایای FRP، در کل به عنوان یکی از مؤثرترین راه‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی به شمار می‌رود.

بسته به نوع الیاف مصرفی FRP به سه نوع CFRP، GFRP و AFRP دسته‌بندی می‌شوند.

جدول ۱ : مقایسه کیفی بین الیاف شیشه، کربن با مقاومت زیاد و آرامید

وضعیت ورق های کامپوزیت			
عملکرد	GFRP	CFRP	AFRP
مقاومت کششی	خیلی خوب	خیلی خوب	خیلی خوب
مقاومت فشاری	خوب	خیلی خوب	نامناسب
ضریب الاستیسیته	مناسب	خیلی خوب	خوب
عملکرد دراز مدت	مناسب	عالی	خوب
عملکرد در مقابل خستگی	مناسب	خوب	خوب
مقاومت در برابر واکنش قلیایی	نامناسب	خیلی خوب	عالی
قیمت	خیلی خوب	مناسب	مناسب

میلگردهای FRP

میلگردهای کامپوزیتی FRP از نظر شکل ظاهری مشابه میلگردهای متداول هستند ولی به جای فولاد از الیاف مخصوص با مقاومت بسیار بالا نسبت به فولاد به همراه یک نوع رزین پلیمری ساخته شده‌اند. میلگردهای کامپوزیت FRP به عنوان جایگزینی مناسب برای میلگردهای فولادی در بسیاری از سازه‌های بتنی به کار می‌روند .

انواع میلگردهای کامپوزیت FRP شامل میلگردهای کامپوزیت یا آرماتور CFRP با الیاف کربن، میلگرد کامپوزیت AFRP با الیاف آرامید و میلگرد کامپوزیت BFRP با الیاف بازالت و میلگرد کامپوزیت GFRP با الیاف شیشه می‌باشد که نوع آخر ارزان‌تر از انواع دیگر است و از انواع دیگر متداول‌تر می‌باشد.

میلگردهای FRP خصوصیاتی را دارا هستند که در سایر مصالح وجود ندارد به دلیل اینکه این کامپوزیت‌ها از رزین‌های همراه با الیاف شیشه ، کربن و آرامید ساخته شده‌اند در برابر نیروهای مغناطیسی ایمن می‌باشند. به علت خصوصیات غیر مغناطیسی بودن استفاده از میلگردهای FRP در سازه‌های تحت تأثیر میدان‌های الکترومغناطیسی نظیر رآکتورها، فرودگاه‌ها، بخش‌های MRI بیمارستان‌ها و لابراتوارها توصیه می‌شوند. همچنین میلگردهای FRP نارسانا هستند که این امر آن‌ها را به گزینه مناسبی برای سازه‌هایی که در آن‌ها خطرات برق‌گرفتگی وجود دارد تبدیل می‌کند. نمونه‌هایی از این کاربردها عبارت‌اند از استفاده از میلگردهای FRP در ساخت دکل‌های بتنی انتقال نیرو، استفاده از میلگردهای FRP در ساخت تیرهای انتقال برق و پایه پست ولتاژ بالا و...

.

میلگردهای FRP بسیار سبک‌تر از میلگردهای رایج هستند. این کاهش چگالی می‌تواند منجر به کاهش هزینه حمل‌ونقل، آسانی درجابجایی مصالح و همچنین کاهش بار مرده سازه گردد. لذا استفاده از میلگردهای FRP در بسیاری از پروژه‌ها منجر به اقتصادی‌تر شدن پروژه می‌گردد. با وجود مزایای میلگردهای FRP این میلگردها خالی از ضعف نیستند از جمله مشکلات میلگردهای FRP عبارتند از هزینه اولیه بیشتر، کاهش مقاومت باگذشت زمان، مدول الاستیسیته کمتر و شکست ترد. میلگردهای FRP به دلیل ماهیت رفتار ترد خود در سازه‌هایی که به شکل‌پذیری و قابلیت استهلاک انرژی نیاز دارند عملکرد مناسبی ندارد. به‌عنوان مثال در زلزله‌های حوزه نزدیک که به علت حرکت پالس گونه نیروی واردشده برسازه به صورت ضربه‌ای می‌باشد که باعث بروز رفتار ترد در سازه می‌شود استفاده از میلگردهای FRP با رفتار ترد مشکل را دو چندان خواهد کرد. به کارگیری آلیاژهای شکل پذیر حافظه‌دار با رفتار غیرخطی الاستیک خود به عنوان مسلح کننده همراه با میلگردهای به صورت ترکیبی (SMA-FRP) می‌تواند راه‌حل مناسبی برای این مشکل باشد.

با وجود مزایای بسیار میلگردهای FRP نسبت به میلگردهای فولادی رفتار ترد الاستیک، کرنش گسیختگی محدود و مدول الاستیسیته کمتر نسبت به فولاد، شکل‌پذیری و قابلیت بهره‌برداری سازه‌ها را تحت تأثیر قرار داده در این مورد عملکرد رضایت بخشی ندارد که همین فقدان شکل‌پذیری و قابلیت استهلاک انرژی، استفاده از میلگردهای FRP را در کاربردهای لرزه‌ای محدود کرده است. میلگردهای مسلح کننده SMA-FRP متشکل از رزین‌های پلیمری FRP است که بوسیله الیاف قطری آلیاژ شکل‌پذیری حافظه‌دار کوچک با خاصیت فوق ارتجاعی مسلح شده است. از این رو میلگردهای SMA-FRP هم خاصیت ضدخوردگی مواد کامپوزیت FRP را دارا می‌باشد و هم به واسطه آلیاژ شکل‌پذیر حافظه‌دار، همانند میلگرد فولادی رفتار شکل‌پذیر از خود نشان می‌دهد با این مزیت که در میلگردهای فولادی به علت عدم وجود خاصیت حافظه داری، فولاد بعد از اعمال تغییر شکل ماندگار به حالت اولیه خود باز نمی‌گردد اما در آلیاژهای شکل‌پذیر به واسطه ویژگی حافظه داری شکلی (SMA) به معنی قابلیت برگشت به شکل اولیه، میلگرد SMA-FRP بعد از باربرداری بدون باقی گذاشتن کرنش پسماند قابل توجه به شکل اولیه خود باز خواهد گشت و مقدار قابل توجهی انرژی را بدون تغییر شکل ماندگار مستهلک خواهد کرد. با وجود این استفاده از میلگردها SMA-FRP به دلیل قیمت بالای آن هنوز در صنایع ساختمان‌سازی به طور گسترده مرسوم نگشته است، اما ویژگی‌های منحصر به فرد آن محققان را تشویق به مطالعه کاربرد آن‌ها در مهندسی عمران کرده است.

جدول ۲ : مقایسه خصوصیات مکانیکی میلگردهای FRP و فولادی

وضعیت ورق های کامپوزیت		
میلگرد FRP	میلگرد فولادی A-III (A400C)	خصوصیات
۱۲۰۰ Mpa	۳۹۰ Mpa	مقاومت کششی نهایی
۵۵۰۰۰ Mpa	۲۰۰۰۰۰ Mpa	مدول الاستیسیته
نارسانا	رسانا	رسانایی حرارتی
نارسانا	رسانا	رسانایی الکتریکی
غیر آسیب پذیر	آسیب پذیر	آسیب پذیر در برابر خوردگی

کاربرد میلگردهای FRP در پل ها و پروژه های انجام گرفته

خرابی عرشه پل‌ها یکی از رایج‌ترین نقطه‌ضعف‌ها در سیستم یک پل می‌باشد. عرشه پل بتنی نسبت به سایر اجزای آن زودتر دچار خرابی می شود که این به دلیل این می‌باشد که عرشه پل در تماس مستقیم با محیط می‌باشد و همچنین از دلایل دیگر می‌توان به بار ترافیکی اشاره کرد مشکل اصلی در مورد عرشه پل مربوط به خوردگی می‌باشد که سهم بزرگی از هزینه بهسازی را در بر می‌گیرد. در ادامه دو مورد از پروژه‌هایی که در آن‌ها از میلگردهای FRP در تسطیح پل بتنی مورد استفاده قرار گرفته است آورده شده است که این پل‌ها در کبک کانادا می‌باشند.

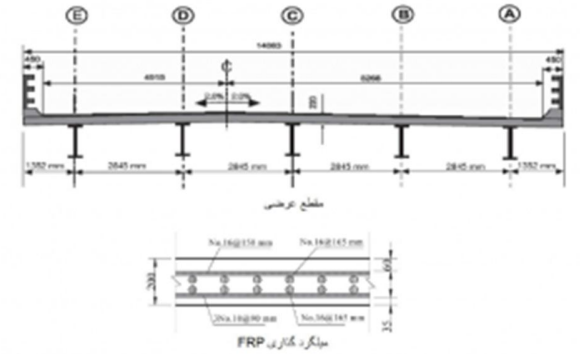
عرشه این پل‌های تیر و شاه‌تیر بتنی به وسیله میلگردهای FRP داخلی مسلح شده‌اند. پل‌ها در طول دهانه، ضخامت عرشه و نوع پل متفاوت هستند. مشخصات کششی میلگردهای فولادی و FRP (CFRP و GFRP) که در عرشه این پل‌ها به کاررفته‌اند در جدول (۳)نمایش داده‌شده‌اند .

جدول ۳ : مشخصات میلگردهای FRP و فولادی به کار رفته در این پل ها

نوع میلگرد	قطر میلگرد (mm)	مساحت میلگرد (mm^2)	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت کششی (mpa)	کرنش نهایی (٪)
CFRP	۹/۵	۷۱	۱۱۲±۲	۱۵۶۲±۳۱	۱/۲
GFRP	۱۵/۹	۱۹۸	۴۲±۱	۷۵۵±۲۶	۱/۶۷± ۰/۱
GFRP	۱۹/۱	۲۸۵	۴۲±۱	۶۱۲±۲۲	۱/۵۹± ۰/۱
فولاد	۱۵/۹	۲۰۰	۲۰۰	Fy=۶۸۰	ε_y=۰/۲

پل ماگوگ – کانادا

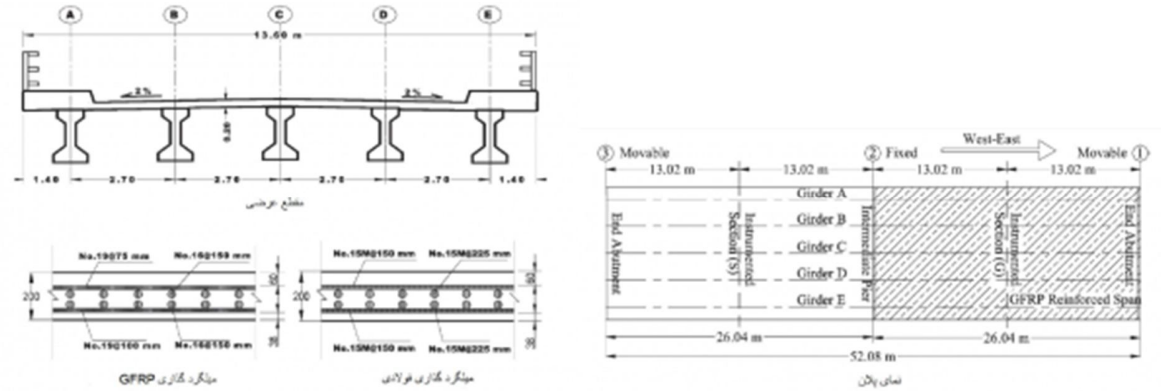
پل ماگوگ واقع بر رودخانه ماگوگ در خارج از شهر ماگوگ می‌باشد. طول کلی شاه‌تیر این پل ۸۳,۷ متر بوده که شامل ۵شاه‌تیر اصلی می‌باشد. ضخامت دال بتنی عرشه ۲۲۰ mm می‌باشد. میلگردهای CFRP در پایین شبکه میلگردگذاری و میلگردهای GFRP در سایر جهات این شبکه به کار رفته‌اند. این پل در اکتبر ۲۰۰۲ مورد بهره‌برداری قرار گرفت.



شکل ۱ : جزئیات میلگرد گذاری و ابعاد پل ماگوگ

پل کوک شایر – ایتون (کانادا)

پل کوک شایر – ایتون پلی شاه‌تیری بوده که بروی رودخانه ایتون در مرکز شهر کوک شایر واقع شده است. پل دارای ۵ شاه‌تیر اصلی بوده به همراه عرشه با دال بتنی با ضخامت ۲۰۰mm که به وسیله میلگردهای GFRP مسلح شده است. ساخت این پل در سپتامبر ۲۰۰۳ شروع و فوریه ۲۰۰۴ مورد بهره‌برداری قرار گرفت. که جزئیات میلگرد گذاری و ابعاد این پل در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۲ : جزئیات میلگرد گذاری و ابعاد پل کوک شایر – ایتون

نتیجه گیری

در این مقاله به موضوع آسیب‌پذیری پل‌ها در برابر خوردگی و معرفی الیاف پلیمری (FRP) و نقش میلگردهای FRP در بهسازی پل‌های در معرض خوردگی پرداخته شد. همچنین در مورد ویژگی‌های میلگرد FRP و نیز برخی پروژه‌های اجرا شده در این زمینه اشاره گردید. به طور کلی می‌توان از مباحث گفته‌شده نتایج زیر را بر شمرد :

۱. خوردگی به عنوان مهم‌ترین عامل در خرابی عرشه پل‌ها باید مورد توجه ویژه قرار گرفته و طراحان و مجریان طرح باید نسبت به مقاوم ساختن پل در برابر خوردگی توجه ویژه مبذول دارند .
۲. نتایج استفاده از میلگردهای FRP به عنوان جایگزین میلگردهای فولادی برای مقاوم ساختن عرشه پل‌ها در برابر خوردگی در پروژه‌های اجرا شده رضایت بخش بوده و این میلگردها را به عنوان جایگزین مناسبی برای میلگردهای فولادی مطرح نموده است .
۳. با اینکه هزینه اولیه میلگردهای FRP از میلگردهای فولادی بیشتر است ولی با استفاده از میلگردهای FRP به عنوان یک روش اقتصادی مؤثر، دیگر نیازی به صرف هزینه بسیار برای تعمیر و بهسازی اساسی سازه‌های ساخته شده با میلگردهای فولادی نیست لذا هزینه تمام شده ساخت و مراقبت بعد از ساخت، کاهش می‌یابد .
۴. استفاده از میلگردهای FRP به علت مقاوم بودن در برابر خوردگی باعث کاهش پوشش بتنی و محافظ خوردگی که صرف محافظت از میلگردهای فولادی می‌شد می‌گردد .
۵. عملکرد مطلوب میلگردهای FRP در کرنش، ترک خوردگی و خیز به میلگردهای فولادی نزدیک بوده و از این لحاظ ضعفی نسبت به میلگردهای فولادی ندارد.
۶. رفتار ترد میلگردهای FRP مانع از نشان دادن شکل‌پذیری و استهلاک انرژی از طرف سازه شده که این مشکل را می‌توان با استفاده از میلگردهای ترکیبی SMA-FRP بر طرف نمود لیکن استفاده از این میلگردها نیازمند تحقیقات بیشتر است که باید صورت گیرد.

منابع

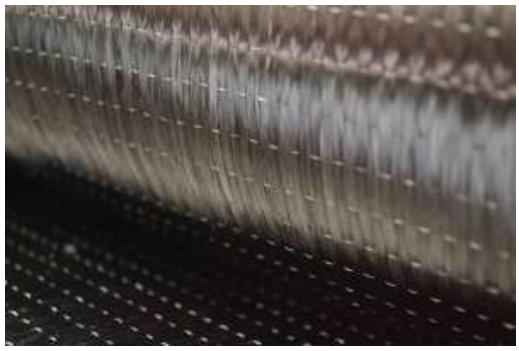
۱. کاربرد میلگردهای FRP در کاهش آسیب پذیری پل های بتنی در مقابل خوردگی؛ امیر مظفر بن شمس ، محمد صالح لباف زاده ، مصباح سایبانی، فرزاد حاتمی.
۲. بررسی عملکرد آسیب پذیری و بهسازی پل ها ؛ رهایی، علیرضا، فیروزی، افشین؛ انتشارات دانشگاه صنعتی امیر کبیر ؛ ۱۳۸۴.
۳. Zafar, A.Andwares,B.,Seismic Behavior of shape Memory composite Bars in RC Moment frames, 15th world conference of earthquake engineering, Lisbon,2012.1

مقاوم‌سازی ستون فولادی کوتاه قوطی شکل دارای نقص

در سال‌های اخیر توجه به مقاوم‌سازی سازه‌های فرسوده، بهسازی لرزه‌ای و بالا بردن ظرفیت خمشی اعضای فولادی بسیار مورد توجه قرار گرفته است. همچنین جهت بهبود و اصلاح روش‌های سنتی، روش‌های نوین مقاوم‌سازی در جهت سهولت مقاوم‌سازی و بالا بردن ظرفیت سازه‌ها جایگزین شده‌اند و باعث شده تا مهندسین سازه به استفاده از سیستم‌های پلیمری تقویت شده با الیاف تقویت کننده پلیمری روی بیاورند. اکثر تحقیقات صورت گرفته در جهت تقویت سازه‌های فولادی با CFRP، بر روی تیرهای فولادی و جهت تقویت خمشی و برشی بوده است. تقویت اعضای فولادی با بارگذاری محوری کمتر مورد تحقیق قرا گرفته است. لذا در این تحقیق به بررسی ظرفیت بار فشاری ستون فولادی کوتاه قوطی شکل تقویت‌شده با CFRP پرداخته‌شده است. استفاده از FRP به شرط تأمین شرایطی نظیر مقاومت چسبندگی، نه تنها برای بازیابی مقاومت از دست رفته مقطع فولادی تحت اثر خوردگی، بلکه برای افزایش ظرفیت باربری مقاطع سالم، افزایش عمر خستگی و جلوگیری از رشد ترک نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. علیرغم آنچه تصور می‌شود ، پارامترهای مربوط به بار و مقاومت در طراحی اعضای سازه‌ای کمیت‌های قطعی نیستند و متغیرهای تصادفی هستند ، بنابراین طراحی سازه‌ای کاملاً ایمن غیر ممکن است و استفاده از رویکرد احتمالاتی برای محاسبه قابلیت اطمینان اعضای سازه‌ای در طراحی امری اجتناب‌ناپذیر است.

مقاوم‌سازی با الیاف CFRP

الیاف(FRP (Fiber Reinforced Polymer نوعی کامپوزیت است که به آن پلیمر الیاف مصنوعی نیز گویند که از فیبر یا الیاف تقویتی و ماتریس (ماده دربرگیرنده) یا رزین از جنس پلیمر تشکیل‌شده است.



شکل ۱ : ورقه FRP ساخته‌شده از فیبرهای ناهمسانگرد یک‌طرفه، عمده تنش بوسیله فیبر تحمل می‌شود.

بررسی و مطالعه راهکارهای مقاوم‌سازی ستون

ستون‌ها اجزایی از ساختمان فلزی هستند که قسمت اعظم نیروهای وارد به آن‌ها فشاری می‌باشد و اغلب به صورت عمود بر سطح زمین قرار دارد. عمده خرابی موجود در ستون‌های فولادی شامل کمانش موضعی و کلی و گسیختگی در محل درزها و وصله‌ها می‌باشد.

راهکارهای متداول برای مقاوم‌سازی ستون‌های قوطی شکل کوتاه فلزی

اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون

عامل اصلی کاهش تغییر شکل، افزایش ضخامت بال ستون متصل به اتصال صلب می‌باشد. از جمله راه‌های افزایش ظرفیت خمشی و محوری ستون، اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون می‌باشد. در این روش با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال ستون نیز جلوگیری می‌گردد.

استفاده از ورق‌های سخت‌کننده در داخل ستون

استفاده از ورق‌های سخت‌کننده در داخل ستون میزان تغییر شکل‌های ایجادشده در جداره ستون را در محل اتصال به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد و بهترین راه‌حل برای کنترل تغییر شکل‌های جداره ستون می‌باشد.

استفاده از ورق‌های تقویتی در داخل ستون

برای تقویت ستون می‌توان جداره آن را با ورق‌های تقویتی پوشاند. در این روش استفاده از ورق تقویتی در محل اتصال صلب تا حدود ۲۰ ٪ ارتفاع ستون، به میزان قابل ملاحظه‌ای تغییرشکل‌های ستون را کاهش می‌دهد لذا به‌عنوان دومین ارجحیت از دیدگاه اقتصادی پس از استفاده از سخت‌کننده می‌توان به تقویت ستون در محل اتصال تیر بصورت موضعی پرداخت. ورق تقویتی فوق‌الذکر بر روی بال ستون در محل اتصال نصب می‌گردد که اتصال آن به بال ستون می‌تواند توسط جوش گوشه و یا جوش گوشه توأم با جوش کام یا انگشتانه صورت گیرد.

استفاده از روکش بتنی

با افزودن میلگردهای طولی و خاموت‌های عرضی و یک پوشش بتنی در اطراف ستون می‌توان ستون را تقویت کرد. این عمل باعث افزایش سختی، مقاومت و شکل‌پذیری ستون می‌شود.

استفاده از روکش FRP

استفاده از این مصالح در مقاطع بسته همانند مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی می‌باشد که در آن الیاف به طور دورپیچ ستون‌های فولادی را محصور می‌کند و باعث افزایش مقاومت فشاری آن‌ها می‌گردد. این امر همچنین باعث افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت

ترکیب نیروهای محوری و خمشی می‌شود. بعضی از سخت‌کننده‌ها برای افزایش مقاومت در زمان حمل FRP و برخی برای جلوگیری از واکنش‌های سطحی و حساس باید در فرآیند تولید FRP به ماتریس اپوکسی اضافه شوند.

تحلیل قابلیت اطمینان در سازه‌های فولادی

تعریف قابلیت اطمینان بر تعریف وقوع خرابی بنا شده‌است. برای اندازه‌گیری قابلیت اطمینان یک سیستم ابتدا سیستم به اجزایی شکسته می‌شود و قابلیت اطمینان سیستم برحسب قابلیت اطمینان اجزای آن بیان می‌گردد. برای محاسبه قابلیت اطمینان هر جزء بر اساس داده‌های آماری در دسترس، مدلی برای نرخ وقوع خرابی انتخاب می‌شود و پارامترهای آن بر اساس داده‌های موجود تخمین زده می‌شوند.

ارزیابی قابلیت اعتماد ساختمان‌های موجود می‌تواند به دلایل متعددی انجام گیرد که از جمله آن‌ها موارد زیر است :

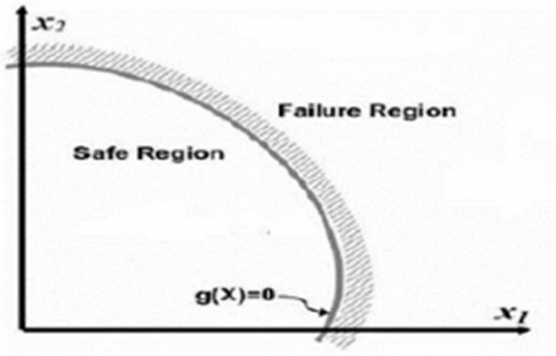
۱. کاربری از سازه که مستلزم افزایش بار می‌باشد .
۲. نگرانی در رابطه با خطاهای طراحی و ساخت و یا کیفیت مصالح ساختمانی
۳. ارزیابی اثرات استهلاک در سازه
۴. ارزیابی آسیب‌ها و خسارات ناشی از حوادث طبیعی و غیر مترقبه)همچون طوفان یا زمین‌لرزه(

تابع شرایط حدی و معیار خرابی:

برای بیان احتمال خرابی معمولاً از یک تابع شرایط حدی به شرح زیر معادله استفاده می‌شود:

$$g(R,Q)=R-Q$$

که در آن g(R.Q) تابع شرایط حدی، R تابع مقاومت سازه و Q تابع اثرات بار بر سازه است. در معادله بالا هر یک از دو تابع مقاومت و بار متشکل از چند متغیر تصادفی با توابع توزیع احتمال متفاوت می‌باشند که به ماهیت ابعاد و نوع مصالح مورد استفاده بستگی داشته و بر اساس آن انتخاب می‌گردند. برای این تابع می‌تواند سه حالت مطابق شکل (۲) به وجود آید که هر یک بیانگر وضعیت خاصی از سازه از حیث خرابی و سلامتی است.



شکل (۲) : نمایش شماتیک تابع شرایط حدی و مرز خرابی و ایمنی

مدل‌سازی به روش اجزای محدود، معرفی نمونه‌ها و تحلیل نتایج با نرم‌افزار آباکوس

المان محدود امروزه کاربردهای فراوانی در شاخه‌های مختلف مهندسی پیدا کرده است. اگرچه در ابتدا برای محاسبات سازه‌ها از آن استفاده شد اما هم‌اکنون در بسیاری از علوم مهندسی در محاسبات انتقال حرارت، مکانیک سیالات، الکترومغناطیس و رفتار مصالح فواید خود را نشان داده است.

به طور کلی برای حل فیزیکی مسائل سه روش موجود است :

(Solution Exact) روش تحلیلی دقیق

(Solution Numerical) روش عددی دقیق

(Method Experimental) روش تجربی

کارهای آزمایشگاهی :

مراحل گام‌به‌گام اجرای الیاف FRP برای تقویت و مقاوم‌سازی به شرح زیر است.

۱. آماده‌سازی سازه مقاوم‌سازی : سازه مورد نظر قبل از نصب و اجرای FRP باید آماده باشد. مشکل زنگ‌زدگی و خرابی و پوسیدگی نداشته باشد .

۲. آماده‌سازی سطح : پس از تعمیر سازه آسیب‌دیده، سطح آن کاملاً صاف شده و نامنظمی‌ها و زوایای تند و تیز گوشه‌ها به وسیله ماسه پاشی سند بلست، و یا غیره گرد می‌شود.

۳. تمیز کردن و کاربرد مصالح : FRP الیاف را با دقت با استفاده از استون تمیز کرده شکل (۳) و روی سطح هموار و بدون هیچ‌گونه آلودگی مانند نداشتن هیچ‌گونه حباب هوای محبوس به صورت کاملاً صاف و مستقیم دقیق می‌چسبانند .

۴. بریدن شیت : FRP بر روی یک سطح تمیز آماده که عاری از هر گونه آلودگی، چسب و ناصافی است ورقه FRP مطابق مشخصات و جزئیات ارائه شده بریده می‌شود.

شکل (۳) : تمیز کردن FRP با استفاده از استون

در این پژوهش جهت تقویت ستون‌های فولادی قوطی شکل تحت بارگذاری فشاری، از الیاف کربن CFRP با مدل الاستیسیته ۲۳۸۰۰۰ مگاپاسکال با ضخامت ۰,۱۳۱ میلی‌متر به منظور تقویت عملکرد عضو فشاری استفاده شده است. خصوصیات الیاف کربنی در جدول (۱) نمایش داده شده است.

جدول (۱) : الیاف کربن CFRP

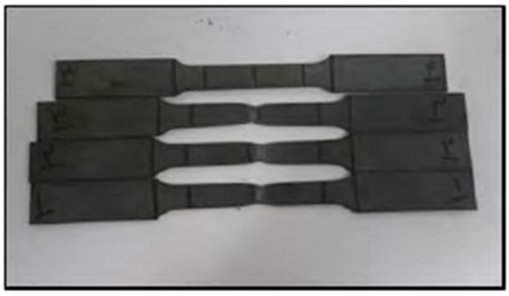
کرنش نهایی%	مدول الاستیسیته (MPa)	مقاومت کششی (Mpa)	دانسیته g/cm3	ضخامت(mm)
1.7	238000	4300	1.76	0.131

۵. چسب اپوکسی دو جزئی : رزین‌های اپوکسی epoxy resin مصالحی دو جزئی (ترکیب رزین اپوکسی و هارنر) با خاصیت چسبندگی بسیار خوب به بسترهای مختلف و مقاومت شیمیایی (به‌ویژه در محیط‌های شدید اسیدی و قلیایی)، کششی، فشاری و خمشی بالا می‌باشند.

چسب مورد استفاده در این تحقیق به منظور تقویت عملکرد ستون‌های قوطی شکل با الیاف کربنی CFRP استفاده شده است.

مشخصات فولاد انتخابی :

سه نمونه فولاد بکار رفته شده در ساخت عضو فشاری کوتاه، توسط آزمایش کشش ساده که در شکل (۴) نشان داده شده است در آزمایشگاه مکانیک خاک مورد بررسی قرار گرفت. تصویر نتیجه آزمایش در شکل (۵) آورده شده است. فولادها دارای مقاومت نهایی ۴۰۱ – ۳۹۵ – ۴۰۳ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۳۲ – ۳۴ – ۳۰ درصد می‌باشند که به صورت غیر خطی در نرم‌افزار مدل شده است. مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۰ گیگاپاسکال بوده و نسبت پواسون ۳ / ۰، در نظر گرفته شده است. برای تعریف خصوصیات فولاد با این خصوصیات در محیط نرم افزار، از گزینه‌ی کشسان خطی برای مدلسازی قسمت خطی فولاد با فرض ایزوتروپیک بودن آن و برای قسمت غیر خطی نمودار تنش-کرنش، در قسمت غیر کشسان فولاد استفاده می‌شود.



شکل (۴) : نمونه فولادی جهت تست

ردیف	شماره آزمایشگاهی نمونه	مشخصات نمونه	ضخامت ورق فولادی خم گیری یا پرچ‌کاری	نوع آزمایش	ابعاد ورق		سطح مقطع مؤثر فولاد میلگرد	طول نمونه	قاب بندی کششی (Force)	آزمایه طول نمونه در محل شکست
					عرض	ضخامت				
			mm		mm			kg/m	kg	%
۱	۱۴۲۲۱	ورق استیل - انگلیس کوپلد	۲۰	کشش	۴۰	۲۰	۱۲۰	۳۲۵	۴۰۱	۳۲
۲	۱۴۲۲۲	ورق استیل - انگلیس کوپلد	۲۰	کشش	۴۰	۲۰	۱۲۰	۳۲۵	۳۹۵	۳۴
۳	۱۴۲۲۳	ورق استیل - انگلیس کوپلد	۲۰	کشش	۴۰	۲۰	۱۲۰	۳۲۵	۴۰۳	۳۰

شکل (۵) : تصویر نتیجه آزمایش فولاد مقطع انتخابی

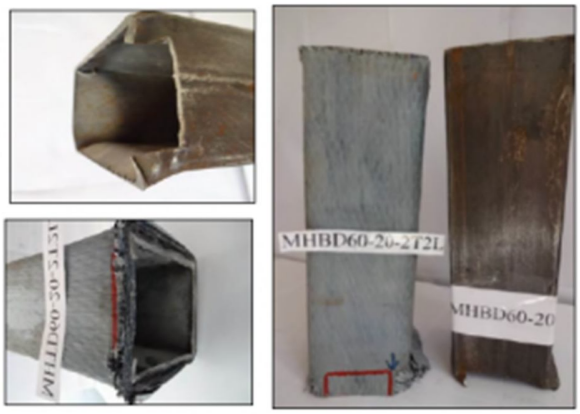
نحوه چسباندن FRP

مخلوط چسپ آماده را همانند شکل(۶) به مقدار لازم در قسمتی که FRP چسبانده می‌شود قرار می‌دهیم؛ به کمک کاردک چسب را به در تمام قسمت آن پخش کرده و بعد از آن FRP را نصب می‌کنیم.

شکل (۶) : مراحل چسباندن FRP به نمونه ستون فولادی

بارگذاری نمونه در آزمایشگاه :

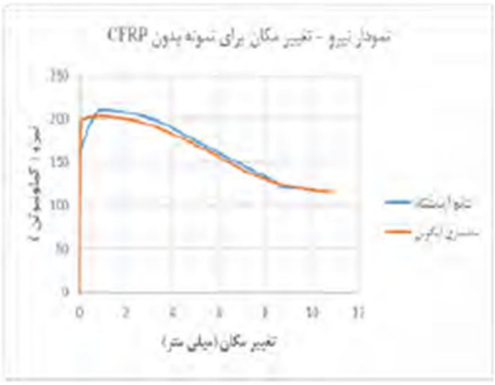
نمونه‌ها برای دو حالت بدون الیاف CFRP و با الیاف CFRP در آزمایشگاه مقاومت مصالح تحت بارگذاری قرار گرفته که نمونه‌ای از نتیجه این آزمایشات در شکل (۷) نشان داده شده است .



شکل (۷) : نتایج حاصل از بارگذاری ستون‌ها در آزمایشگاه

شکل (۸) : مقایسه تنش به ترتیب از راست به چپ در نمونه بدون FRP و نمونه با FRP در نرم‌افزار آباکوس

شکل (۹) : مقایسه نمودار نیرو – تغییر مکان در حالت مقاوم‌سازی شده



شکل (۱۰) : مقایسه نمودار نیرو – تغییر مکان در حالت بدون مقاوم‌سازی

نتیجه

در این تحقیق روشی ساده و کارآمد برای مقاوم‌سازی اعضای قوطی شکل فولادی دارای نقص با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS ارائه‌شده است. در این مدل‌سازی عضو فشاری با استفاده از المان Solid چهار وجهی و به صورت تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل شده است. عضو فشاری با سطح مقطع ۹۰ × ۹۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر و با ایجاد نقص‌های متفاوت در عرض با ارتفاع یکسان تحلیل شد و به کمک دو لایه الیافCFRP مقاوم‌سازی گردید. هدف اصلی این پژوهش، ارائه الگوی مقاوم‌سازی مناسبی جهت جبران کاهش مقاومت ایجاد شده در عضو فولادی بر اثر نقص می‌باشد.

پس از تحلیل ۴۶ نمونه نرم‌افزاری (از نرم‌افزار ABAQUS استفاده گردیده است) و مقایسه نتایج نمونه‌ها با یکدیگر، از طریق صحت سنجی نرم‌افزار با نمونه‌های آزمایشگاهی، موارد زیر حاصل گردید.

- الیاف CFRP با محصور کردن قوطی فولادی باعث به تأخیر انداختن کمانش موضعی شده و در نتیجه ظرفیت باربری را افزایش می‌دهد. تعداد لایه‌های بیشتر CFRP تأثیر بسیار خوبی از خود در برطرف کردن ضعف ایجاد شده نشان داد.
- مدهای شکست در نمونه شاهد کمانش پافیلی و در نمونه‌های دارای نقص بدون CFRP کمانش موضعی در اطراف نقص می‌باشد. در خصوص نمونه‌های مقاوم‌سازی شده پارگی الیاف در اطراف نقص و جداشدگی در بالای نمونه‌ها مشاهده شد.
- با استفاده از دو لایه CFRP افزایش Pcr در کلیه نمونه‌ها مشاهده گردید که در محدوده۲۰ ٪ الی ۳۱,۴۷٪ افزایش را شاهد بودیم .
- برای دستیابی به ماکزیمم نیروی مقاومتی با توجه به مدلسازی و نتایج حاصله ابعاد ستون CDB 47.33-2F پیشنهاد می‌گردد.

منابع

۱. تعیین ظرفیت ستون فولادی کوتاه قوطی شکل دارای نقص مقاوم سازی شده با الیاف CFRP، بهاره کشواری، مهدی شهرکی، کامبیز نرماشیری، کنفرانس بین المللی عمران ، معماری و شهرسازی ایران معاصر، ۱۳۹۶.

۲. Ramli Sulong, N. H. Failure Modes of CFRP Flexural & ,Narmashiri, K., Jumaat, M. Z .Strengthened Steel I-Beams. Key Engineering Materials 2011, 471-472, 590-595

۳. کاربرد مصالح FRP به عنوان روشی نوین در مقاوم سازی سازه های فولادی، حیدری، محسن، اولین کنفرانس ملی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران، کرمان، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، ۱۳۹۱.

مقایسه شکل‌پذیری و ظرفیت باربری تیرهای فولادی RBS و تقویت‌شده با FRP

با توجه به قرارگیری ایران در منطقه‌ای لرزه‌خیز و خدمات وارده در سال‌های اخیر، لزوم افزایش سطح اطلاعات در رابطه با لرزه‌خیزی کشور، آموزش و ترویج فرهنگ ایمنی، آسیب‌شناسی و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود و ساخت اصولی سازه‌های جدید

بسیار احساس می‌شود. در این بین روش‌های بسیاری جهت مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌ها موجود است که استفاده از کامپوزیت‌های پلیمری FRP از جدید و کاربردی‌ترین آن‌هاست. این مصالح با مقاومت و شکل‌پذیری بالا در المان‌های مختلف سازه و حتی اتصالات به کار می‌روند و همچنین به جهت ضدخوردگی بودن آنان، در سازه‌های دریایی نیز استفاده می‌شوند. جنس الیاف می‌تواند از شیشه، کربن، آرامید یا بازالت باشد که FRP ساخته شده با هر یک از این مواد را به ترتیب GFRP، CFRP، AFRP و BFRP می‌نامند.

استفاده از این الیاف یکی از روش‌های افزایش شکل‌پذیری و انتقال مفصل پلاستیک به داخل تیر است. در اتصالات صلب هدف انتقال مفصل پلاستیک به داخل تیر و به یک فاصله معین از بر ستون است. به‌گونه‌ای که در این اتصالات دور ساختن مفصل پلاستیک از بر ستون، باعث کاهش تمرکز کرنش به وجود آمده در ناحیه جوش شده و در نتیجه باعث کاهش میزان ترک‌خوردگی جوش و در نتیجه کاهش شکست ترد در اتصالات می‌شود. روش‌های متعددی برای انتقال مفصل پلاستیک پیشنهاد می‌شود. در تحقیقات صورت گرفته درباره زلزله نورتریج به طور کلی این روش‌ها به دو دسته عمده تقسیم می‌شود.

۱. یکسری از اتصالات پس از زلزله نورتریج بگونه‌ای طراحی شده‌اند که با افزودن اجزای وی به اتصال باعث افزایش مقاومت تیر در ناحیه اتصال شده و باعث کاهش تنش در اتصال می‌شود. در نتیجه باعث انتقال مفصل پلاستیک به داخل تیر می‌شود و از چرخش اجزای اتصال نسبت به هم (تیر نسبت به ستون) جلوگیری می‌کنند که در نتیجه تنش کمتری در ناحیه جوش ایجاد می‌شود.
۲. ضعیف کردن مقطع تیر در ناحیه مفصل پلاستیک. در گروه الف از جزئیات خاصی برای حد فاصله بین محل تشکیل مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون استفاده می‌شود.

برای گروه دوم در فاصله مشخصی از بر ستون، یک ضعیف شدگی در بال یا جان تیر ایجاد می‌شود تا مفصل پلاستیک در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون تشکیل شود و این ضعیف شدگی همان اتصالRBS است. برای مقاوم‌سازی و یا بهسازی رفتار اتصالات در برابر نیروی زلزله از هر دو روش می‌توان استفاده کرد. هر کدام از این دو روش دارای مزایا و معایبی هستند که قبل از انتخاب جزئیات مناسب برای بهسازی لرزه‌ای اتصال باید به طور کامل بررسی شوند. اتصال RBS باعث می‌شود مفصل پلاستیک در از اتصال تیر به ستون و در خود تیر ایجاد می‌شود و از شکست در اتصال و جوش بال تیر به ستون جلوگیری می‌گردد.

پیشینه تحقیق

تکنولوژی استفاده از ورق‌های FRP در مهندسی عمران اولین بار در سال ۱۸۹۴ در سوئیس مورد آزمایش قرار گرفت که در آن ورق‌هایCFRP و Carbon FRP جهت مقاوم‌سازی تیرهای بتنی آزمایش شدند. طرح RBS نیز ابتدا در اروپا در سال ۱۸۸۱ و با کاهش ثبات در بال تیر همراه با یک ناحیه انتقالی باریک شده ابداع شد. سپس شکل آن با توجه به نمودار لنگر خمشی تحت اثر بارهای جانبی اصلاح شد و اتصال RBS خطی به وجود آمد. پس از آن، بدلیل تمرکز تنش در لبه‌های RBS خطی و به منظور ایجاد نواحی انتقالی صاف و هموار، اتصال RBS خطی شعاعی در اواخر سوال ۱۸۸۹ معرفی گردید. در نهایت، به دلیل مشکلات اجرایی و سخت بودن فرم برش بال‌ها در اتصالRBS خطی شعاعی، اتصال RBS با برش شعاعی پیشنهاد گردید. رفتار طراحی اتصالات RBS با تیرهای کامپوزیتی ارزیابی و پتانسیل شکستگی برای اتصالات RBS در انتهای تیر فولادی، با افزایش فشار بر آن‌ها آزمایش شد و از یک مدل ریاضی برای اتصالات RBS با تیرهای کامپوزیتی استفاده شود. با این مدل ریاضی یک سری فاکتورهای تقویت ارائه و تأثیر ابعاد صفحات ضخیم، ابعاد میله‌های فولادی، خواص ماده مورد نظر و نیروهای اعمالی بر فاکتورهای تقویت ارائه شده با مدل ریاضی بررسی گردید و همچنین این مدل ریاضی ساده با مدل تائید شده المان محدود مقایسه گردید. این مدل ریاضی نتایج رضایت بخشی را نشان داده است. رفتار الاست- پلاستیک تیرهای فولادی تقویت شده توسط FRP و رابطه بین فولاد و نوار FRP به ویژه تعامل بین تغییر شکل پلاستیک و فرآیند جداشدگی مورد بررسی قرار گرفته شدند. ابتدا روش عددی برای ارزیابی نمودار لنگر خمشی و نیروی برشی از طریق اصل شناخته شده از کار مجازی نشان داده شده و سپس انتقال تنش ناشی از تغییر شکل پلاستیک سازه‌های فلزی استاتیکی نامعین ارزیابی گردیدند. سپس یک روش مبتنی بور تعادل مقطعی فشار و

سازگاری و پویش بینی تنش محوری FRP و رابطه تنش برش از تیر فولادی تقویت‌شده توسط FRP و در نهایت تمرکز تنش برشی لایه چسب در بخش مهم و شرایط شکست از طریق مثال عددی ارزیابی شده است.

آشنایی با مصالح کامپوزیتی (FRP)

الیاف پلیمری مرکب (FRP) ازجمله مصالح روز دنیاست که در صنایع مختلف مانند صنعت هواپیماسازی، پزشکی، لوازم ورزشی، صنعت اتومبیل‌سازی و ساخت قایق‌های کوچک به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. در سال‌های اخیر نیز استفاده از این کامپوزیت در جهت استفاده صنایع ساختمانی رواج یافته است. ماده جدید FRP سال‌هاست که به سبب ویژگی‌های منحصر به فرد از جمله تقویت و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود در موارد خمشی و برشی و دور گیری و مقاومت بالا در برابر خوردگی و ... در مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌ها بکار می‌رود. FRP به عنوان یک جایگزین مناسب برای آرماتورهای فولادی در سازه‌های دریایی، پارکینگ‌ها، عرشه پل‌ها، ساخت بزرگراه‌های که به طور زیادی تحت تأثیر عوامل محیطی هستند و در نهایت سازه‌هایی که در برابر خوردگی و میدان مغناطیسی حساسیت زیادی دارند پیشنهاد می‌شود.

مدل‌سازی:

در این تحقیق پارامترهای موجود در جدول شماره ۲ مورد بررسی قرار می‌گیرند. مشخصات مصالح به شرح زیر می‌باشد.

$$E=200GPa$$

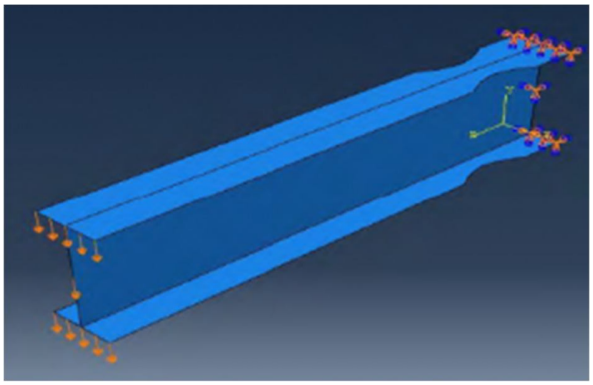
$$v=0.30$$

$$\rho=7850kg/m\ 3$$

که در آن E و v به ترتیب مدول الاستیسیته و نسبت پواسون و ρ چگالی هستند .

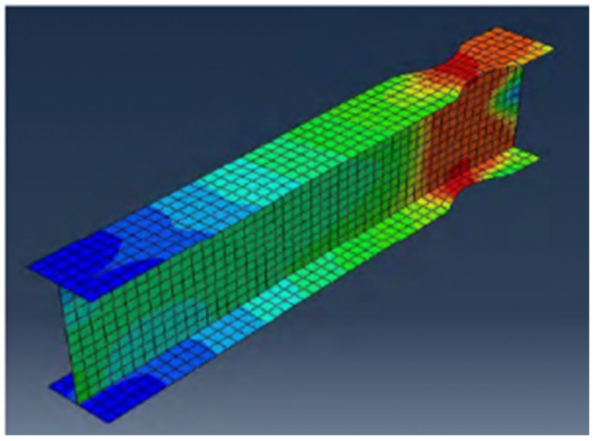
جدول۱ : مشخصات پلاستیک فولاد

Yeild stress (Mpa)	Plastic strain
365	0
370	0.02
375	0.03
410	0.04
430	0.06
450	0.06
460	0.1
463	0.12
465	0.14
467	0.15



شکل۱: هندسه تیر RBS

همانطور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود تیر RBS به صورت یک سر گیردار و یک سر آزاد بوده که در انتهای آزاد آن تغییر مکان ۳ سانتی‌متر اعمال شده است. بعد از مش بندی و قبل از مرحله پردازش باید خروجی‌های مد نظر مشخص شود. خروجی‌ها شامل نمودارهای بار – تغییر مکان و دوران پلاستیک است. شکل ۲ مدل تغییر یافته تیر با مقطع کاهش یافته است و همانطور که ملاحظه می‌شود تغییر فرم واقعی سازه نمایش داده شده است. کانتور تنش مشاهده شده کانتور تنش فون میسز می‌باشد. نتایج تحلیل شامل نمودار بار- تغییر مکان، نمودار مقایسه دوران پلاستیک از بر تکیه‌گاه در تیرهای RBS و FRPبا تغییر در ضخامت، طول FRP و سطح بال تیر است.



شکل۲ : مدل تغییر فرم یافته تیر با مقطع کاهش‌یافته

مدل‌سازی شماره یک

در این تحقیق نخست سه مدل تیر RBS طبق مشخصات جدول شماره ۳ یک بار به صورت RBS و در مرحله دوم با تقویت ورق FRPمدل‌سازی و تحلیل شدند. در این مدل‌سازی روش تحلیل بار افزون یک تیر با بال کاهش یافته و همان تیر تقویت‌شده با FRP به روش اجزای محدود توسط نرم‌افزار Abaqus، انجام گرفته است. در تحلیل بار افزون تیر تحت تغییر مکان سه سانتی‌متری، نمودارهای ظرفیت باربری و شکل‌پذیری به دست آمده و در پایان، نتایج این نمونه با نتایج تیر تقویت‌شده در نزدیک تگیه گاه با ورق FRP مقایسه می‌شوند.

جدول۲ : پارامترهای مورد مطالعه در این تحقیق

d	ارتفاع بال تیر
b_{bf}	عرض بال تیر
s	ضخامت جان
t	ضخامت بال
R	شعاع برش
a	فاصله از بر تکیه گاه
b	ناحیه کاهش یافته
c	مقدار تو رفتگی
L	طول تیر
L_f	طول FRP
T_f	ضخامتFRP
A_f	مساحت بال تیر
A	فاصله محل ایجاد مفصل پلاستیک از بر اتصال

جدول۳: مشخصات مدل‌های تیرRBS (ابعاد بر حسب میلی‌متر)

A	c	b	a	t	s	b_{bf}	d	L	IPE
140	20	140	65	8	5/3	91	180	1218	IPE 180
150	25	150	70	8/5	5/6	100	200	1218	IPE200
210	35	210	110	10/7	7/1	150	300	1218	IPE300

مدل‌سازی نمونه دوم

در این مرحله تیرهای فلزی تقویت‌شده با ورق FRP با مدل‌سازی طبق جدول شماره ۴ با مشخصات قبل، مورد بررسی قرار گرفته شده‌اند. مشخصات پلاستیک در جدول ۱ داده شده است. ورق FRP به ابعاد ۲۱*۱۵ سانتی‌متر و به ضخامت یک سانتی‌متر در مدل مورد بحث بوده که در مدل‌های دیگر طول و ضخامت آن را تغییر داده‌ایم. لازم به ذکر است از آنجا که FRP مورد استفاده در بسیاری از موارد متشکل از الیاف یک جهته بوده، فرض حالت ایزوتروپیک برای آن دور از واقعیت می‌باشد. به عبارت دیگر خواص مکانیکی این مصالح در جهات مختلف متفاوت خواهد بود. معمولاً این الیاف را بصورت چند لایه و همراه با رزین اپوکسی بصورت متعامد بر روی عضو سازه‌ای می‌چسبانند و به این ترتیب در دو راستای متعامد، خواص مکانیکی آن یکسان خواهد بود. در این مثال مقدار جرم حجمی FRP برابر ۱۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و سایر خصوصیات مورد نظر طبق جدول ۵ می‌باشند.

جدول۴ : مشخصات مدل‌های تیر مقاوم‌سازی شده با FRP (ابعاد بر حسب میلی‌متر)

IPE	d	L	b_{tf}	s	t	L_f	T_f	A_f	A
IPE180	180	1218	91	5/3	8	140	1.5	110838	155
							4.5		159
							7.5		163
							10		164
IPE200	200	1218	100	5/6	8/5	150	1.5	121800	171
							4.5		176
							7.5		178
							10		179
IPE300	300	1218	150	7/1	10/7	210	1.5	182700	230
							4.5		236
							7.5		239
							10		243

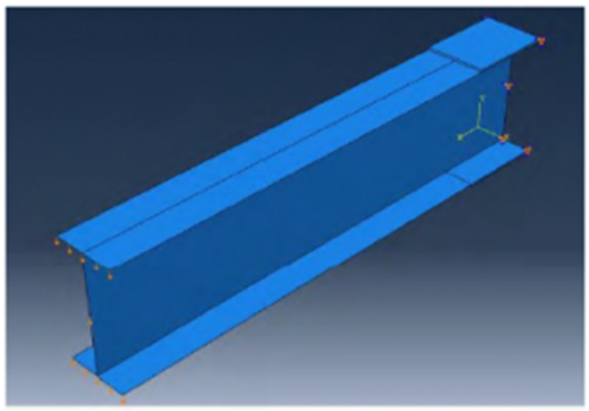
جدول ۵: خصوصیات FRP (واحد بر حسب مگاپاسگال)

G23	G13	G12	v 12	E2	E1
1860	3270	0.003270	0.22	62000	62000

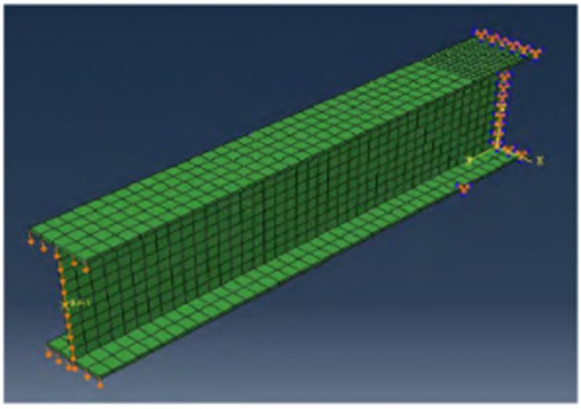
پارامترهای G-Nu-E به ترتیب، مدول الاسیسیته، نسبت پواسون و مدول برشی جهات مربوطه می‌باشند. اعداد ۱، ۲، ۳ نیز راستاهای ۳ محور اصلی بوده که با توجه به پیش فرض نرم‌افزار مطابق با جهت‌گیری دستگاه مختصات کلی می‌باشد. در ادامه مقاومت‌های کششی، فشاری و برشی را در جهات مختلف طبق جدول ۶ تعریف می‌کنیم. لازم به ذکر است برای تعیین خصوصیات مکانیکی FRP در جهات مختلف لازم است آزمایش‌های استاندارد بر روی مصالح انجام گیرد. ترسیم هندسه مدل با ورق FRP در شکل۳ نمایش داده شده است و مانند شکل ۴ محل اعمال بار را انتخاب کرده‌ایم.

جدول ۶: مقاومت FRP (واحد بر حسب مگاپاسگال)

Strength	Strength	Strength	Strength	Strength	Strength
48	96	74	74	958	958

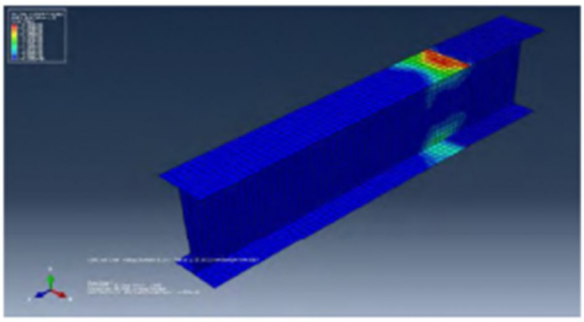


شکل ۳: تیر فلزی با ورق FRP



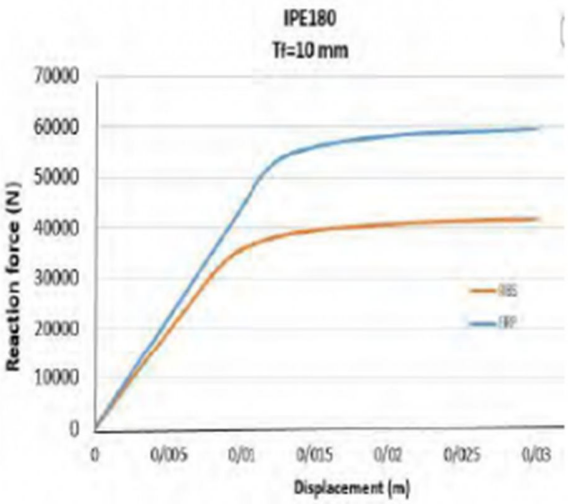
شکل ۴: انتخاب محل اعمال بار

بعد از مش‌بندی و قبل از مرحله پردازش باید خروجی‌های مد نظر مشخص شود که خروجی‌ها شامل عکس‌العمل تکیه‌گاهی، تغییر مکان انتهای آزاد تیر (نمودار بار تغییر مکان) و محل تشکیل مفصل پلاستیک است. سپس در این مرحله مدل ساخته شده که تحت بارگذاری قرار گرفته تحلیل می‌شود. مدل تغییر فرم یافته با تقویت ورق FRP در شکل ۵ مشاهده می‌شود.

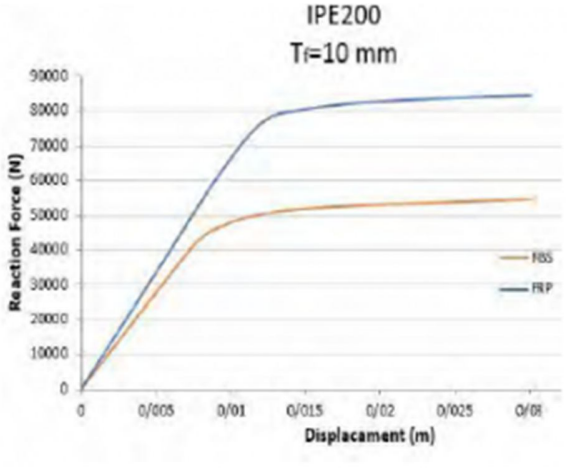


شکل ۵: مدل تغییر فرم یافته تیر با تقویت ورق FRP

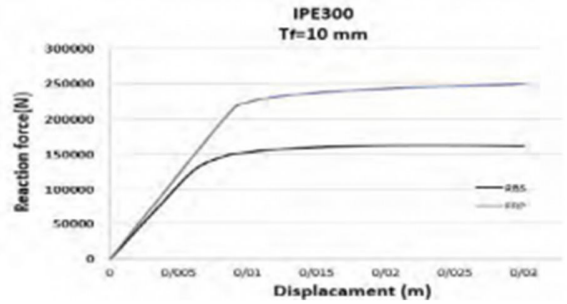
با استفاده از نتایج مدل‌های انجام شده با آباکوس، نمودارهای ترسیم شده در اشکال ۶ الی ۸ بدست آمده‌اند که در مدل تیر فلزی تقویت شده با ورق FRP ظرفیت باربری افزایش یافته و افزایش ضخامت ورق FRP تأثیری در بهبود رفتار ندارد (شکل ۹).
همچنین نمودارهای شکل‌پذیری و دوران پلاستیک برای تیرهای RBS و FRP در مدل‌های مختلف مورد مقایسه قرار داده‌شده‌اند (شکل ۱۱-۱۶).



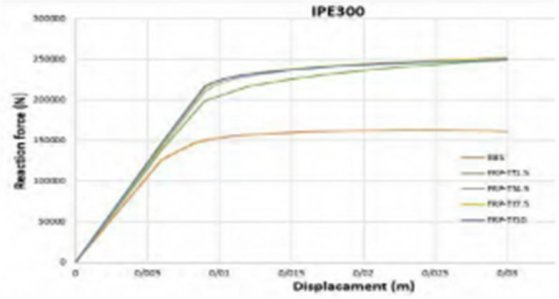
شکل ۶: نمودار نیرو – تغییر مکان برای IPE180



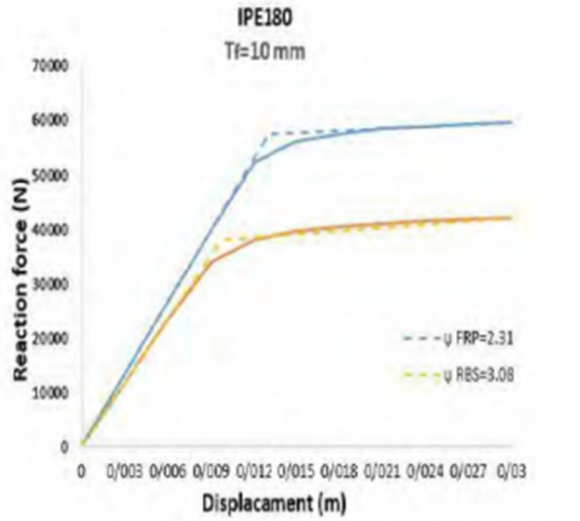
شکل ۷: نمودار نیرو-تغییر مکان برای IPE200



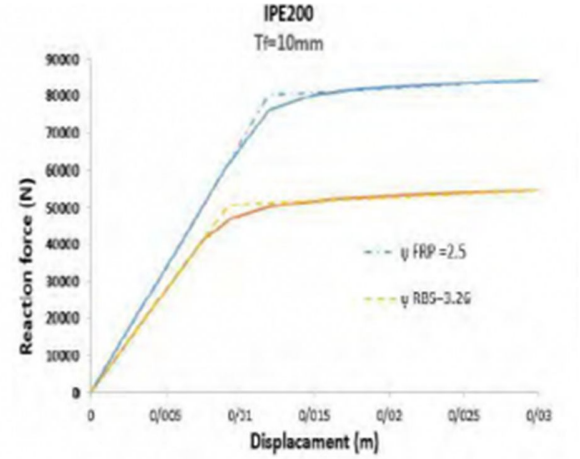
شکل ۸: نمودار نیرو- تغییر مکان برای IPE300



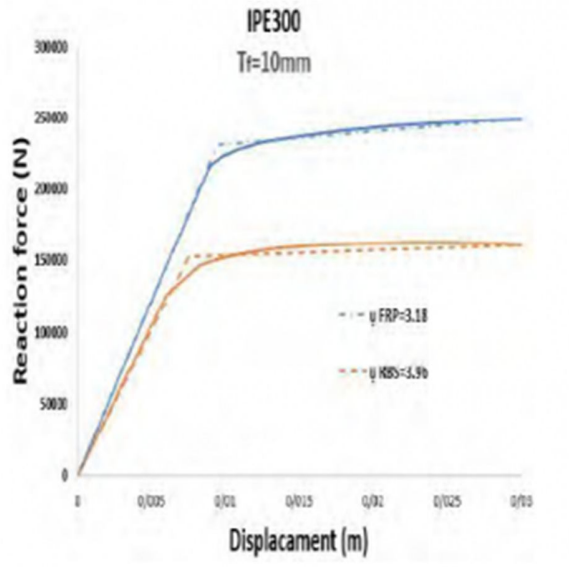
شکل ۹: نمودار نیرو – تغییر مکان برای IPE300 با ضخامت‌های مختلف FRP



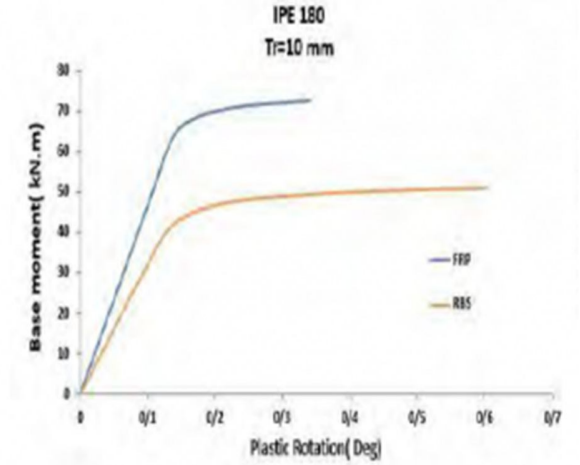
شکل ۱۰: نمودار شکل‌پذیری برای تیر تقویت‌شده با FRP و تیر RBS



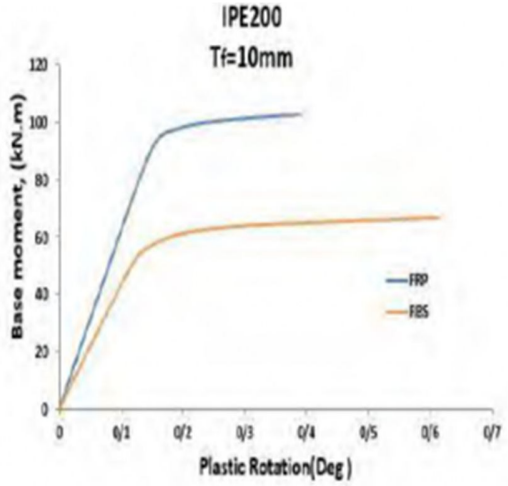
شکل ۱۱ : نمودار شکل‌پذیری برای تیر تقویت‌شده با FRP و تیر RBS



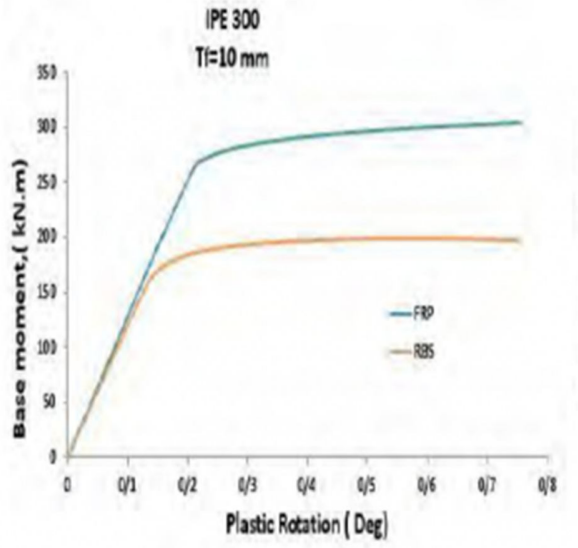
شکل ۱۲ : نمودار شکل‌پذیری برای تیر تقویت‌شده با FRP و تیر RBS



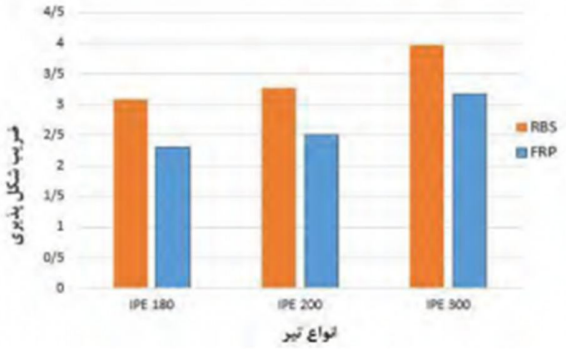
شکل ۱۳: نمودار دوران پلاستیک برای تیر تقویت‌شده با FRP و تیر RBS



شکل ۱۴: نمودار دوران پلاستیک برای تیر تقویت‌شده با FRP و تیر RBS



شکل ۱۵: نمودار دوران پلاستیک برای تیر تقویت‌شده با FRP و تیر RBS



شکل ۱۶: نمودار مقایسه ضریب شکل‌پذیری مدل‌های مورد مطالعه

نتیجه‌گیری

نوع، ابعاد و ترکیبات الیاف FRP مورد نظر در مقاوم‌سازی نقش مهمی در افزایش مقاومت نهایی اتصال دارد. نتایج تحلیل المان محدود غیرخطی حاکی از آن بود که این مدل‌سازی به‌خوبی می‌تواند رفتار و ظرفیت باربری سازه‌ها و اتصالات را بخصوص در اهداف مقاوم‌سازی بیش بینی کرده و همین‌طور باعث جابجایی مفصل پلاستیک به سمت درون دهانه تیر می‌شود. نتایج حاصل از تحلیل تیر RBS نشان داد، با جابه‌جایی محل تشکیل مفصل پلاستیک و بهبود شکل‌پذیری باعث کاهش شکست در اتصالات شده و فلسفه تیر ضعیف ستون قوی به خوبی انجام گرفته و اما ظرفیت باربری کاهش می‌یابد. در ضخامت‌های کم FRP، مفصل پلاستیک جابه‌جا شده و ظرفیت نیرو افزایش می‌یابد. در نتیجه افزایش ضخامت تأثیری در بهبود رفتار ندارد. ظرفیت باربری الاستیک FRP با توجه به خواص آن نسبت به RBS افزایش یافته اما شکل‌پذیری RBS بیشتر می‌باشد.

مراجع

۱. مقایسه شکل پذیری و ظرفیت باربری تیرهای فولادی RBS و تقویت شده با FRP، محمد رضا فاضل زاده، چهارمین کنفرانس بین المللی فناوری های نوین در مهندسی عمران، معماری و شهرسازی، مهر ۱۳۹۶.

۲. ۱. ضیاالحق، ح. علایی، ۱۹۳۱، ارزیابی تحلیلی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم شده با FRP، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود.

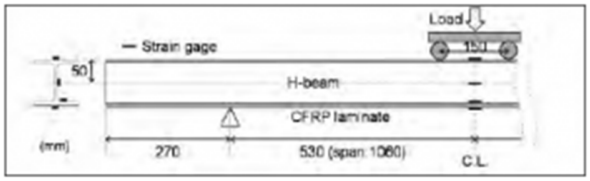
۳. Ronagh, H. R. (2015, August). Development of a nonlinear FE & „Baji, H., Eslami, A modelling approach for FRP-strengthened RC beam-column connections. In Structures (Vol. 3, pp. 272-281). Elsevier

تیرهای فولادی تقویت شده توسط الیاف FRP

امروزه استفاده از روش‌های جدید مقاوم‌سازی سازه‌ها با توجه به پیشرفت تکنولوژی و افزایش توجه به ایمن‌سازی سازه‌ها، کاربرد فراوانی دارند. از جمله این روش‌ها استفاده از کامپوزیت‌های پلیمرهای مسلح شده با الیاف (FRP) است. این کامپوزیت‌ها دارای مزایا بسیاری مانند مقاومت و مدول الاستیسیته بالا، خواص ضد خوردگی، نصب آسان، وزن کم و هزینه مناسب می‌باشند. ورق‌های FRP به طور معمول حداقل دو برابر و حتی می‌توانند ده برابر مقاومت ورق‌های فولادی را داشته باشند درصورتی‌که وزن آن‌ها تنها ۲۲ ٪ وزن ورق‌های فولادی را داشته باشند. از کامپوزیت‌های FRP در تقویت و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی و فولادی استفاده می‌شود. در این پژوهش به بررسی لذا شناخت رفتار مصالح فولادی و مصالح CFRP پرداخته و رفتار تیرهای فولادی بعلاوه CFRP در معرض تغییرات حرارت بررسی‌شده است. به دلیل رفتار متفاوت دو ماده در برابر تغییرات حرارتی، ممکن هست نامنظمی‌های رفتاری در محل تماس دو ماده به وجود آید که به بررسی عملکرد دو ماده در کنار هم پرداخته می‌شود.

روش حل

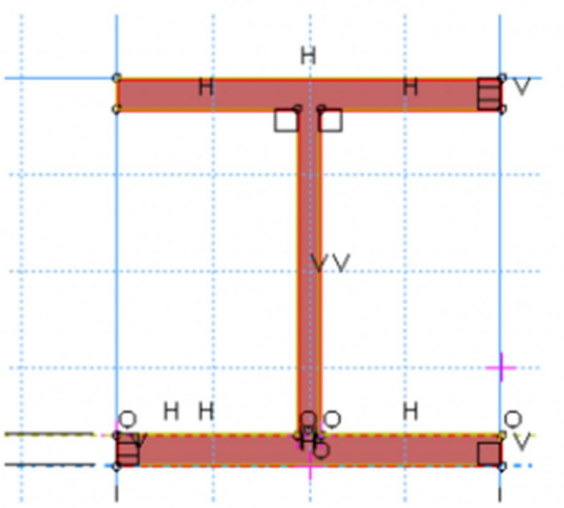
بارگذاری روی تیر فولادی مورد نظر در شکل زیر مشخص شده است. شرایط گیرداری تیر ثابت فرض خواهد شد و نمودار حداکثر بار وارده قابل تحمل به تیر در برابر جابجایی ترسیم شده است.



شکل ۱ : اعمال بارگذاری خمشی به قطعه

ابعاد تیرهای انتخابی برای تحقیق حاضر مطابق با جدول ۱ می‌باشد، این جدول به‌گونه‌ای تعبیه شده است تا بتوان اثر طول، ضخامت و ابعاد مختلف تیر را در درجه حرارت‌های مختلف پوشش داد. شکل ۲ نمایی از سطح مقطع تیر را نشان می‌دهد به منظور بررسی اثر افزایش CFRP در این تحقیق ابعاد تیر ثابت در نظر گرفته می‌شود و دمای بحرانی ۲۰۰ ، ۴۰۰ و ۸۰۰ در نظر گرفته خواهد شد. متغیرهای اصلی تحقیق حاضر شامل موارد زیر می‌باشد:

- بار ۱۰۰ کیلو نیوتن در نظر گرفته شده و در صورتیکه تیر قادر به تحمل بار وارده نباشد میزان بار بحرانی قابل تحمل تیر کاهش پیدا می‌کند.
- در مرحله اول پلیت ها به صورت سرتاسری در زیر و روی طول تیر به کار گرفته می‌شود.
- در مرحله‌ی دوم شرایط گیرداری تیر تغییر می‌کند و تیر به صورت یک سر مفصل – یکسر گیردار لحاظ می‌گردد.
- در مرحله‌ی سوم پلیت در زیر محل اعمال بار حذف شده و در قسمت زیرین تیر تنها یک پلیت سرتاسری به کار گرفته می‌شود.
- در مرحله‌ی چهارم پلیت به مساحت یک چهارم طول کلی تیر در ابتدا و انتهای تیر به کار گرفته می‌شود و در رو و زیر تیر به کار گرفته می‌شود.
- در مرحله پنجم، چهار پلیت در نواحی مختلف به کار گرفته می‌شود که مجموع طول پلیت ها نصف طول تیر می‌باشد .
- در مرحله ششم هم به تغییر در ضخامت ورق پرداخته می‌شود و ضخامت آن ۲,۱ برابر مرحله‌ی چهارم به کار گرفته خواهد شد.

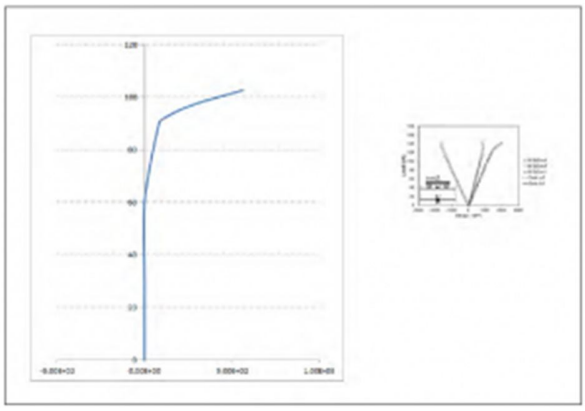


شکل ۲ : سطح مقطع تیر فولادی انتخابی برای طراحی

در جدول ۱ مشخصات تیرآهن انتخابی و طول تیرآهن و همچنین طول ورق انتخابی که منجر به تغییر در مساحت پلیت ها شده، نشان داده شده است. ضخامت ورق در تمامی حالت‌ها یک میلی‌متر در نظر گرفته شده است که در مرحله آخر به تغییر در ضخامت ورق پرداخته شده است و اثر آن در زمانی که پلیت ها کمترین کمک را به تیرآهن می‌کند سنجیده شده است. دمای بحرانی تیر ۲۰۰ و ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه در نظر گرفته‌شده است. در نهایت با تغییر مساحت پلیت ها عملکرد تیر سنجیده می‌شود و هم‌چنین با تغییر در محل قرارگیری پلیت بهترین محل معرفی می‌گردد.

جدول ۱ : ابعاد انتخابی مقطع برای تیر فولادی – ابعاد ورق

شماره نمونه	طول بال (میلی‌متر)	طول جان (میلی‌متر)	ضخامت جان (میلی‌متر)	طول تیر (میلی‌متر)	طول ورق CFRP	ضخامت ورق CFRP	دمای تیر	شرایط گیرداری
1	100	100	6	1600	سرتاسری	1	200/400/800	مفصلی غلتکی
2	100	100	6	1600	سرتاسری	1	200/400/800	مفصلی غلتکی
3	100	100	6	1600	2عدد با طول ۴۰۰	1	200/400/800	مفصلی
4	100	100	6	1600	4عدد با طول ۲۰۰	1	200/400/800	مفصلی
5	100	100	6	1600	2عدد با طول ۴۰۰	1.5	200/400/800	مفصلی



شکل ۳ : میزان تنش ایجاد شده در قطعه و مقایسه آن با مرجع

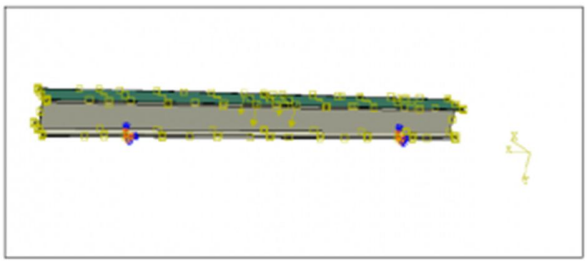
در اینجا به بررسی تغییرات دمایی مختلف تیر فولاد پرداخته و نتایج به وسیله نرم‌افزار آباکوس تحلیل گرمایی و حرارتی شده است. پس از آن تیر با ابعاد مشخص و قرار گیری ورق در طول تیر تحت بارگذاری مشخص قرار گرفته شده است و میزان بار بحرانی در برابر کرنش وارده محاسبه شده است.

ارائه نتایج

از آنجا که هدف ارزیابی عملکرد حرارتی CFRP و فولاد می‌باشد. میزان تنش اعمالی و همچنین جابجایی در درجه حرارت‌های بحرانی نمایش داده می‌شود و همچنین نمودار بار – جابجایی برای نمونه‌های مختلف ترسیم می‌گردد.

نمونه های شماره ۱ الی ۵ :

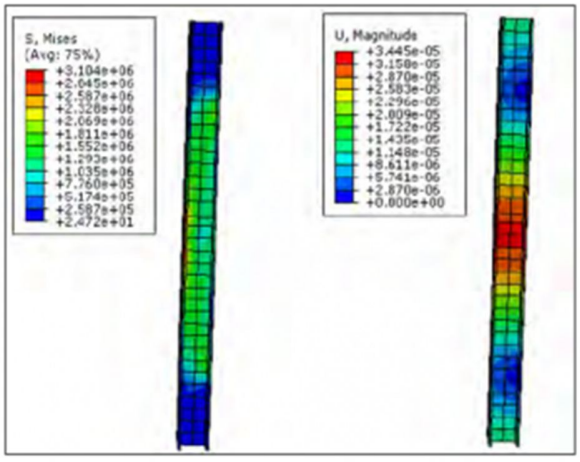
هدف از بررسی نمونه‌های شماره ۱ تا ۵ ، اشاره به این مهم می‌باشد که تغییر در ابعاد و شرایط گیرداری تیر تا چه حد می‌تواند در افزایش و یا کاهش مقاومت تیر در برابر دما وارده مؤثر باشد، لذا ابعاد مقطع فولادی ثابت و میزان بار بحرانی در درجه حرارت‌های مختلف ۲۰۰ ، ۴۰۰ و ۸۰۰ سنجیده می‌شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییر در تعداد پلیت ها و همچنین شرایط گیرداری تیر منجر به تغییر در میزان جابجایی و تنش وارده به تیر می‌گردد. شکل ۴ در ادامه تیر فولادی ترسیم شده در نرم‌افزار آباکوس و شرایط گیرداری را نشان می‌دهد.



شکل ۴ : حرارت – بارگذاری خمشی وارده بر تیر

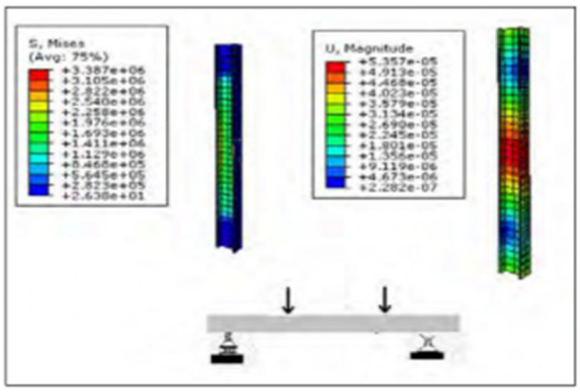
تیر شماره : ۱

تیر به وسیله دو ورق CFRP در قسمت بالایی و تحتانی و در دماهای مختلف ۲۰۰، ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی گراد مدل‌سازی شده است، مطابق شکل، میزان حداکثر جابجایی و تنش در نقاط میانی تیر به وجود آمده است. دما در مراحل بعدی افزایش یافته و افزایش دما منجر شده است که تنش‌های بیشتری به سازه اعمال گردد در حقیقت لایه CFRP به دلیل بحران تنش در مقطع فولادی از خود عملکرد بیشتری نشان داده و این لایه با توجه به محل قرارگیری آن که در مدل‌های اولیه به صورت سرتاسری بوده است توانسته است در دماهای بالا از تیر فولادی محافظت نماید و با جذب بار اعمالی به عملکرد بهتر تیر کمک کند . در دمای ۴۰۰ درجه سانتی گراد میزان تنش وارده به لایه‌ی CFRP و تیر فولادی در شرایط مفصلی به ۲,۴۱ برابر حالت قبل رسیده است که نشان می‌دهد در دماهای بالاتر تنش وارده به تیر بیشتر می‌باشد و لزوم مقاوم‌سازی آن جهت بارگذاری حرارتی – گرمایی ضروری می‌باشد. دمای بحرانی افزایش می‌یابد و این بار مقدار ۸۰۰ درجه‌ی سانتی گراد انتخاب می‌شود، میزان تنش تقریباً ۳ برابر تیر فولادی زمانی که در دمای ۲۰۰ درجه در شرایط مفصلی قرار داشت می‌رسد، از طرفی بار وارده در چهار نقطه به صورت متمرکز ۱۵ کیلونیوتن بوده است که تیر فولادی قادر به تحمل این دما تنها برای دمای ۲۰۰ درجه بوده است و پس از آن المان‌های تیر و لایه‌ی CFRP نابود شده‌اند، شکل ۵ تغییرات تنش و کانتورهای جابجایی را در سرتاسر تیر نشان می‌دهد.



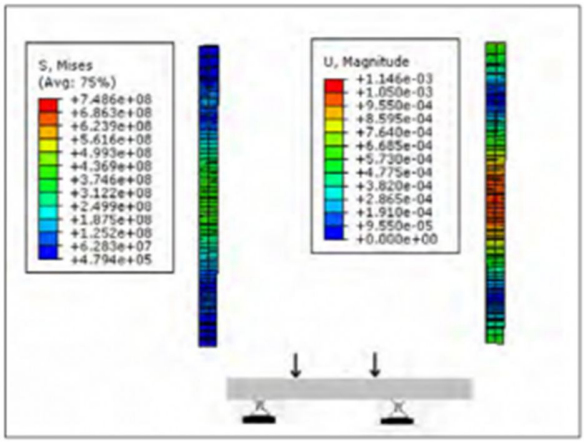
شکل ۵ : تنش – جابجایی خمشی وارده بر تیر دمای ۲۰۰ درجه

این بار تیر به صورت یک سر مفصل – یک سر غلتکی مدل شده است. میزان تنش وارد شده در صورت تغییر شرایط گیرداری و همچنین میزان جابجایی افزایش یافته است.



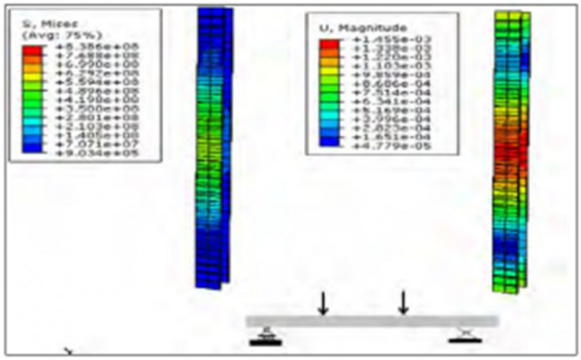
شکل ۶ : تنش – جابجایی خمشی وارده بر تیر دمای ۲۰۰ درجه

بررسی نتایج در مورد تیرهای فولادی حاکی از این حقیقت می‌باشد که میزان جابجایی در این تیرها پایین می‌باشد افزایش دما با افزایش تنش در دمای ۴۰۰ درجه و کاهش جابجایی همراه بوده است. میزان حداکثر جابجایی در نقاط میانی تیر محل اعمال بارها رخ داده است که به تغییر شرایط گیرداری پرداخته می‌شود و عملکرد تیر در دمای ۴۰۰ درجه بررسی می‌شود شکل ۷ و شکل ۸ میزان جابجایی و تنش وارده به دست آمده است.



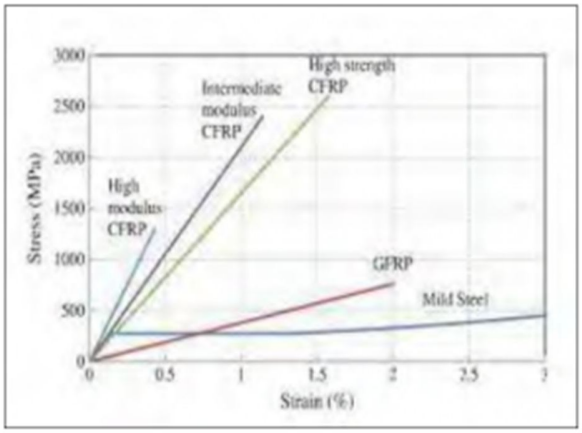
شکل ۷ : تنش – جابجایی خمشی وارده بر تیر دمای ۴۰۰ درجه

میزان تنش در این مرحله ۱۲,۱ برابر حالت قبلی شده است و همچنین میزان جابجایی ۰,۹۹ برابر حالت مفصلی به دست آمده است. همانطور ورق CFRP منجر شده است که تنش حداکثر به ورق وارد شود و جهت کاهش تنش حرارتی و همچنین خمشی در طول تیر فولادی بسیار مؤثر بوده است. لازم به ذکر است، تیر بدون ورق CFRP در این درجه حرارت قادر به تحمل بار وارده نیست.

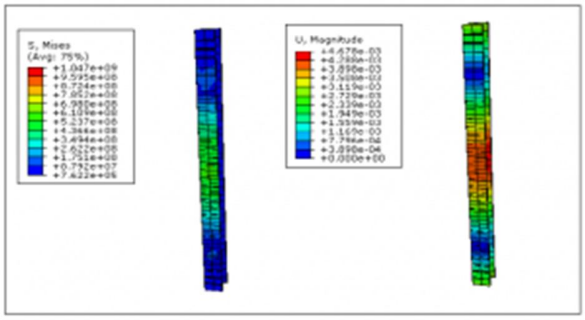


شکل ۸ : تنش – جابجایی خمشی وارده بر تیر دمای ۴۰۰ درجه

با افزایش دما تا ۸۰۰ درجه المان‌های تیر تحت بار وارده نابود می‌شوند، اما تنش وارده بر تیر افزایش می‌یابد چرا که دمای بحرانی افزایش یافته است و فولاد و لایه CFRP مجبور می‌باشند که تحت بارگذاری وارده حداکثر مقاومت را از خود نشان دهند، این تنش بحرانی نشان از این مهم می‌باشد که تا چه حد می‌تواند این لایه و تیر تنش بحرانی را تحمل کند که همانطور که در شکل نشان داده شده است، استفاده از لایه CFRP در دماهای بالا منجر به افزایش تغییرات تنش بیشتری در دمای ۲۰۰ به ۴۰۰ درجه شده است تا دمای ۴۰۰ تا ۸۰۰ درجه، لذا می‌توان گفت استفاده از این لایه در دماهای ۰ تا ۴۰۰ درجه تا حدودی مؤثرتر بوده است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از ورق‌های CFRP منجر می‌شود مقاومت سازه در برابر آتش در دماهای بالا افزایش یابد و اضافه تنش وارده به فولاد که توانایی تحمل آن را ندارد به سازه CFRP وارد گردد .نمودار زیر میزان مقاومت انواع سازه‌های CFRP را نشان می‌دهد که همانطور که در شکل پیداست CFRPها قادر به تحمل تنش تا ۳۰۰۰ مگاپاسکال هستند که نسبت به سایر مصالح تنش قابل تحمل بالایی دارند ، لذا در زمانی که فولاد در درجه حرارت‌های بالا با افت عملکرد روبه رو می‌شود و قادر به تحمل تنش اضافی نمی‌باشد این ورق‌ها منجر می‌شوند قدرت تحمل فولاد افزایش یابد. شکل ۹ میزان تنش بحرانی وارده شده برای انواع FRP و فولاد نشان می‌دهد که همانطور که نشان داده شده است CFRP بالاترین مقاومت را نسبت به سایر FRP ها داشته است .

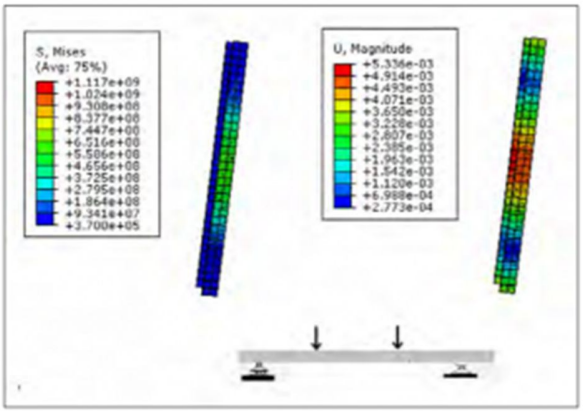


شکل ۹ : میزان تنش – کرنش CFRP



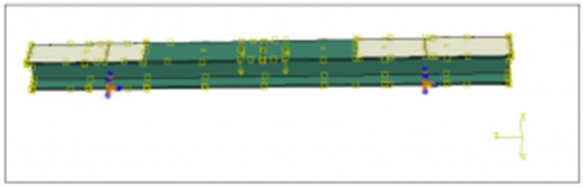
شکل ۱۰: تنش – جابجایی وارده بر تیر دمای ۸۰۰ درجه

شکل ۱۰ و همچنین ۱۱ عملکرد تیرهای فولادی را در دمای ۸۰۰ درجه با ورق CFRP نشان می‌دهد؛ همانطور که در این اشکال مشخص می‌باشد تغییر در نوع شرایط گیرداری تیر منجر می‌شود تا میزان تنش در تیر در حالت غلتکی – مفصلی به ۱,۰۶ برابر حالت مفصلی در دمای ۸۰۰ درجه برسد و همچنین میزان جابجایی ۱,۱۴ برابر حالت مفصلی گردد. در نقاط میانی تیر بیشترین مقدار تنش و جابجایی رخ داده است که دلیل این مهم قرار گرفتن در زیر نقاطی می‌باشد که بار بدان وارد شده است و در نقاط تکیه‌گاهی کمترین مقدار جابجایی به وجود آمده است. در تکیه‌گاه مفصلی – غلتکی کانتور های رنگی آبی جابجایی به آبی کم رنگ تبدیل شده است که نشان از جابجایی تقریبی تیر در این نقاط می‌باشد در حالیکه در تکیه‌گاه مفصلی هیچ‌گونه جابجایی مشاهده نمی‌شود .



شکل ۱۱ : تنش – جابجایی خمشی وارده بر تیر دمای ۸۰۰ درجه نمونه‌ی شماره ۳ :

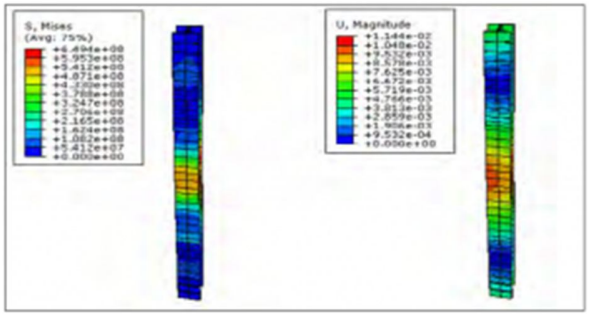
در این دو نمونه طول ورق تقویتی متغیر در نظر گرفته خواهد شد و با کاهش آن عملکرد آن نسبت به حالت قبل سنجیده می‌شود، نتایج این قسمت نشان‌دهنده‌ی این مهم می‌باشد که کاهش در مقدار طول ورق تقویتی منجر به کاهش بار قابل‌تحمل تیر گردیده است، از طرفی در طول یکسان استفاده از تعدد ورق‌ها منجر به افزایش تحمل تیر شده است، شکل ۱۲ مدل‌سازی تیر را در نرم‌افزار آباکوس نشان می‌دهد .



شکل ۱۲ : شکل مدل شده در نرم‌افزار آباکوس تیر فولادی بعلاوه ورق CFRP

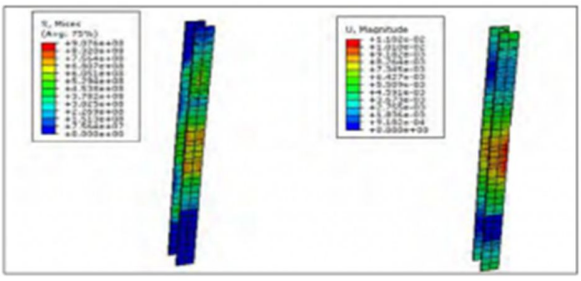
در این قسمت از تحقیق به بحث و بررسی پیرامون ورق‌های CFRP که در دو طرف تیر قرار گرفته است خواهد شد، محل اعمال تنش نهایی و جابجایی در نقاط وسطی تیر می‌باشد، این نقطه مکانی می‌باشد که بار به آن وارد نشده است، ابعاد این تیر همانند

نمونه شماره یک در نظر گرفته شده است، میزان تنش در این تیر حدوداً ۸۲,۲ برابر تیر با ورق سرتاسری شده است، نتیجه نشان‌دهنده‌ی این مهم می‌باشد که کاهش مساحت ورق منجر شده است که تنش نهایی در تیر افزایش یابد و همچنین میزان جابجایی به شدت افزایش یافته است ، لذا می‌توان گفت استفاده از ورق CFRP به صورت سرتاسری در کاهش تنش‌ها و جابجایی‌ها بسیار مؤثر بوده است. شکل ۱۲ تا ۱۱ نتایج مدل‌سازی این تیر را در نرم‌افزار آباکوس نشان می‌دهد که میزان تغییر شکل تیر نسبت به گروه نمونه‌های قبلی افزایش یافته است.



شکل ۱۳ : تنش – جابجایی خمشی وارده بر تیر در دمای ۲۰۰ درجه

دمای بحرانی تیر افزایش یافته است و به مقدار ۱۲۲ درجه سانتی گراد رسیده است، نتایج در شکل ۱۱ نشان‌دهنده‌ی این مهم می‌باشد که کانتورهای بحرانی تنش در نقاط میانی‌تر رو به گسترش می‌باشد میزان تنش بحرانی تقریباً ۲,۱ برابر حالت قبل شده است که به دلیل بالا رفتن دما و عدم توانایی تیر در تحمل مقدار دمای بحرانی بوده است. همچنین میزان تنش بحرانی ۹.۱ برابر گروه نمونه یک در دمای ۱۲۲ درجه شده است. استفاده از این ورق‌ها در تیر در ماهای بالا به طور جدی در کاهش جابجایی و کنترل تنش مؤثر بوده است .

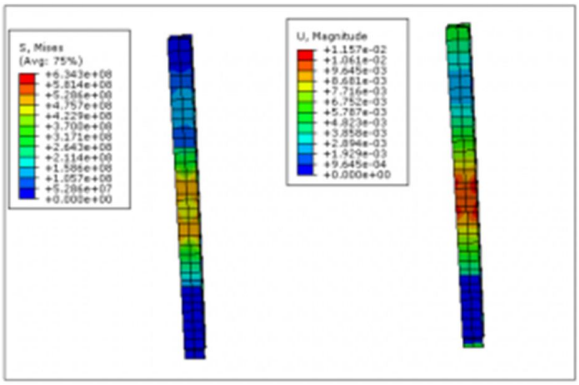


شکل ۱۴ : تنش – جابجایی خمشی وارده بر تیر دمای ۴۰۰ درجه – ۸۰۰

این ستون قادر به تحمل تغییرات دما تا ۴۰۰ درجه سانتی گراد می‌باشد و پس از آن هیچ تأثیر و تغییری در جابجایی و تنش آن به وجود نمی‌آید. لذا می‌توان گفت استفاده از ورق‌های سرتاسری در تیرهای در کنترل تنش و جابجایی مؤثر می‌باشد حتی استفاده از این گونه ورق‌ها در بهبود رفتار تیر در دمای ۸۰۰ درجه منجر به افزایش تنش قابل‌تحمل تیر گردیده است درحالی‌که در گروه نمونه‌های شماره ۳ ، در دماهای بالا تنش‌ها تغییر نکرده‌اند لذا کاهش مساحت منجر شده که تیر تنها بتواند تا ُ آستانه‌ی ۴۰۰ درجه مقاومت کند و پس از آن المان‌ها نابودشده‌اند.

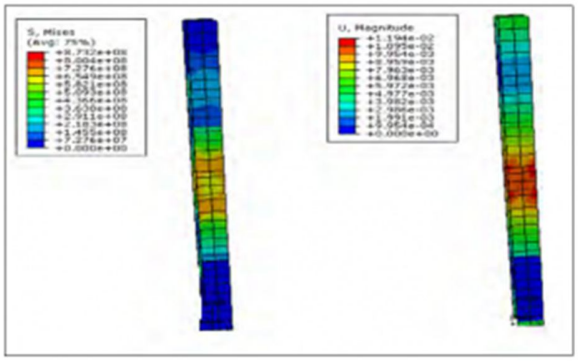
نمونه‌ی شماره ۵ : افزایش ضخامت

شکل‌های نتایج حاصل از افزایش ضخامت ورق در نمونه‌های مدل شده در نرم‌افزار آباکوس می‌باشد، نتایج نشان داده است که افزایش ضخامت ورق منجر به افزایش نیروی قابل تحمل توسط تیر در درجه حرارت‌های مختلف خواهد شد. لذا می‌توان گفت طول و ابعاد ورق‌های تقویتی دو فاکتور مهم در افزایش قدرت تحمل تیرهای فولادی در برابر بارگذاری حرارتی می‌باشد.



شکل ۱۵ : تنش – جابجایی وارده بر تیر دمای ۲۰۰ درجه – دو پلیت

شکل ۱۵ نتایج جابجایی و تنش در دمای ۲۰۰ درجه نشان می‌دهد که با ضخامت ۱٫۵ میلی‌متر تحت بارگذاری حرارت قرار گرفته است و همین‌طور دما افزایش یافته است و در دمای ۴۰۰ درجه میزان جابجایی و تنش در تیر به دست آمده است و پس از آن المان‌های تیر قادر نخواهد بود میران بار وارده را تحمل کند و المان‌های تیر Aborted شده است.



شکل ۱۶ : تنش – جابجایی وارده بر تیر دمای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه – دو پلیت

نتیجه‌گیری

نتایج نشان می‌دهد که حداکثر مساحت انتخابی ورق‌های CFRP ، بهترین عملکرد را در بارگذاری حرارت و آتش از خود نشان داده است، همچنین در مساحت برابر زمانی که ورق در ناحیه بحرانی (حداکثر جابجایی) قرار گرفته است بیشترین تأثیر را داشته است و می‌توان بار اعمالی را تا ۶ برابر افزایش داد.

نتایج تحقیق نشان داده است که استفاده از ورق CFRP در کاهش تنش‌های وارده به تیرهای فولادی مؤثر بوده است و هرچه قدر مساحت ورق بیشتر گردد تأثیر آن بیشتر می‌شود.

- هر چه قدر ضخامت ورق CFRP افزایش یابد میزان بار قابل تحمل توسط تیر افزایش می‌یابد.
- هرچه قدر میزان مساحت ورق CFRP افزایش یابد میزان بار بحرانی ورق CFRP افزایش می‌یابد .
- قرارگیری ورق CFRP در مکانی که حداکثر جابجایی در آن رخ می‌دهد (زیر تیر) منجر به عملکرد بهتر تیر آهن می‌گردد.
- استفاده از ورق CFRP به منظور بهتر کردن عملکرد تیر در شرایط دمایی مختلف در دماهای بالا مؤثر بوده است.

منابع

۱. ارزیابی عملکرد حرارتی تیرهای فولادی مقاوم شده با ورق های CFRP، بهرام مرادی آثار، محمود هرسچیان، چهارمین کنفرانس بین المللی فناوری های نوین در مهندسی عمران، معماری و شهرسازی، مهر ماه ۱۳۹۶.

۲) Liu, H. B., Zhao, X. L., Bai, Y., Singh, R. K., Rizkalla, S & Bandyopadhyay, S. (2014). The effect of elevated temperature on the bond between high modulus carbon fibrereinforced polymer sheet and steel. Australian Journal of Structural Engineering, 15(4), 355-366.
۳) Fan, S., Chen, G., Xia, X., Ding, Z & Liu, M. (2016). Fire resistance of stainless steel beams with rectangular hollow section: Numerical investigation and design. Fire Safety Journal, 79, 69-90.

مقاوم سازی ستون های بتن آرمه

با گذشت زمان و پیشرفت تکنولوژی ارتقای کیفیت زیرساختی ساختمان‌ها نیز مورد توجه قرار گرفته است. ضعف و خرابی در دال‌ها، ستون های بتن آرمه ، تیرها و ... تحت تأثیر عواملی مانند ضعف در اجرا یا طراحی، بالا رفتن سن سازه، تغییر کاربری و افزایش بارگذاری و یا حوادثی همچون زلزله می‌باشد.

سازه‌ها با روش‌های مختلفی مقاوم‌سازی می‌شوند. دیوارهای برشی، قاب‌های مقاوم خمشی، مهاربندهای برون محور فولادی هرکدام ویژگی گسیختگی خاص خود را دارند. یکی از روش‌های نسبتاً جدید تقویت اجزاء بتنی، محصورشدگی مناطق تحت تنش و برش با CFRP، GFRP و AFRP. این روش تقویت به علت خصوصیات مواد کامپوزیتی نظیر وزن سبک، رفتار الاستیک خطی تا نقطه گسستگی، مقاومت کششی و خستگی خیلی بالا، مدول الاستیسیته بالا، خواص ضد خوردگی و سهولت انطباق با هندسه المان‌های تقویت‌شده و ... خیلی مرسوم گردیده‌اند. بکار بردن سیستم سازه‌های بتنی پیش‌تنیده راه‌حلی برای نداشتن ترک‌های دائمی، کاهش وزن سازه، داشتن دهانه‌های بزرگ و داشتن معماری خاص در سازه می‌باشد.

پیش‌تنیده کردن مواد کامپوزیتی راه‌حل اساسی جهت افزایش ظرفیت باربری و استفاده مطلوب از ورق‌های CFRP است. می‌توان از FRP های پیش تنیده در تقویت سازه‌های موجود و بستن ترک‌های ایجاد شده در سازه‌های موجود نیز استفاده کرد. اتلاف انرژی و سلسله مراتب شکست دو فاکتور مهم در عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی می‌باشد.

در بسیاری از ساختمان‌ها که براساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند مفصل‌های پلاستیک در نزدیکی اتصالات و در بر ستون تشکیل می‌گردد که می‌تواند منجر به ناپایداری کلی در سازه‌ها گردد .به همین دلیل در بسیاری از آیین‌نامه‌ها پیشنهاد شده است که اصل ستون قوی-تیر ضعیف به منظور انتقال مفاصل پلاستیک از بر ستون‌ها مد نظر قرار گیرد .طی دهه‌های اخیر، تحقیقات گوناگونی باهدف انتقال مفاصل پلاستیک به داخل تیر و بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه صورت پذیرفته است .اما بیشتر این روش‌ها، مانند افزودن المان به سازه و یا بهبود جزئیات آرماتوربندی تیرها، تنها می‌تواند برای ساختمان‌های در حال احداث استفاده شود.

اجزای تشکیل‌دهنده FRP

در مواد مرکب پلیمری عموماً سه ناحیه متمایز شامل فاز پیوسته (ماتریس)، فاز ناپیوسته (تقویت‌کننده) و لایه مرزی بین این دو فاز وجود دارد که تعیین‌کننده خواص و مشخصه‌های ماده مرکب می‌باشد. الیاف، نقش اصلی در مقاومت و مشخصات مکانیکی ماده مرکب دارد. ماتریس، نقش توزیع بار بین الیاف و محافظت آن در برابر عوامل محیطی دارد.

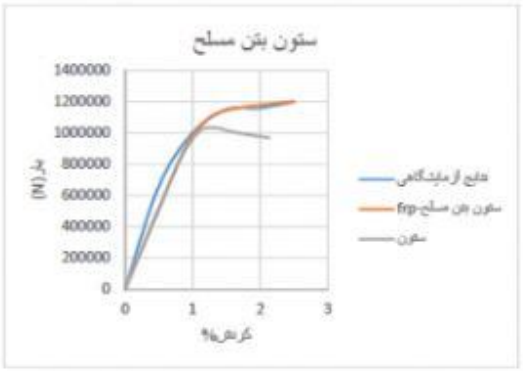
عوامل اصلی مؤثر در خواص فیزیکی کامپوزیت‌های FRP عبارتند از :

- خواص مکانیکی الیاف
- آرایش الیاف
- طول و جنس الیاف
- درصد ترکیب الیاف
- خواص مکانیکی ماتریس پلیمری
- چسبندگی و پیوند الیاف و ماتریس

استفاده از صفحات فولادی روشی بسیار رایج در مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح بوده است که این تکنیک برای پل‌ها و ساختمان‌ها و سطوح کششی و فشاری بتن بکار میرفته است. معایب این روش عبارت بودند از: ۱). تخریب اتصال در حمل اتصال فولاد به بتن به دلیل خردگی فولاد ۲). دشوار بودن کارکردی با صفحات در محل ساخت ۳). ایجاد اتصالات نامناسب با توجه به محدودیت در حمل‌ونقل صفحات طویل. این معایب منجر به جایگزینی صفحات FRP بجای صفحات فولادی شد. صفحات FRP همچنین به طور گسترده جهت مقاوم‌سازی ستون‌ها توسط دور پیچ کردن استفاده می‌شوند.

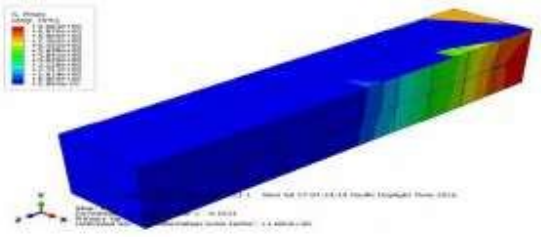
محصورشدگی

محصور شدن بتن از روش‌های بسیار مؤثر در بالا بردن کرنش شکست و افزایش مقاومت و همچنین جذب انرژی است. طبق پژوهش‌های صورت گرفته، نمودار تنش – کرنش محوری شکل ۱ به دست آمده است که همان‌گونه که قابل مشاهده است، با استفاده از پوشش CFRP در ازای با ۱۲۰۰ کیلو نیوتن، کرنش شکست به ۲/۵ ٪ می‌رسد. در صورتی که در ستون بتن مسلح فاقد پوشش در ازای بار تقریباً ۱۰۰۰ کیلو نیوتن کرنش شکست تقریباً به ۲٪ می‌رسد.

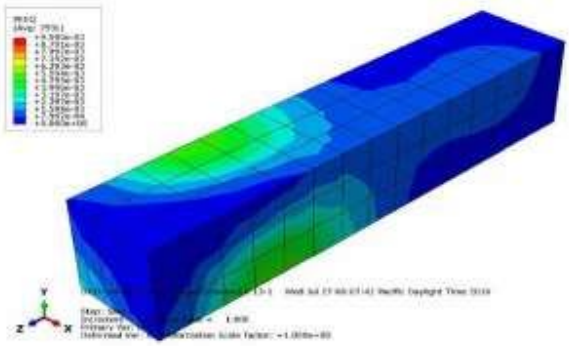


برای مدلسازی و صحت سنجی ستون بتن آرمه از آزمایشات انجام شده استفاده شده است. رفتار ستون‌های بتنی با ابعاد و درصد آرماتورهای مختلف که با پوشش‌های کامپوزیتی تقویت‌شده‌اند تحت بارگذاری فشاری بررسی گردید و نتایج حاصله مبنی بر افزایش مقاومت و ظرفیت باربری می‌باشد و برای بررسی عملکرد ستون تقویت شده با پوشش‌های کامپوزیتی در برابر بار جانبی مدل مفروض طبق آیین‌نامه ATC-24 تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته و منحنی چرخه‌ای در دو حالت با پوشش و بدون پوشش ترسیم شده است.

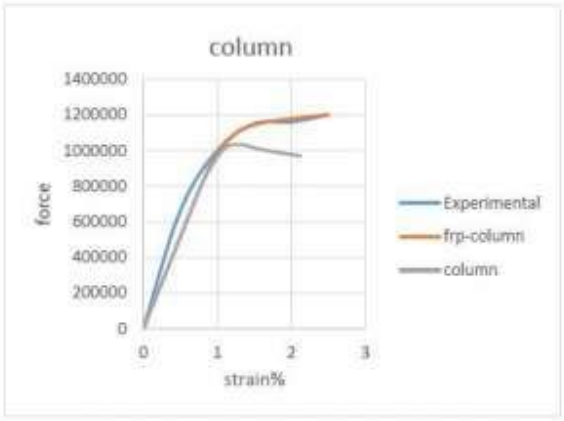
شکل ۱ : توزیع تنش فون میزز ستون بتن مسلح به همراه پوشش CFRP



شکل ۲ : توزیع کرنش پلاستیک ستون بتن مسلح با پوشش CFRP



شکل ۳ : منحنی بار محوری –کرنش محوری ستون بتن مسلح



نتایج

با توجه به نتایج قابل مشاهده در منحنی بار محوری –کرنش محوری ستون که نتیجه حاصل از مدل‌سازی در نرم‌افزار اباکوس مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد و در کل افزایش ظرفیت باربری ستون تقویت شده با دولایه CFRP را نشان می‌دهد، حداکثر بار قابل تحمل مدل فاقد پوشش تقریباً KN۹۶ بوده است و وقتی نمونه توسط دو لایه تقویت می‌شود، حداکثر بار قابل تحمل به KN۱۲۰ افزایش می‌یابد. یعنی در حدود ۲۵ درصد افزایش ظرفیت باربری را به همراه دارد و افزایش کرنش محوری مبین افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی می‌باشد.

رفتار تک محوری بتن در فشار به دلیل وجود و گسترش ترک‌های ریز معمولاً به صورت غیر خطی می‌باشد تا زمانیکه بار وارده به بتن کمتر از ۳۱ درصد ظرفیت باربری آن باشد ترک‌های موجود نسبتاً پایدار بوده و گسترش نمی‌یابند، بنابراین رفتار بتن در این ناحیه خطی است با افزایش بار تا نقطه‌ی ماکزیمم این ترک‌های موئی رشد کرده و سختی بتن را کاهش می‌دهند و موجب رفتار غیرخطی می‌شوند .افزایش ترک‌های مویی سبب انبساط حجمی و افزایش حجم بتن می‌گردند .پس از نقطه‌ی ماکزیمم ترک‌های موئی در داخل ملات افزایش یافته و سرانجام در هنگام خرابی ترک‌های موجود در ملات و ترک‌های انتقال به هم متصل گشته و سبب تخریب نمونه می‌گردند. منحنی تنش –کرنش فشاری بتن پس از نقطه‌ی اوج شیب نزولی دارد که بیانگر سختی و انعطاف‌پذیری کم و از دست رفتن پایداری در این منطقه است .که استفاده از ورق‌های FRP ضمن ایجاد محصورشدگی و افزایش ظرفیت جذب بار، باعث افزایش شکل‌پذیری و جلوگیری از شکست ناگهانی عضو می‌شوند.

منابع

۱. ارزیابی عملکرد ستون بتن مسلح تقویت‌شده با ورق‌های FRP در برابر بارگذاری جانبی، علی نیکخو، سمیرا زنجانی، کنفرانس بین المللی عمران، معماری، مدیریت شهری و محیط‌زیست در هزاره سوم، شهریور ۱۳۹۵.

۲. نشریه ۳۴۵ ،"راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان‌های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP، 1385.

اهمیت و لزوم مقاوم‌سازی بناها در برابر زلزله

از دیدگاه علمی اصطلاح مقاوم‌سازی به‌طورقطع بالا بردن مقاومت در برابر نیروی زلزله نیست . بلکه منظور بهبود عملکرد اجزاء سازه (ساختمان) در برابر نیروی زلزله است. به همین دلیل اصطلاح بهسازی و در حالت خاص برای نیروی زلزله، بهسازی لرزه‌ای اصطلاح درست‌تری است . بهسازی در لغت به مفهوم اصلاح و اعاده وضع چیزی و در صنعت ساختمان به مفهوم احیاء یا افزودن قابلیت بهره‌برداری ساختمان و افزایش طول عمر مفید آن است . به عبارت دقیق‌تر بهسازی به مجموعه تمهیدات و عملیاتی گفته می‌شود که قابلیت انجام

وظیفه یا وظایفی را در ساختمان ایجاد می‌کند که سازه در وضع موجود قادر به انجام تمام و کمال آن‌ها نیست. بشر کنونی نمی‌تواند از وقوع زلزله جلوگیری نمای د. اما می‌تواند با بکار گیری یکسری روش‌ها از به وجود آمدن خسارات مالی و فجایع انسانی و همچنین آسیب‌هایی که ممکن است در طولانی‌مدت در اثر وقوع زلزله به وجود آید جلوگیری نماید . یکی از این روش‌ها مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله است . فن‌ترمیم، تعمیر و تقویت ساختمان‌ها و سازه‌های آن‌ها برای جوابگویی به یکی از نیازهای اصلی انسان‌های یعنی نیاز به احساس ایمنی هم‌زمان با فن ساختمان‌سازی به وجود آمده، پا به‌پای آن تغییر و تحول‌یافته، رشد کرده و به همان قدمت ساختن است . بر ای دستیابی به این ایمنی است که در مورد هر ساختمان در ابتدای امر سعی می‌شود باکمک گرفتن از علوم و ضوابط مهندسی و به ازا صرف حداقل وقت و هزینه، میزان معینی از عملکرد مطلوب ایمنی و پایایی تأمین گردد و هرگاه به دلیل :

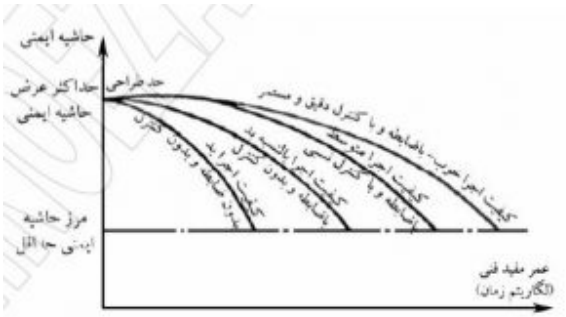
- عدم ارزیابی صحیح بارها و سایر عوامل مؤثر بر ساختمان و یا اثرات آن‌ها
- بدی کیفیت مصالح مصرفی و یا بدی اجرا
- اثر عوامل محیطی یا خورندگی
- عامل‌های پیش‌بینی‌نشده یا استثنایی نظیر انفجار

مشخصه‌های موردنظر از حدی که برای انجام‌وظیفه سازه ضرورت دارد، تنزل نماید، از طریق ترمیم، تعمیر و تقویت، وضع ساختمان را بهبود بخشیده و به سطحی بالاتر از سطح وظیفه ارتقاء می‌دهند. گاه ممکن است پس از اجرای ساختمان، وظیفه سنگین‌تری از سازه خواسته شود و بالا رفتن سطح وظیفه تقویت سازه ساختمان را ایجاب نماید.

شکل ۱- نمایش ترسیمی سطح وظیفه، ، ترمیم و اثر تعمیر و تقویت

درواقع برای هر ساختمان، در ابتدای طرح و محاسبه یک حاشیه ایمنی (حدفاصل بین تنش‌های مربوط به سطح وظیفه و حد طراحی) در نظر گرفته می‌شود که کیفیت اجرا در آن نقش تعیین‌کننده داشته، آنر ا مشروط می‌سازد. به‌عبارت‌دیگر در ابتدای امر که هنوز ساختمانی موجود نیست و فقط روی مدل ریاضی و مصالح آن کار می‌شود، اگر مشخصات مصالح مصرفی مناسب و روش اجرا صحیح اختیار شود، میسر است که عرض موردنظر برای حاشیه ایمنی به‌آسانی تأمین و حفظ شود . ولی اگر کیفیت م صالح

نازل و اجرا بد باشد ، ممکن است عرض حاشیه ایمنی از همان ابتدا از مقدار مطلوب کمتر بوده و در طول زمان به‌سرعت تقلیل یابد. حتی اگر صرف‌نظر از کیفیت اجرا، حاشیه ایمنی را ثابت فرض کنیم و آستانه‌ای برای حداقل ایمنی منظور نماییم به دلیل پیر شدن تدریجی مصالح ، و اجزای متشکله ساختمان، حاشیه ایمنی آن رفته‌رفته باریک‌تر می‌شود و در انتهای عمر مفید ساختمان



شکل ۲-نمودار تقلیل ایمنی در طول زمان بازای کیفیت های مختلف اجرا

عرض حاشیه ایمنی به صفر می‌رسد.

برای جلوگیری از بروز پیش رس نارسائی‌ها، معمولاً به نگهداری ساختمان مبادرت می‌شود . ولی پس از بروز آن‌ها بسته به گستره و اهمیت نارسائی‌ها و خرابی‌ها و شدت و ضعف آن‌ها، باید به عملیات‌ترمیم، تعمیر و تقویت اقدام گردد و اگر شدت خرابی‌ها از حدی بیشتر باشد، ممکن است بازسازی تمامی یا قسمتی از ساختمان ضرورت یابد . به‌ویژه امروزه در کشورهای درحال‌توسعه که امر ساختمان از اولویت خاصی برخوردار است و س اختمان سازی با سرعت چشمگیری توسعه می‌یابد، کمبود افراد ذیصلاح، ضعف در شناخت مسائل بنیادی فن ساختمان، عدم یا نقص ضوابط، معیارها و مقررات مربوط به ساختمان‌سازی، عدم رعایت ضوابط، معیارها و مقررات موجود، ضعف مهارت کارگران و تکنسین‌ها و ضعف کیفیت کار دست‌به‌دست هم داده و باعث می‌شوند که در مدت‌زمان کوتاهی پس از اتمام کار، ساختمان‌ها کهنه شوند و رفع نارسایی‌های آن‌ها ضرورت پیدا نماید.حال که با وجوه مختلف بهسازی آشنا شدیم به بررسی ضرورت بهسازی می‌پردازیم:

بهسازی ، ضرورتی برای مقابله با اثر فرساینده زمان :

به‌طور بدیهی، هیچ‌چیز در جهان ابدی نیست و عمر مفیدی دارد که طی آن در اثر مرور زمان یا علل دیگر فرو پایگی پیداکرده و بالاخره از حیز انتفاع می‌افتد. ساخته‌های دست بشر ازجمله ساختمان‌ها ، مصالح و فرآورده‌های ساختمانی هم از این قاعده مستثنی نیستد. عمر مفید ساختمان‌ها به عوامل مختلفی ازجمله کیفیت طرح ، کیفیت اجرا (که خود تابع کیفیت مصالح و کیفیت کاربرد آن‌هاست)، کیفیت رویارویی با شرایط محیطی، کیفیت بهره‌برداری و بالاخره کیفیت نگهداری بستگی دارد. هرچند با طراحی خوب و مناسب با شرایط محیطی، با اجرای خوب و بهره‌برداری و نگهداری صحیح می‌توان پدیدار شدن فرو پایگی را به تأخیر انداخت و عمر مفید را طولانی‌تر کرد، ولی درنهایت از عوارض پیری و فرسودگی گریزی نیست. به‌عبارت‌دیگر نمی‌توان چیزی ساخت که فرو پایگی پیدا نکند ولی می‌توان با رعایت نکات فنی سرعت و دامنه فرو پایگی را کاهش داد.

با توجه به مطالب فوق و با عنایت به این‌که هر ساختمان باید ویژگی‌های حداقلی را دارا باشد تا بتواند مورد بهره‌برداری قرار گیرد، در طراحی ساختمان‌ها برای آن‌ها یک سطح وظیفه در نظر می‌گیرند که متضمن ویژگی‌ها و قابلیت‌های حداقل موردنیاز است. ولی برای اینکه باگذشت زمان و با وارد شدن اندک خدشه‌ای ، ساختمان قابلیت بهره‌برداری خود را از دست ندهد، طراحی در سطح بالاتری انجام می‌پذیرد که اصطلاحاً به آن سطح طراحی گفته می‌شود و فاصله بین سطح وظیفه و سطح طراحی، حاشیه ایمنی نام دارد.

باگذشت زمان به‌تدریج ویژگی‌های ساختمان تقلیل یافته و حاشیه ایمنی آن باریک‌تر می‌شود و وقتی این ویژگی‌ها به سطح وظیفه رسیده و از آن تنزل نمود، عمر مفید ساختمان به پایان می‌رسد و ساختمان از حیز انتفاع می‌افتد.

ضرورت بهسازی از دیدگاه سوانح و حوادث :

احتمال تقلیل قابلیت ساختمان در اثر سوانح و حوادث را نیز نباید ازنظر دور داشت. گاه اتفاق می‌افتد که ساختمان در اثر زلزله، جاری شدن سیل و یا بروز یک آتش‌سوزی یا مشابهات آن‌ها کیفیت مطلوب خود را از دست می‌دهد و حاشیه ایمنی آن باریک‌تر می‌شود و حتی ممکن است ساختمان به‌طورقطع غیرقابل بهره‌برداری گردد.

بهسازی ، هنری به قدمت انسان و ضرورتی برخاسته از نیاز غریزی اوست :

می‌دانیم که به‌عنوان یک اصل ، انسان حاضر نیست آنچه را که به‌زحمت به دست می‌آورد به‌سادگی از دست بدهد و کوشش می‌کند حتی‌المقدور جلو فرو پایگی را گرفته و با جبران فرو پایگی‌های احتمالی و از طریق رفع آن‌ها، یعنی بهسازی، عمر مفید آنچه را در اختیار دارد افزوده و از آن به نحو احسن و بهینه استفاده کند. این حکم کلی، شامل حال ساختمان‌ها هم می‌شود. این تلاش و کوشش انسان، درگذشته برای حفظ فضاهای زیست و کار جریان داشته و امروز نیز جریان دارد و به همین ترتیب می‌توان پذیرفت که بهسازی همزاد ساختن است، یعنی از موقعی که انسان یاد گرفت برای خود سرپناهی بسازد، پا به‌پای آن، بهسازی را هم فراگرفت. چه وقتی انسان هنوز ساختن را نمی‌دانست و از غارها و مامن های طبیعی برای زندگی و حفاظت خود در برابر عوامل جوی و حیوانات استفاده می‌کرد، به‌تدریج بهسازی این فضاها را یاد گرفته بود. نقاشی‌های موجود بر دیوارهای غارهایی را که محل سکونت انسان‌های اولیه بوده‌اند، علاوه بر آثار هنری باقیمانده از آن دوران، می‌توان نوعی بهسازی تلقی نمود که به‌منظور مطلوب کردن فضای زیستی به‌عمل‌آمده است . به‌عنوان جمله معترضه می‌توان گفت که اگر ساختن را فن تلقی کنیم، بهسازی نوعی هنر است، همان‌طور که اگر خیاطی را فن بدانیم، رفوگری هنر است و رفوگری قالی هنر اندر هنر است، زیرا قالیبافی خود فن و هنر توامان می‌باشد. این هنر بهسازی بازندگی انسان عجین بوده و برای پاسخگویی به یک نیاز غریزی انسان، که احساس آرامش و امنیت است به وجود آمده و تا به امروز هم نقش خود را از دست نداده است.

ضرورت بهسازی ازلحاظ حفظ محیط‌زیست :

امروزه مسائله بهسازی از دیدگاه حفظ محیط‌زیست هم یک ضرورت تلقی می‌شود، زیرا ریختن نخاله حاصل از تخریب هر ساختمان و برداشتن مصالح از منابع محدود کره خاکی ما برای ساختن ساختمانی به‌جای آنچه تخریب‌شده، به محیط‌زیست آسیب می‌رساند و با اقدام به بهسازی می‌توان ساختمان‌های تخریبی و درنتیجه حجم نخاله حاصل از تخریب و حجم مصالح لازم برای بازسازی و نوسازی را کاست و به‌این‌ترتیب به حفظ محیط‌زیست کمک نمود.

ضرورت بهسازی از دیدگاه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله :

در نسل جدید آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، تصریح می‌شود که ایمنی در برابر زلزله امری نسبی و با رعایت ضوابط و قیود آیین‌نامه‌ای نمی‌توان به ایمنی مطلق در برابر زلزله دست‌یافت به‌طوری‌که در هیچ زلزله‌ای هیچ سازه و ساختمانی، هیچ‌گونه آسیبی نبیند و با عنایت به اینکه:

- یک زلزله با بزرگی مشخص، در نقاط مختلف، شدت‌های مختلفی دارد و بزرگ‌ترین شدت‌ها در منطقه‌ای بسیار محدود، حول مرکز زلزله پدیدار می‌شوند و به‌تدریج که از این منطقه دور می‌شویم، شدت زلزله به‌سرعت کاهش می‌یابد(مگر در محل گسل)
- هزینه ایمن‌سازی ساختمان‌ها و سازه آن‌ها در برابر زلزله با تقلیل احتمال آسیب دیدن ساختمان و سازه، به‌صورت تصاعدی افزایش می‌یابد.
- هنوز نمی‌توان نیروهای زلزله را با دقت ریاضی برآورد کرد.
- بادانش امروز بشر، به صفر رساندن احتمال آسیب دیدن ساختمان‌ها از زلزله، حتی با هزینه‌های غیرمعقول، غیرممکن است.زیرا نیرویی که کوه‌های پر صلابت و پوسته زمین را می‌شکافد، می‌تواند همه تمهیدات را بی‌اثر سازد.

- حتی اگر بتوانیم نیروهای زلزله را کاملاً دقیق برآورد کرده و با صرف هزینه‌های هنگفت، احتمال آسیب دیدن از زلزله را به صفر نزدیک کنیم، تعداد قلیلی ساختمان خواهیم داشت که همه امکانات را بلعیده‌اند و این با منطق زندگی اجتماعی و امکانات موجود هماهنگی ندارد.

در آیین‌نامه‌ها و مقررات جدید طراحی سازه‌ها و ساختمان‌ها در برابر زلزله، با برداشتی احتمال اندیشانه و با قبول خطر آسیب دیدن بسیار شدید، حتی در هم شکستن کامل کسر کوچکی از ساختمان‌ها، احتمال حساب‌شده و مشخصی را برای آسیب دیدن بقیه ساختمان‌های می‌نامند، می‌پذیرند و فقط ساختمان‌های معدودی را، که (Dissipative) متعارف، که آن‌ها را ساختمان‌های خلل‌پذیر و یا خدشه‌پذیر ازلحاظ زندگی اجتماعی، وضع ویژه و اهمیت خاصی دارند یا آسیب دیدن آن‌ها، نظیر مخازن مواد شیمیایی سمی و مهلک یا نیروگاه‌های اتمی، باعث لطمات گسترده و فراگیر می‌شود، از ساختمان‌های متعارف مستثنی می‌کنند. این نوع ساختمان‌ها را در مقام مقایسه با نوع می‌نامند که احتمال بروز خرابی در آن‌ها بسیار اندک است، بدون اینکه به صفر برسد. (Non dissipative) اول، ساختمان‌های خلل‌ناپذیر در این آیین‌نامه‌ها به ازای پذیرش احتمال بروز نارسایی در ساختمان‌ها، شرایط و محدودیت‌هایی در نظر گرفته می‌شود که با رعایت

آن‌ها می‌توان امیدوار بود که در زلزله‌های شدید، ساختمان‌ها و سازه آن‌ها در محل‌هایی از پیش تعیین‌شده محدودی آسیب ببینند، بدون اینکه درهم‌شکسته و فروبریزد، به‌طوری‌که جان و مال مردم حفظ‌شده و بعلاوه با صرف هزینه‌های معقول و در مدت‌زمانی متعارف بتوان ساختمان و سازه آن را بهسازی نموده و دوباره قابل بهره‌برداری نمود. به‌عبارت‌دیگر در طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ، می‌پذیرند که در موقع زلزله، برخی قسمت‌ها نقشی نظیر نقش فیوز در مدارهای الکتریکی را ایفا کرده و باتحمل آسیب‌ها، نیروهای زلزله را جذب و مستهلک نمایند و پس‌ازاینکه موج حادثه از سرگذشت، این قسمت‌ها بهسازی شده و به حالت قبل از زلزله برگردانده شوند. این در آیین‌نامه‌ها واردشده و پذیرفته‌اند که در زلزله‌های (Ductile) همان مقوله‌ای است که امروزه تحت عنوان سازه‌های شکل‌پذیر شدید، در نقاط مشخصی از سازه ساختمان‌ها، مفصل‌های خمیری تشکیل شوند و بخش عمده انرژی ناشی از زلزله را با تغییر شکل‌های خمیری مستهلک نمایند. اما این قسمت‌ها طوری باشند که به‌سادگی بتوان آن‌ها را بهسازی کرد. به‌این‌ترتیب، بهسازی به‌عنوان جزء لاینفک طراحی سازه‌ها در برابر زلزله درآمده و از این دیدگاه هم یک ضرورت تلقی می‌شود نه یکتفنن !

بهسازی، ضرورت زمان :

می‌دانیم که روزبه‌روز به حجم و عمر ساختمان‌ها (شامل پل‌ها و تمام تأسیسات زیربنایی) که از دیدگاه اقتصادی بسیار با ارزش‌اند و بخش عمده‌ای از ثروت ملی کشورها را تشکیل می‌دهند، افزوده می‌شود، ولی امکانات لازم برای جایگزینی آن‌ها به همان نسبت افزایش نمی‌یابد. با توجه به این واقعیت، عده‌ای معتقدند که باکم شدن آهنگ رشد جمعیت و میل کردن آن به سمت صفر در کشورهای توسعه‌یافته، آغاز قرن بیست و یکم با کاهش ساخت‌وساز و افزایش بهسازی آنچه فعلاً موجود است، همراه خواهد بود.

بهسازی و جلوگیری از آسیب‌های اجتماعی و بزهکاری پس از وقوع زلزله :

با بررسی دقیق آسیب‌های اجتماعی و بزهکاری جوانان پس از زلزله و ترسیم آن برای افراد جامعه می‌توان حس لزوم بهسازی را در آن‌ها تقویت نمود. نتایج تحقیقات انجام‌شده پس از زلزله بم نشان‌دهنده آن است که انطباق خوبی مابین اطلاعات کتابخانه‌ای و مشاهدات و برداشت‌های مربوطه در این زمینه وجود دارد. با توجه به اینکه تبعات پس از زلزله ناشی از آثار روحی روانی می‌تواند تا مدت‌ها جامعه را تحت تأثیر قرار دهد، ازاین‌رو می‌توان با انجام بهسازی آسیب‌های اجتماعی و بزهکاری جوانان پس از زلزله را تا حدود قابل‌توجهی در جامعه کاهش داد.

جلوگیری از اختلالات روانی و استرس در افراد بحران‌زده از طریق بهسازی و مدیریت قبل از بحران :

اگرچه تلاش متخصصان پزشکی درگذشته توانست انواع بیماری‌های فراگیر را ریشه‌کن کند و جان‌ده‌ها هزار انسان را نجات دهد، امروزه باید این انگیزه در جامعه مهندسی ایجاد شود تا با به‌کارگیری انواع روش‌های بهسازی بتوان علاوه بر نجات جان انسان‌ها، از طیف گسترده‌ای از مشکلات روحی روانی که پس از وقوع زلزله بروز می‌کنند جلوگیری نمود. سازندگی، آبادانی و بازگشت به

زندگی عادی از مهم‌ترین نیازهای یک جامعه زلزله‌زده می‌باشد. اما همان‌طور که مطالعات نشان می‌دهد، اختلالات روانی و استرس از انجام مطلوب این فعالیت‌ها جلوگیری می‌نماید.

حال که به‌ضرورت مقاوم‌سازی پرداخته شد این سؤال مطرح می‌شود که اساساً چه ساختمان‌هایی نیاز به مقاوم‌سازی دارند و مقاوم‌سازی وظیفه چه کسانی است؟

پاسخ به این سؤال از دو دیدگاه علمی و عملی قابل‌تأمل است. از دیدگاه علمی تمام ساختمان‌هایی که بر اساس اصول و ضوابط حال حاضر آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها اجرانشده‌اند نیاز به مقاوم‌سازی دارند، که خود دودسته‌اند:

آن‌هایی که قبل از تدوین آیین‌نامه‌های مربوط طراحی و اجراشده‌اند و در زمان اجرای آن‌ها آیین‌نامه‌ها و مقررات موردنیاز در کشور وجود نداشت.

آن‌های که در سال‌های اخیر ساخته‌شده‌اند اما متأسفانه به دلیل قصور کارفرمایان و عدم اطلاع آن‌ها از اصول ساخت‌وساز ، دست مهندسان متعهد را از کار کوتاه کرده (و می‌کنند) و به همین دلیل مسائل فنی لازم رعایت نمی‌شود و یا به دلیل عدم دسترسی به مصالح و دانش فنی مناسب (در روستاها و مناطق دورافتاده) امکان رعایت اصول فنی وجود ندارد. از دیدگاه عملی ، امکان مقاوم‌سازی تمام

این‌گونه ساختمان‌ها به لحاظ زمان، هزینه و راهکار اجرایی وجود ندارد، چراکه به‌این‌ترتیب تقریباً باید تمام کشور را دوباره ساخت. بنابراین باید مقاوم‌سازی را محدودتر کرد.در این رابطه جا دارد ساختمان‌ها را به چهار دسته تقسیم کنیم:

۱. ساختمان‌های حیاتی که به دلیل نوع کاربری و استفاده‌ای که دارند امکان انتقال تجهیزات را نداشته و از طرفی باید عملکرد خود را بعد از زلزله نیز حفظ کنند، مانند مراکز درمانی، ایستگاه‌های مخابراتی و تلویزیونی، مراکز امنیتی، پالایشگاه‌ها و.....
۲. ساختمان‌هایی که در حال حاضر شرایط خاصی ندارند اما بعد از زلزله به‌عنوان مراکز خدماتی و کمک‌رسانی موردنیاز می‌باشند و لازم است حتماً سرپا باشند مانند برخی سوله‌ها، مساجد، مدارس، مراکز مدیریت کلان، مراکز مدیریت بحران و.....
۳. ساختمان‌هایی که قبل و بعد از زلزله اهمیت خاصی ندارند ولی در صورت آسیب تلفات جانی زیادی در پی خواهد داشت، مانند مراکز عمومی، استادیوم، برج‌ها و.....
۴. ساختمان‌های معمولی که هیچ‌کدام از موارد فوق را شامل نمی‌شود، مانند منازل مسکونی، ساختمان‌های اداری و تجاری معمولی و...

اهمیت و نیاز مقاوم‌سازی از دیدگاه کلان به ترتیب از شماره یک آغاز و تا شماره چهار کاهش پیدا می‌کند .مقاوم‌سازی دسته یک و دو کاملاً به عهده و وظیفه دولت می‌باشد .دسته سوم بین دولت و کارفرمایان خصوصی(مردم) مشترک بوده و دسته چهارم کاملاً به عهده مردم می‌باشد.

نکته مهم در اینجاست که در مقاوم‌سازی دسته یک و دو تقریباً تأثیر مستقیم در کاهش تلفات زلزله نداشته و تنها مقاوم‌سازی دسته سه و چهار است که در کاهش مستقیم تلفات زلزله نقش دارند .اما بدیهی است که هزینه و زمان لازم برای مقاوم‌سازی دسته سه و چهار به‌قدری زیاد است که عملاً این امر را غیرممکن ساخته و به همین دلیل است که توجه دولت به دسته یک و دو و در موارد کمی به دسته سوم معطوف شده است. درنتیجه به اینجا می‌رسیم که در حال حاضر که دولت دست‌به‌کار مقاوم‌سازی شده است باید توجه خود را معطوف به ساختمان‌هایی بکند که یا در دسته یک هستند و یا در دسته دو، و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها و مراکز شخصی به عهده خود افراد است و دولت صرفاً می‌تواند تسهیلات و قوانین لازم را در اختیار قرار دهد.

روش و هزینه انجام مقاوم‌سازی:

در حال حاضر در کشور ما تنها مرجع مقاوم‌سازی دستورالعملی است که توسط سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با همکاری پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تحت عنوان دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تدوین‌شده است.

متأسفانه روش اجرای این دستورالعمل هنوز به‌طور کامل برای کارشناسانی که از آن استفاده می‌کنند مشخص نیست و هنوز مراکز مختلف در خصوص نحوه استفاده از آن توافق ندارند و متخصصان امر به سلیقه خود آن را اجرا می‌نمایند .هرچند سازمان مدیریت با برگزاری دوره‌هایی سعی دارد آموزش‌های لازم را به کارشناسان بدهد،ولی برای ساختمان‌های شخصی هنوز تجربه مقاوم‌سازی کاملی وجود ندارد. اگرچه مراجعه به مهندسانی که قبلاً این کار را در پروژه‌های دولتی انجام داده‌اند می‌تواند مفید باشد.

مراحل انجام مقاوم‌سازی به این صورت است:

۱. ابتدا بازرسی از ساختمان و ارزیابی اولیه و کیفی انجام می‌شود.
۲. بازرسی کامل و مطالعات کمی :در این مرحله احتمالاً انجام برخی آزمایشات یا کنده‌کاری‌ها در ساختمان ضروری است .در این مرحله نیاز یا عدم نیاز ساختمان به مقاوم‌سازی مشخص می‌شود.
۳. ارائه طرح مقاوم‌سازی :پس از انجام مطالعات کمی و در صورت نیاز، طرح مقاوم‌سازی ساختمان به‌صورت نقشه و دستور کار ارائه می‌شود.

اجرای طرح مقاوم‌سازی:

ممکن است در این مرحله برخی از قسمت‌های ساختمان به‌صورت موقت تخلیه شود. در ساختمان‌های شخصی بسته به نوع ساختمان و تعداد طبقات و ... ممکن است نیاز به تخلیه کامل ساختمان باشد.

هزینه انجام مقاوم‌سازی سه قسمت است:

۱. هزینه مراحل یک و دو فوق که تقریباً برابر هزینه طراحی مجدد ساختمان است.
۲. هزینه مرحله سوم بسته به نوع ساختمان و نوع مقاوم‌سازی موردنیاز متغیر است و ممکن است از یکت ا چند برابر هزینه طراحی ساختمان باشد.
۳. هزینه اجرا :کاملاً بستگی به طرح مقاوم‌سازی دارد ولی معمولاً هزینه این کار نسبت به همان مقدار عملیات اجرایی در ساختمان‌های در حال ساخت بیشتر است.

نتایج مقاوم‌سازی تا چه حد قابل‌اطمینان است؟

در اینجا نکته‌ای وجود دارد که شاه‌کلید بسیاری از مشکلات ساختمان‌سازی کشور ما است .به‌طورکلی از دیدگاه کارشناسی در سطح بالایی می‌توان به نتایج کار مقاوم‌سازی اطمینان داشت، مخصوصاً در ساختمان‌های معمولی، چراکه هدف از مقا و م سازی در این‌گونه ساختمان‌ها صرفاً ایمنی جانی است و دستیابی به این هدف بسیار سهل‌تر از دستیابی به اهداف مقاوم‌سازی در ساختمانی مانند مخابرات است که در آن تمام دستگاه‌ها و سیستم‌های پیشرفته و حساس نیز باید در حین و بعد از زلزله به کار خود ادامه دهند.

سؤالی که در اینجا مطرح می‌شود این است که چرا باوجوداینکه مهندسان و پیمانکاران و کارفرمایان تغییری نمی‌کنند، طراحی و اجرای ساختمان‌ها معمولاً غیر ایمن است اما به مقاوم‌سازی می‌توان تا حد زیادی مطمئن بود؟ پاسخ در اینجاست که به دلیل علمی بودن و تخصصی بودن و از همه مهم‌تر جدید بودن بحث مقاوم‌سازی، کارفرمایان و پیمانکاران هیچ‌گونه ادعایی مبنی بر مهارت تجربی در این زمینه ندارند و کار در دست مهندسان واقعی است و علاوه بر آن کارفرمایانی به مقاوم‌سازی دست می‌زنند که حساسیت خاصی به این موضوعات قائل هستند و این باعث می‌شود مهندسان راحت‌تر کار خود را انجام دهند. درحالی‌که در

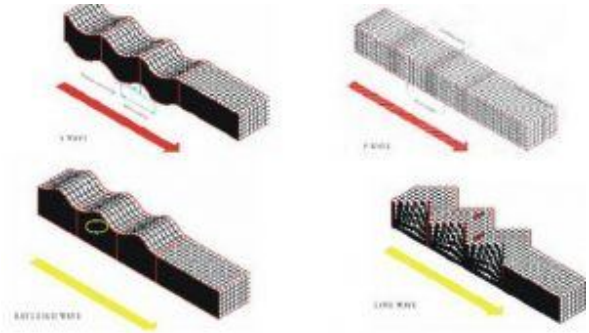
ساختمان‌سازی که آن‌هم کاری بسیار علمی و دقیق است، متأسفانه به‌غیراز مهندسان، همه مدعی هستند و حاصل کار را می‌بینیم.
طرح‌های مقاوم‌سازی دولتی چه نتایجی در بردارد؟
همان‌طور که پیش‌تر نیز به آن اشاره شد، طرح‌های مقاوم‌سازی دولتی هیچ تأثیری در کاهش خسارات و تلفات زلزله ندارد و تنها دو نتیجه عمده را در بر خواهند داشت :اول افزایش قدرت رویارویی با بحران‌های پس از زلزله و دوم کاهش خسارات مالی به بدن ه دولت .البته تعدادی پروژه‌های مقابله با زلزله در بخش شریان‌های حیاتی در دست انجام است که انجام دادن و به ثمر نشستن آن پروژه‌ها می‌تواند تا حدودی به کاهش تلفات جانی و خطرات زلزله منجر شود. در خصوص طرح‌های مقاوم‌سازی دولت باید گفت که انتخاب ساختمان‌هایی که باید مقاوم‌سازی شوند بر اساس یک طرح جامع انجام‌شده و می‌شود که این طرح از دیدگاه‌های مدیریت بحران وامداد و نجات بسیار ناقص و معیوب است .به‌طوری‌که در عمل گاهی شاهد مقاوم‌سازی ساختمان‌هایی هستیم که به نظر نمی‌رسد در یک طرح جامع و هدفمند نیازی به مقاوم‌سازی داشته باشند. نکته‌ای که بار دیگر نیاز به آن اشاره دارد این است که دولت در حالی دست به مقاوم‌سازی و صرف بودجه‌های زیادی در این زمینه می‌زند که مشکل اساسی شهرهایی مانند تهران آمار بالای تلفات و خسارات در صورت وقوع زلزله است و با این روش‌ها نمی‌توان آمار تلفات را کاهش داد. بهتر است هم‌زمان و به‌صورت موازی بودجه‌هایی اختصاص داده شوند که بتوانند درزمینهٔ کاهش خسارات جانی نیز مثمر ثمر واقع شوند .البته این بودجه‌ها باید فراتر از پخش چند برنامه کوتاه تلویزیونی و چ اپ چند پوستر و کتاب باشد.

نتیجه‌گیری:

ازآنچه گذشت نتیجه می‌شود که به دلایل مختلف، ترمیم، تعمیر و تقویت سازه‌ها ضرورت می‌یابد و به کمک این عملیات می‌توان از سرعت پیر شدن سازه‌ها کاسته، از تنزل حاشیه ایمنی و قابلیت بهره‌برداری آن‌ها جلوگیری نمود و عمر مفیدشان را افزایش داد .
اما باید توجه داشت علیرغم اینکه این عملیات کارساز بوده و از طریق انجام آن‌ها افزایش حاشیه ایمنی و تقلیل سرعت پیر و کهنه شدن ساختمان میسر است، ولی به‌طورکلی، عملیات‌ترمیم، تعمیر و تقویت و بازسازی عمدتاً جنبه زد و خوردی دارد و معمولاً بسیار د ست و پاگیر، طولانی و پرخرج است و با توجه به اینکه عملیات به عوامل متعددی بستگی دارد، که برخی از عوامل مزبور تا قبل از شروع عملیات اجرایی قابل حدس و شناسایی نیستند، اغلب نمی‌توان پیشاپیش مدت‌زمان لازم برای انجام عملیات و هزینه مربوطه را به‌درستی برآورد نمود . مجموعه این نکات منفی ایجاب می‌نماید که برخورد با عمیات بهسازی، بااحتیاط انجام گیرد و سعی گردد نیاز به عملیات‌ترمیم، تعمیر و تقویت سازه ساختمان‌ها به حداقل رسانده شود. برای این منظور باید از لحظه شروع طراحی مسائله کهنه شدن ساختمان مدنظر باشد.
توجه به زلزله‌خیز بودن کشور عزیزمان و قرارگیری آن در پهنه با خطر نسبی لرزهای بالا، مسائل مربوط به برقراری ایمنی و امنیت در هنگام حوادث طبیعی چون زلزله، را بسیار مهم می‌نماید. در شرایط بحرانی عملکرد ایمن شریان‌های اصلی به‌منظور ایجاد سهولت در کمک‌رسانی وامداد و نیز سرعت عمل بخشیدن به تثبیت اوضاع مخدوش، عامل حیاتی است که نقشی تعیین‌کننده در کاهش آمار تلفات دارد. گذرهای اصلی که مراکز مهم اداری، سیاسی، تجاری و محل‌های مسکونی را به یکدیگر مرتبط می‌کنند، جزء شریان‌های حیاتی محسوب می‌شوند و در این بین پل‌های ساخته‌شده در مسیر این گذرها مخصوصاً پل‌های ساخته‌شده روی رودخانه از اهمیت بالاتری برخوردار هستند. بنابر گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، پل‌ها را می‌توان جزء ساختمان‌های بااهمیت خیلی زیاد قلمداد کرد که شامل سازه‌هایی هستند که قابل‌استفاده بودن آن‌ها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آن‌ها به‌طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود.

زلزله:

زلزله درواقع پدیده‌ای است که در اثر آزاد شدن ناگهانی انرژی ذخیره‌شده در سنگ‌های پوسته جامد زمین رخ می‌دهد. این انرژی ناشی از حرکت پوسته زمین نسبت به لایه‌های مجاور می‌باشد. این انرژی به‌صورت امواجی از میان لایه‌های زمین عبور کرده و سبب لرزش زمین می‌گردد.



شکل شماره یک: دیاگرام شماتیکه از انواع مختلف امواج ایجاد شده در یک زلزله

انواع خرابی پل‌ها در اثر زلزله:

اعم آسیب‌ها دیده‌شده در پل‌ها تحت زلزله عبارت‌اند از:

خرابی پل در اثر گسیختگی گسل یا روانگرایی خاک

خرابی نشیمن و انحراف رو سازه در هر دو امتداد طولی و عرضی

فروریزی و کج شدگی پایه‌های پل به علت خرابی برشی

فروریزی دهانه‌های پل به خاطر لغزش از نشیمن

خرابی دیواره پشتیبان کوله.

خرابی المان‌های سازهای پل‌ها ناشی از زلزله

ستون‌ها:

ماهیت ترد و ناگهانی شکست برشی باعث شده است در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله یکی از مهم‌ترین الزامات، به‌کارگیری تدابیری برای دوری از انهدام برشی ستون‌ها باشد. ازآنجاکه شکست برشی ستون همراه با ایجاد ترک‌های مورب در کل ارتفاع ستون خواهد بود لذا در مقاوم‌سازی ستون‌های بتن در برابر برش لازم است کل ارتفاع ستون مقاوم‌سازی گردد. ستون‌های بتن‌آرمه به دلایل مختلفی ممکن است در اثر برش آسیب‌پذیر باشند، مهم‌ترین این علت‌ها عبارت‌اند از: ناکافی بودن خاموتها، کوتاه بودن ستون‌ها، کمتر بودن ظرفیت برشی اولیه مقطع از نیروی برشی وارد بر آن در هنگام زلزله و نهایتاً کاهش ظرفیت برشی مقطع در هنگام زلزله می‌شود.

تیرها:

سابق بر این توجه کمتری به تیرها به نسبت ستون‌ها در طرح‌های لرزه‌ای و ارزیابی‌ها می‌شد. در بسیاری از پل‌ها تیرهای عرضی قوی‌تر از ستون‌ها هستند به خاطر بارهای وزنی و عمل کامپوزیتی که بارو سازه دارند. همچنین در بسیاری از پل‌ها، نتیجه‌ی شکست تیر پل‌ها بسیار کمتر از نتیجه‌ی شکست ستون پل‌ها می‌باشد.

در پل‌های با تیر کنسولی، (*outriggers*) به‌هرحال تیرها می‌توانند اعضای بحرانی پایه‌ها باشند و در معرض بارگذاری باشند که شاید منجر به شکست شود.

شیوه‌های نوین مقاوم‌سازی پل‌ها

جداگرها:

جداگرها به‌منظور جداسازی سازه از حرکات شدید زمین هنگام زلزله بکار می‌روند. برخلاف ساختمان که جداسازی آن غالباً از روی فونداسیون انجام می‌پذیرد، در پل‌ها این جداسازی مابین رو سازه و زیر سازه اعمال می‌گردد. علت این امر نیروی اینرسی بسیار زیاد قسمت رو سازه (که شامل وزن عرشه می‌شود) و همچنین سهولت اجرای آن می‌باشد. به‌طورکلی این جداگرها در پل‌ها به دو صورت الاستومتریک (لاستیکی) و اصطکاکی بکار گرفته می‌شوند. این جداگرها به سبب سختی اندک وقتی زیر رو سازه تعبیه

می‌گردند موجب افزایش پرویود ارتعاش آزاد کل پل گشته و انتظار می‌رود که این امر باعث کاهش نیروی زلزله وارد به سازه گردد. که معمولاً با توجه به طیف پاسخ تغییر مکان این کاهش نیرو با افزایش تغییر مکان رو سازه پل همراه است.

جداگر لاستیکی:

این جداگرهای از دهه هفتاد میلادی در سازه‌ها بکار گرفته‌شده‌اند در پل‌ها، به‌عنوان یک دستگاه تکیه‌گاهی (که در ایران نئوپرن نامیده می‌شود) اکثراً بکار گرفته می‌شوند. لیکن به‌عنوان یک جداگر در تحلیل سازه پل بکار گرفته نمی‌شود. این دستگاه تکیه‌گاهی از لاستیک طبیعی یا مصنوعی (نئوپرن) و به‌صورت ساده و یا مسلح به ورق‌های فولادی (به‌صورت لایه‌لایه) ساخته می‌شوند. نوع جداگر لرزهای آن معمولاً نئوپرن مسلح می‌باشد که لایه‌های فولادی باعث افزایش سختی جداگرها در جهت قائم شده لیکن در جهت افقی سختی آن کماکان همان سختی برسی لاستیک که ده‌ها برابر کمتر از سختی قائم می‌باشد. این جداگرها عمدتاً از افزایش پریود سازه در کاهش نیروی زلزله بهره می‌برد و میرایی ویسکوز بحرانی آن حدود ۳٪ می‌باشد. نیروی بازگرداننده در سیستم به‌صورت طبیعی وجود دارد که همان قابلیت ارتجاعی لاستیک می‌باشد. نقطه‌ضعف این جداگرها در مقدار جابجایی بالای آن می‌باشد. این نئوپرنها در تحت زلزله حدوداً باید تا ۳ برابر ضخامت خود را در جابه‌جایی جانبی تحمل کنند و پایدار بمانند.

جداگرهای اصطکاکی:

می‌توان گفت این جداگرها از قدیمی‌ترین روش‌های جداسازی است. زیرا که صدها سال پیش بشر کشف‌شده بود که اگر زیر یک ساختمان را با شن گرد پر کند در زلزله روی آن می‌لغزد و می‌تواند پایدار بماند. امروزه جداسازی توسط صفحات فولادی پولیش شده که آغشته به ماده تفلون شده‌اند انجام می‌پذیرد.

میراگرها

در اثر اعمال بارهای دینامیکی تغیر مکان حاصله همراه با سرعت و شتاب خواهد بود. جهت مقابله با شتاب وارده نیرویی به‌عنوان نیروی لختی در اثر جرم آن و جهت مقابله با سرعت نیرویی به نام میرایی در اثر اصطکاک بین ذرات و لقی اتصالات و غیره به وجود می‌آید و باعث تلف شدن مقداری انرژی می‌شود به این پدیده در اصطلاح میرایی میگویند. با تعبیر میراگر (دمپر) می‌توان اثر تخریب دینامیکی و انتقال جانبی سازه را به حداقل رساند.

بهسازی لرزه ای با استفاده از فوم پلیاستایرن *EPS*:

خاصیت مهم فوم پلیاستایرن فراوانی، ضربه‌گیری و افزایش مقاومت فشاری پس از تغییر شکل آن می‌باشد. محل نصب این مواد حدفاصل دیوار گوشوارهای کناری در جهت عرضی و بین عرشه و کوله در جهت طولی می‌باشد.

شکل شماره ۱: مقاوم‌سازی ستون و عرشه با *EPS*

پوشش‌های *FRP* عمدتاً برای بهسازی رفتار سازهای موجود یا تعمیر خرابی‌های ایجادشده در اثر خستگی، خوردگی، فرسودگی و ... در سازه‌های موجود به کار می‌روند. این پوشش به وجه خارجی عضو بتن می‌چسبند. نسبت وزن به مقامت این مواد ۵۰ برابر بتن و ۱۸ برابر فولاد می‌باشد. انواع کامپوزیت‌های پلیمری *FRP* متداول در مهندسی عمران عبارت‌اند از الیاف کربن *CFRP*، الیاف شیشه *GFRP* ،و الیاف آرامید. از محاسن کامپوزیت‌های پلیمری *FRP* می‌توان به وزن کم، انعطاف‌پذیری بالا، راحتی در

جابه‌جایی، سرعت عمل بالا، برشکاری در قطعات دلخواه، سادگی اجرا و امکان تقویت به‌صورت خارجی و از معایب آن نیز می‌توان به آسیب‌پذیری در مقابل آتش‌سوزی و کم‌تجربگی مشاوران و پیمانکاران اشاره نمود .

شکل شماره چهار: سنزاهای بکه پل قبل و بعد از مقاوم‌سازی با حلاکت FRP

در اعضای تخت مانند دال‌ها و تیرها صفحات پیش‌ساخته کامپوزیت FRP با عرض ۵ تا ۱۵ سانتیمتر بر روی سطح تمیز شده عضو، سطح بتن با ماسه و با فشار هوا تمیز می‌شود و با استفاده از چسبانده می‌شوند.
در اعضای عمودی مانند ستون‌ها برای تقویت از صفحات پیش‌ساخته که در آن‌ها الیاف به‌صورت حلقه‌ای قرار دارند استفاده می‌شود. پس از آماده‌سازی سطح عضو بتنی با لایه چسب روی آن را می‌پوشاند و صفحه موردنظر ر راستای مشخص روی عضو چسبانده می‌شوند.

مقاوم‌سازی با ورق‌های مسلح به پلیمر:*SRP*

این تکنیک شامل سیم‌های شکل داده‌شده فولادی با مقاومت بالای مشبک محاط شده در رزین‌های پلیمری می‌باشد. سیستم SRP به‌راحتی قابل‌نصب است و نصب آن شباهت بسیاری به روش‌های مقاوم‌سازی سنتی فیبرهای مسلح با پلیمر FRP می‌باشد. به علت مستحکم بودن، عدم چسبندگی، اجرا سریع دوام بالا از این کامپوزیت استفاده می‌شود. یک اشکال کامپوزیت $CFRP$مربوط به هزینه آن‌هاست که انگیزه گسترش سیستم‌های کامپوزیتی دیگر با استحکام برابر و هزینه کمتر را شکل می‌دهد.

شکل شماره پنج: نصب کامپوزیت‌های SPR برای مقاوم‌سازی تیر پل‌ها

نتیجه‌گیری:

زلزله یکی از زیان بارزترین بلایای طبیعی است که آثار تخریب آن تا سال‌های متمادی برجای می‌ماند. با توجه به زلزله‌خیز بودن کشور عزیزمان لازم است اقدامات لازم جهت مقاوم‌سازی پل‌ها در برابر زلزله صورت گیرد. استفاده از بتن، فولاد و مواد کامپوزیتی جهت تقویت اعضا بروش سنتی جوابگوی نیروی زلزله نیست و یا هزینه زیادی می‌طلبند و یا به سبب موقعیت خاص پل قابل‌اجرا نیستند. در این پژوهش به این نتیجه رسیده شد که استفاده از انواع جداگرها، میراگرها، فوم پلیاستایرن و ... می‌تواند گزینه‌های بعدی باشند. استفاده از سیستم‌های جداساز و تلف کننده انرژی در پل‌ها باعث تمرکز خسارت ناشی از زلزله در محل سیستم‌های تکیه‌گاهی می‌شود و پایه‌ها و کوله‌ها در مقابل خسارات سازه‌ای محافظت می‌شوند.
یکی از قدیمی‌ترین و رایج‌ترین انواع ساختمان ها در جهان، ساختمان‌های بنایی می‌باشند لذا مقاوم سازی ساختمان بنایی از اهمیت بسیار ویژه ای برخوردار است. به‌طوری‌که بیش از ۳۰ درصد جمعیت جهان در ساختمان‌های مصالح بنایی ساکن هستند. علاوه بر این در کشور ما نیز استفاده از مصالح بنایی غالباً (به‌ویژه نوع آجری آن برای ساخت واحدهای مسکونی یک یا چندطبقه و یا واحدهای تجاری و تولیدی ، مدارس و بیمارستان‌های شهرهای متوسط، کوچک، بخش‌ها و روستاها متداول است. طبق

آمار ارائه‌شده توسط مرکز آمار ایـران، در سـال ۱۳۸۸، ۷۸ درصـد ساختمان‌های کشـور (به‌جز شـهر تهران) از آجر ساخته‌شده‌اند که عمدتاً دارای دیوارهای آجری باربر و سقف‌های طاق ضربی می‌باشند، علت اصـلی ایـن کـاربرد وسـیع، آسـان بودن تولید آجر، حمل‌ونقل متداول، پایین بودن هزینه‌ها، عدم نیاز به فنّاوری برتر در مراحل ساخت‌وساز، و همچنـین تصـور عمـومی و کلی مبنی بر عدم نیاز به تخصص ویژه در همه مراحل فوق را می‌توان نام برد. نکته‌ای که باید در مورد ساختمان‌های بنایی بـه آن اشـاره کـرد این است که در احداث این‌گونه ساختمان‌ها در کشور، ضوابط و دستورالعمل‌های مربوط به فرآینـد ساخت‌وساز، چنـدان موردتوجه قـرار نگرفتـه است و ساختمان‌های موجود بنایی اکثراً در برابر زلزلـه آسیب پذیرند.

روش های مقاوم سازی ساختمان بنایی

ساختمان‌های مصالح بنایی غیرمسلح ساختمان‌هایی هستند که به‌جز دیوارهای سازه‌ای (برشی) مصالح بنایی فاقد سیستم سازه ای مشخصی می‌باشند. به سخن دیگر، در ساختمان‌های بنایی، دیوارهای برشی بنایی وظیفه تحمل هر دو نوع بار ثقلی و جانبی ~~زلزله~~ را بر عهده دارند. لذا در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای تأمین نیاز مقاومت برشی ساختمان های بنایی غیرمسلح در هر جهت، از مفهوم حداقل دیوار نسبی سازه‌ای استفاده‌شده است. بدین معنی که در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان بنایی (با کلاف و بی کلاف)، مقدار دیوار نسبی نباید از مقادیر مندرج در این استاندارد کمتر باشد.

ساختمان‌های مصالح بنایی، بناهای حجیمی هستند که با مصالح سنگین ساخته‌شده‌اند و نیروی چسبندگی بین مصالح و فرم‌های سازه ای خاص وظیفه انتقال نیروها و درنهایت پایداری و عملکرد یکپارچه بنا را بر عهده دارند. مصالح ملات و آجر در برابر نیروهای فشاری عملکرد بسیار خوبی دارند ولی در برابر نیروهای جانبی و کششی مقاومت زیادی نداشته و پس از رسیدن به حداکثر توان خود به‌یک‌باره خرد می‌شوند. به‌عبارت‌دیگر فاقد خاصیت پلاستیک و شکل‌پذیری هستند.

ساختمان‌هایی که با آجر،سنگ و یا بلوک سیمانی ساخته‌شده‌اند و در آن تمام یا قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنایی تحمل می شود در ردیف ساختمان‌های با مصالح بنایی محسوب می‌شود. پس از ورود آهن به بازار ایران ساختمان‌های خشتی و گلی جای خود را به ساختمان‌های بنایی بدون کلاف دادند پس از انتشار آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ ساخت ساختمان‌های بنایی کلاف دار رواج پیدا کرد. مشاهدات بعد از وقوع زلزله ناشی از این است، ساختمانهایی که ساخت آن‌ها منطبق با آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران بوده همچنان سرپا برجا هستند و برخی هیچ‌گونه آسیبی ندیده‌اند پابرجائی ساختمان‌ها و عدم ریزش سقف‌ها و دیوارها ازاین‌جهت قابل‌بحث می‌باشند که باعث ایجاد فرصت فرار و عدم خسارت‌های جانی در زلزله می‌شود که ایمنی را با خود به همراه می‌آورد. هرچند که در حال حاضر احداث ساختمان‌های دارای اسکلت فلزی و بتنی رو به افزایش است، اما هنوز هم اکثریت ساختمان‌های موجود در کشور از نوع ساختمان‌های بنایی می‌باشند. ازآنجاکه راه‌حل جلوگیری از چنین خسارت‌هایی، مقاوم‌سازی ساختمان های موجود است، لزوم بررسی در مورد شیوه‌های مختلف بهسازی و مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی موجود به‌شدت احساس می‌شود. شناخت دقیق انواع آسیب‌های وارده به ساختمان و یافتن روش‌های مناسب مقاوم‌سازی با تقویت قسمت‌های اصلی و باربر ساختمان و افزودن عناصر باربر اضافی و نوع سازه بنایی می‌تواند راهی برای دسترسی به ایمنی بالاتر در مقابل زلزله باشد.

ساختمان‌های مصالح بنایی

منظور از ساختمان‌های مصالح بنایی ساختمان‌هایی هستند که با آجر،بلوک سیمانی یا سنگ یا خشت ساخته می‌شوند و در آن‌ها تمام یا قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارها با مصالح بنایی تحمل می‌گردد.ساختمان‌های بنایی را می‌توان به دودسته ساختمان‌های بنایی کلاف بندی شده و ساختمان‌های بدون کلاف بندی تقسیم کرد.

رفتار کلی ساختمان های بنایی در برابر نیروها

رفتار ساختمان‌های بنایی به عواملی مانند نیروی چسبندگی مصالح ساختمانی بستگی دارد که باعث پیچیدگی در بررسی رفتار سازه بنایی شده است.

ازآنجاکه مصالح آجر و ملات به شدت ترد هستند هنگامی که تحت اثر نیرو قرار می‌گیرند پس از رسیدن به حداکثر مقاومت خود، یک‌باره دچار شکست شده و خرد می‌شوند، برخلاف بتن مسلح و فولاد که پس از رسیدن به حداکثر مقاومت خود وارد مرحله الاستو پلاستیک و سپس پلاستیک شده و تغییر شکل‌های قابل توجهی خواهند داد.
درنتیجه ضعف اساسی ساختمان‌های آجری در مقابل زلزله، کمبود مقاومت نیست، بلکه کمبود نرمی (شکل‌پذیری) است میزان خسارت سازه‌های نرم تا حدودی تابع بزرگی زلزله است و در زلزله‌ای بسیار مخرب با بزرگی بیش از۷ ، در ناحیهٔ مرکزی زلزله بیشترین آسیب مشاهده می‌شود و از مرکز که دور می‌شویم به‌تدریج از شدت آسیب کاسته می‌شود.

مقاوم‌سازی ساختمان های بنایی

عوامل مؤثر در تخریب ساختمان‌ها با مصالح بنایی به موارد زیر دسته بندی می شوند:

- استفاده از آجرهای بی کفیت
- استفاده از ملات سست و ضعیف
- بی‌نظمی در پلان در جهت عمودی
- ضعف دیوارهای باربر
- کمبود المان‌های عمودی محدود کننده
- وجود کنسول و بالکن نامناسب

خسارات مشاهده شده در ساختمان‌های بنایی

از جمله خسارت ها و خرابی هایی که در ساختمان های بنایی مشاهده شده است می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ایجاد ترک و جدا شدن دیوارها از یکدیگر
- فروریختن خارج از صفحه دیوارها
- ایجاد ترک‌های مورب کششی در کنار بازشوها
- فروریختن دیوارهای باربر و سقف‌ها
- از بین رفتن انسجام سقف و فروریزش آجرهای طاق ضربی
- خسارت در گوشه ساختمان و فروریختگی جزئی

روش‌ها مقاوم سازی ساختمان‌های بنایی

۱. یکپارچه ساختن سقف

سقف طاق ضربی باید منسجم و در صورت نیاز صلب گردد. در سقف های طاق ضربی برای ایجاد انسجام و یکپارچگی از روش های زیر استفاده می شود:
۱,۱ ابتدا خاک، سنگ و نخاله روی آجرها را برداشته و مطابق شکل میلگردهایی را به تیرها جوش می دهند. سپس روی سقف بتن ریزی شده تا پوششی به ضخامت حداقل ۵ سانتی متر روی تیرها ایجاد شود.
در مواردی که استفاده از روش فوق میسر و اقتصادی نباشد می توان از روشهای دیگر استفاده نمود، البته درجه صلبیت به اندازه روش گفته شده در بالا افزایش نمی یابد.
۱,۲ اندود سقف را از داخل هر اتاق به صورت ضربدری برداشته می شود و یک جفت میلگرد نمره ۸ یا تسمه را مطابق با شکل، به زیر تیر آهن ها جوش داده می شود.
۱,۳ روی دیوارهای باربر، فاصله بین تیرها را تمیز کرده پس از جوش دادن سه میلگرد نمره ۱۸ به تیرها روی آنها بتن ریزی به گونه ای انجام می شود که کلاف افقی به ارتفاع حداقل ۲۵سانتی متر ایجاد شود.

۲. روش و تکنیک مقاوم سازی با FRP

تکنیک پایه مقاوم سازی با FRP که در طیف گسترده ای به کار می رود، شامل روش چسباندن نوارهای تولید شده پیش ساخته است. نکته ای که در اینجا وجود دارد این است که در راستای نوارهای FRP و یا الیافی که به کمک رزین اپوکسی در محل به کامپوزیت FRP تبدیل می شوند، باید تا حدی که امکان اجرایی وجود دارد، در جهت محور اصلی تنشهای کششی عضو باشد.

۲,۱ تقویت دیوارهای آجری بدون اعضای بتنی یا فولادی محیطی

الف: تقویت برشی

دیوارهایی که نسبت بعدی (ارتفاع به طول) کمی دارند دچار شکست برشی شده و ترک های قطری در آنها ظاهر می شوند. مود شکست در این حالت به صورت ترد در دیوار رخ می دهد.

برای جبران ضعف برشی دیوار، صفحات FRP در راستای طول دیوار و به صورت افقی در دو وجه دیوار نصب می گردد. نحوه عملکرد FRP بدین صورت می باشد که پس از ایجاد ترک های برشی در دیوار، کرنش در FRP در آن منطقه افزایش یافته و نیروها به FRP منتقل می گردد. نتایج نشان میدهد تقویت برشی دیوار با FRP سبب افزایش مقاومت و شکل پذیری دیوار می گردد.

ب: تقویت خمشی

برای جبران ضعف خمشی دیوار، صفحات FRP در راستای ارتفاع و به صورت قائم در دو طرف نصب می گردد.

در صورتی که کامپوزیت FRP به منظور افزایش مقاومت خمشی بر روی دیوار به صورت ارتفاعی استفاده شود، لازم است که انتهای آن به نحو مناسبی در پای دیوار مهار گردد تا نیروهای درون این صفحات به تکیه گاه پای دیوار انتقال یابد. برای مهار انتهای صفحات خمشی می توان از مقطع نبشی فولادی در مجاورت تکیه گاه دیوار که بر آن پیچ می گردد و یا از صفحه برشی FRP عمود بر لایه FRP خمشی در انتهای لایه استفاده نمود.

در صورتیکه از هر دو تقویت خمشی و برشی به صورت قرارگیری الیاف به طور افقی و عمودی بر روی دیوار به صورت توام استفاده گردد افزایش سختی، مقاومت و شکل پذیری بیشتر از حالتهای قبل است. در این سیستم قرارگیری الیاف به صورت افقی خود مهار کننده الیاف خمشی می باشند.

۳. تعبیه میلگرد در دیوار و روکش بتنی

یکی از روشهای موثر تقویت ساختمانهای موجود ایجاد روکش بتنی روی دیوارهاست. در این روش شبکه ای از میلگردهای افقی و قائم روی دیوار نصب می شود و سپس بر روی آن بتن می پاشند.

استفاده از روکش بتنی برای سازه های بتنی و آجری نتایج مفیدی دربرداشته و تجربه نشان م یدهد که بتن پاشیده شده به خوبی درزها را پر کرده، اتصال مناسبی را فراهم می آورد. در این روش سطوح آجری کاملاً تمیز می شوند و برای ایجاد چسبندگی بیشتر سطوح صاف زخمی می گردند. قبل از پاشیدن بتن، زیرکار را کمی تر می کنند اما نه چندان که بتن فرو ریزد.

همچنین قبل از شروع، قسمتهایی از زیرکار را که خرد شده یا سست است تراشیده و عمل پاشش در چند لایه صورت می گیرد تا گودشدگی به حداقل برسد و در نقاطی که پاشش خوب انجام نشده و به عوارضی همچون گودشدگی، برآمدگی و یا پوسته شدن، انجامیده است بتن تراشیده، دوباره پاشیده می شود.

با ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی یا درونی دیوارهای آجری می توان مقاومت لرزه ای ساختمان را به طور چشمگیری افزایش داد، آنگاه این دیوارهای آجری- بتنی می توانند مانند دیوارهای برشی بتنی نیروی جانبی زلزله را بگیرند.

برای ایجاد روکش بتنی باید در دیوار شیارهای قائم ایجاد کرد تا پس از پاشیدن بتن این شیارها همچون کلاف قائم عمل کرده و علاوه بر تقویت مقاومت خمشی دیوار، روکش بتنی و دیوار آجری را به طور مناسبی با هم یکپارچه کنند.

استفاده از میلگرد ها در مرحله خطی اثری در افزایش مقاومت و سختی ندارد و میلگرد ها باعث افزایش مقاومت وسختی در مرحله پلاستیک می شوند و این افزایش تا مرحله جاری شدن میلگردها ادامه می یابد و پس از آن افت نمودار اتفاق می افتد. با افزایش

حجم میلگرد نیز سختی و مقاومت دیوار در مرحله خطی تغییر نمی کند. ولی در مرحله پلاستیک باعث افزایش سختی ومقاومت نسبت به حالت های قبلی می شود و این افزایش تا مرحله جاری شدن میلگردها ادامه می یابد ولی پس از آن افت می کند. با مقایسه الگوی گسترش در دیوار های بدون تقویت و تقویت شده می توان به این نتیجه رسید که شکست غالب، شکست برشی است. اما استفاده ازمیلگردها باعث پراکندگی ترک ها شده و از تخریب زود هنگام دیوار جلوگیری می کنند.

فاصله کلاف های قائم S می تواند بین ۲ تا ۲,۵ متر باشد. در کنار بازشوها حتما باید کلاف قائم قرار گیرد. ایجاد کلاف افقی گرچه می تواند عملکرد روکش را بهبود بخشد اما به سبب آنکه بارهای قائم به دیوار آجری وارد می شوند، کندن شیار افقی می تواند خطرناک باشد و لذا استفاده از کلافهای افقی ایجاد شده با روکش بتنی توصیه نمی شود.

در موردی که ایجاد روکش در سطوح بیرونی ممکن نباشد باید سطوح داخلی را روکش کرد. باید توجه داشت که در محل اتصال دیوار به سقف، روکش قطع می شود و در نتیجه نیروهای خمشی وارد به روکش در طبقه بالا به طبقه پایین منتقل نمی شوند.

۴. استقرار دیوارهای جدید

در حین زلزله، ساختمانهای نامتقارن در معرض اثرات پیچش واقع می شوند. با جداسازی قسمتهایی از ساختمان می توان مرکز جرم را بر مرکز سختی منطبق نمود که در این صورت پیچش در ساختمان اتفاق نمی افتد. همچنین با ایجاد دیوارهای جدید (مصالح بنایی) می توان واحدهایی را به طور اختصاصی قرینه نمود.

ضمناً استقرار دیوارهای متقاطع، قدرت باربری بیشتری برای دیوارهای طویل ساختمانهایی نظیرخوابگاهها، مدارس و غیره فراهم می نماید. تنها باید دقت شود که تغییرات معماری بوجود آمده باعث از بین رفتن کاربری های مدنظر نگردد.

مساله اصلی در این چنین اصلاحاتی، ایجاد گیرداری بین دیوارهای جدید و قدیم می باشد. عموماً با استفاده از کلیدهای فولادی و بتنی تعبیه شده در دیوارهای قدیمی این گیرداری تامین می شود.

در استقرار دیوارهای جدید باید به یک نکته توجه داشت که دیوار جدید باید در طول مدت بهره برداری ساختمان مستقر بوده و هیچگاه برداشته نشود. بنابراین در مقاوم سازی ساختمانهایی که امکان تغییر کاربری دارند باید همواره به این نکته توجه نمود که پس از تغییرات کاربری دیوارهای جدید از معماری ساختمان حذف نشود.

در بسیاری از مناطق زلزله خیز جهان از جمله ایران تعداد زیادی از ساختمان های بنایی وجود دارند که بسیاری از آن ها برای بار های لرزه ای طراحی نشده اند. زلزله های اخیر نشان داده است که این ساختمان ها در برابر بارهای لرزه ای آسیب پذیر بوده و نیاز به مقاوم سازی دارند. بر پایه تحقیقات به عمل آمده بیش از ۷۰ درصد از سازه های موجود در سرتاسر جهان ساختمان های بنایی هستند. زلزله های قوی و متوسط می توانند صدمات و خسارت جبران ناپذیری را بر این گونه سازه ها وارد نمایند که بخش عمده ی این خسارات برای سازه های بنایی است. بنابراین بررسی آسیب پذیری و مقاوم سازی ساختمان این نوع بنا ها تحت اثر زلزله دارای اهمیت خاصی می باشد .همچنین اغلب سازه هایی که دارای اهمیت تاریخی می باشند، با استفاده از مصالح بنایی ساخته شده اند.

از طرفی با توجه به اینکه خرابی و جایگزینی این ساختمان ها به دلایل بسیاری امکان پذیری نیست احتیاج به روش های مقاوم سازی ساختمان های غیر مسلح بیشتر احساس می شود. روش های متعارف مقاوم سازی متفاوتی موجود است که هر کدام از این روش ها بر پایه افزایش مقاومت و یا شکل پذیری دیوارهای غیر مسلح بنایی استوار است. به منظور بهسازی سازه های بنایی در استاندارد ACI 440.7R-10 پیشنهادهایی ارائه شده است.

وزن زیاد، ضعف مقاومتی ملات، کمبود نسبی دیوارهای بنایی (تراکم کم) و وجود بازشوهای بزرگ باعث ضعف مقاومتی ساختمان شده و ساختمان با وجود انسجام کافی ممکن است قابلیت عملکردی مورد نظر را نداشته باشد.

سازه های بنایی به دو دسته بنایی مسلح و بنایی غیر مسلح تقسیم می شوند. سازه های بنایی مسلح سازه هایی هستند که

محاسبات سازه ای برای آن ها به طور کامل انجام شده است و سازه های بنایی غیر مسلح سازه هایی هستند که محاسبات سازه ای برای آنها در نظر گرفته نشده اما المان ها و اجزایی برای مهار بار جانبی در آن تعبیه شده است.
ساختمان های بنایی از مصالح آجر و ملات ساخته شده اند که درز ملات این بناها به عنوان یک نقطه ضعف اصلی در بار جانبی زلزله می باشد. به این دلیل مودهای شکست ، لغزش درز ملات و کشش قطری در رفتار درون صفحه ای و کمانش خارج از صفحه دیوارها در زلزله های گذشته بیشترین عامل تخریب ساختمان را داشته است.

روش های مقاوم سازی سازه های بنایی

مطابق با اصل ضروری در مقاوم سازی سازه های بنایی در برابر ~~زلزله~~ برای داشتن استحکام و مقاومت در برابر بارهای لرزه ای به هم پیوسته بودن سقف، دیوار و فونداسیون به یکدیگر است. در اصطلاح به این عملکرد سازه، عملکرد جعبه ای می گویند. علاوه بر این که سازه باید عملکرد جعبه ای خوبی داشته باشد میزان باز شو های آن نیز باید محدود و به خوبی مهار شوند.

مودهای شکست دیوار آجری

مود های شکست یک دیوار آجری مجزا به دو گروه عمده **شکست درون صفحه ای** و **شکست برون صفحه ای** تقسیم می شوند.

در حالت **شکست درون صفحه ای** معمولا یکی از مودهای زیر رخ می دهد:

۱. درصورتی که دیوار تحت بار قائم زیاد بوده و نسبت ارتفاع به طول دیوار کمتر از واحد باشد، مود شکست برشی رخ می دهد.
۲. همچنین اگر نسبت ارتفاع به طول بزرگتر از واحد باشد (تقریبا برابر۲) و مقدار بار قائم بسیار زیاد باشد، باز هم امکان شکست برشی وجود دارد.
۳. در صورتی که مقاومت برشی دیوار، اندک بوده و بار جانبی در مقایسه با بار قائم، بزرگ باشد، شکست برشی – لغزشی رخ خواهد داد .در این حالت معمولا نسبت ارتفاع به طول دیوار در حدود ۱,۵ به ۱ می باشد.

در صورتی که مقاومت برشی دیوار به اندازه کافی باشد و نسبت ارتفاع به طول ستون در حدود ۲ به ۱ باشد، آنگاه شکست خمشی رخ می دهد.در حالت **شکست برون صفحه ای** معمولا یکی از مودهای زیر رخ می دهد:

۱. اگر تنش کششی منجر به شکست، موازی درزهای افقی آجرها باشد، ترک قائم در ارتفاع دیوار به وجود می آید. این شکست معمولا هنگامی رخ می دهد که طول دیوار بزرگ باشد.
۲. اگر تنش کششی منجر به شکست، عمود بر درزهای افقی آجرها باشد، ترک افقی در میانه دیوار به وجود می آید .این شکست معمولا هنگامی رخ می دهد که ارتفاع دیوار بزرگ باشد.

تعمیر سطوح

تعمیر سطوح از روش های متداول مقاوم سازی می باشد. تکنیک های متفاوتی برای تعمیر سطوح وجود دارد که مهم ترین آن ها ملات با تور سیمی و بتن پاشی است. این روش ها به طور طبیعی با پوشش خارجی سطوح بر روی ظاهر معماری و تاریخی بنا تاثیر گذار بوده و از جمله نقاط ضعف این نوع مقاوم سازی می باشد.

ملات با تور سیمی

ملات با تور سیمی شامل چندین لایه از شبکه میلگرد با قطر کم و با چشمه های بسیار ریز است که در شکل زیر نمایش داده شده است. ملات سیمان با مقاومت بالا با ضخامتی در حدود ۱۰ الی ۵۵ میلی متر بر روی مش مذکور ریخته می شود.

بتن پاشی

یکی دیگر از روش های موجود برای مقاوم سازی ساختمان های بنایی غیرمسلح پوشش دادن دیوار و یا پایه ها با شاتکریت می باشد. روش کار بدین صورت است که پوشش بتن بر روی شبکه آرماتورهای موجود پاشیده می شود. در این روش اگر طراحی به

درستی صورت پذیرد، فولادهای استفاده شده برای مسلح سازی ظرفیت بالایی از جذب انرژی را به ساختمان های بنایی غیرمسلح اضافه می نمایند. باید توجه نمود که حداقل آرماتورهای شبکه همان میزان آرماتور افت وحرارت جهت کنترل ترک باشد. برای این که دیوار و بتن پاشیده شده مانند یک جسم مرکب عمل کنند باید اتصالات برشی میان آن دو تعبیه شود. برای پر نمودن سوراخ هایی که برای ثابت نگه داشتن اتصالات برشی به کار می روند نیز می توان از اپوکسی و یا گروت سیمانی استفاده نمود. ضخامت پوشش بتن پاشیده نیز با توجه به میزان لرزه خیزی منطقه متفاوت است که حداقل ۶۰ میلی متر می باشد. جهت ایجاد چسبندگی لازم میان آجر و پوشش شاتکریت باید ابتدا آجر را به حالت اشباع در آورد تا آب موجود در شاتکریت را جذب نکرده و سبب ایجاد ترک در بتن پاشیده شده نشود و سپس لایه ای مانند اپوکسی را برروی آجر پاشیده و بعد از آن بتن پاشیده شده را بر روی اپوکسی شوت نماییم. اگر بتن پاشی به طریقه بالا صورت پذیرد می توان مقدار بار نهایی ساختمان های بنایی غیر مسلح را افزایش دهد.

در این روش، شبکه میلگردهای افقی و قائم به دیوار نصب شده و لایه هایی از بتن به روی شبکه میلگردها پاشیده می شود. این روش شامل مراحل ذیل می باشد:

- تعبیه شبکه میله گردهای افقی و قائم و اتصال آن بوسیله آرماتورهای دوخت به دیوارموجود
- عملیات پاشیدن بتن به ضخامت معین به سطح شبکه آرماتور(شاتکریت)
- اتصال شبکه آرماتوربه فونداسیون

روش اصلاح نقاط ترک خورده

این روش به منظور ایجاد عملکردی یکنواخت و یکپارچه در دیوار بنایی استفاده می شود.

مراحل اجرای آن به صورت خلاصه به شرح زیر است:

الف) مقاوم سازی سازه بنایی با استفاده از دوخت قطعات بنایی در محل ترک با استفاده از میله فولادی

ب) مقاوم سازی سازه بنایی با استفاده از دوخت قطعات بنایی در محل ترک با استفاده از شبکه فولادی (مش فولادی)

افزودن دیوارهای داخلی یا پشت بند جهت بهبود عملکرد لرزه ای ساختمان بنایی

این روش یک روش مقاوم سازی ارزان برای سازه های بنایی محسوب می شود .این روش با مصالح مرسوم و ارزان قابل اجرا است. برای اجرای این روش نیروی متخصص لازم نیست و حتی معمارهای محلی در روستاها نیز قادر به اجرای آن هستند.

پر کردن باز شوها

یک روش ساده برای مقاوم سازی در صفحه یک دیوار برشی پر کردن بخش و یا تمام پنجره ها یا درهای غیر ضروری میباشد. این عمل از تمرکز تنش که در گوشه های باز شوها تولید می شود و سبب ایجاد ترک است جلوگیری می نماید و همچنین باعث افزایش سختی جانبی دیوار می شود. نکته مهم در پر کردن بازشوها این است که قسمت های پر شده با قسمت های موجود به شکل در هم تنیده اجرا شود و یا نوعی از اتصالات برشی بین آن دو تعبیه شود. این عمل باعث ایجاد عملکرد واحد دیوارهای موجود با بازشوهای پرشده می گردد.

بزرگ کردن باز شوها

متناوبا بزرگ کردن بازشوها به وسیله حذف کردن بخشی از مصالح بنایی نیز یکی از راه حل های پیشنهادی می باشد. در این روش چون شکست برشی دیوار باعث آسیب بیشتر خواهد شد، در بعضی حالات با افزایش نسبت ارتفاع به طول دیوار میتوان شکست برشی را تبدیل به شکست خمشی نمود. این تکنیک برای افزایش نسبت طول به عرض پایه ها به کار برده می شود و باعث می شود تا رفتار آن از حالت برشی به حالت خمشی تبدیل شود. این عمل شکل گسیختگی را از حالت شکننده به شکل پذیر تغییر می دهد.

افزایش بارهای قائم

افزودن بارهای قائم به ساختمانهای بنایی غیرمسلح معمولا عملکرد دیوار را تحت بارهای داخل و خارج از صفحه بهبود می بخشد. بارهای قائم در کنار هم نگه داشتن ماتریس بنایی کمک میکند و همچنین بعد از وقوع ترک سبب تولید نیروهای اصطکاکی بیشتری می شود. در این روش، مقاوم سازی میتواند به سادگی و با افزودن وزن سازه انجام شود و یا با اجرای میله و یا کابلهای پس تنیده تنش قائم بر روی اجزا دیوار اعمال کرد. البته این روش باید به دقت انجام گیرد زیرا به مانند نیروهای قائم تنشها روی ساختمان های بنایی غیرمسلح افزایش می یابد و می تواند به گسیختگی شکننده ناشی از خرد شدگی منجر شود. همچنین طراح باید افت کشش ناشی از خزش و انقباض مصالح بنایی را در محاسبات وارد نماید.

تقویت اتصالات دیوار دیافراگم

یک مشکل عمده در رابطه با ساختمانهای بنایی غیرمسلح ناکافی بودن و یا کاهش یافتن پیوستگی میان دیوار و دیافراگم است. این ارتباط از آنجا که سبب مهار بندی دیوار می شود و در مورد دیافراگم های صلب دیوارهای موازی را مجبور می نماید تا با یکدیگر عمل کنند، معیار مهمی در رفتار کلی ساختمان می باشد.

تعبیه شبکه میله گردها و اتصال آن به دیوار موجود

۱. کلیه اندودهای دیوار آجری (پلاستر گچ و گچ خاک) با هر ضخامتی که دارند برداشته شوند. در حین انجام این کار باید توجه شود که به سطح دیوار آجری آسیبی نرسد، همچنین بعد از برداشتن پلاسترها باید سطح دیوار با برس فلزی تمیز شود.

۲. سوراخ هایی به فاصله افقی ۲۵ سانتی متر و عمودی ۵۰ سانتی متر از هم به عمق ۲۰ سانتی متر روی دیوار آجری به منظور قرار دادن آرماتور های دوخت ایجاد شود. آرماتورهای برشگیر (دوخت)، با طول حداقل ۳۰ سانتی متر که قسمت انتهایی آنها به صورت قلاب ۱۸۰ درجه با طول خم ۴سانتی متر می باشد، در سوراخ ها قرار داده می شوند و در نهایت سوراخها با چسب اپوکسی پر شده تا آرماتورها در جای خود محکم شوند (انجام این مرحله با روش خاص شرکت مجری تخصصی کاشت بلامانع است).

۳. در مرحله بعد باید شبکه هایی از آرماتورهای افقی و قائم روی سطح دیوار قرار داده شوند. به همین منظور آرماتورهای Φ۶ با فواصل افقی و عمودی ۶ سانتی متر روی دیوار قرار داده شده و برای اینکه آرماتورها در روی دیوار آجری محکم شوند تا در هنگام بتن پاشی از آن جدا نگردند، لازم است در محل تقاطع با آرماتورهای برشگیر با مفتول به آنها وصل شوند.

۴. در این مرحله باید عملیات شاتکریت، تا جایی که شبکه های آرماتور درون بتن مدفون گردند، انجام شود. به همین منظور باید ضخامت بتن پاشیده شده بر سطح دیوار حداقل ۸ سانتیمتر باشد. مقاومت بتن شاتکریت حدود ۱۰۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع می باشد. پاشش شاتکریت به دیوار به دو صورت پاشش » تر «و » خشک « قابل انجام است. در روش پاشش تر بتن تازه با هوای فشرده مخلوط شده و با پمپ به دیوار بنایی پاشیده می شود. در روش پاشش خشک بتن خشک با هوا مخلوط شده و پس از هدایت به محل، با آب پرفشار نیز مخلوط و سپس به دیوار پاشیده می شود. در روش پاشش خشک، فشار هوا در پمپ برای طول لوله ۳۰ متر باید حداقل ۰,۳ مگا پاسکال باشد و برای طولهای بیشتر به ازای هر ۰۵ متر،۰,۰۳۳ مگا پاسکال به فشار اضافه می شود .همچنین فشار آبی که در روش خشک به مخلوط تزریق می شود حداقل ۰,۱ مگا پاسکال بیشتر از فشار هوای مخلوط است.

تزریق اپوکسی و گروت

برای اجرای این روش بایستی تجهیزات تزریق رزین خریداری شود؛ ولی این روش میزان مصرف رزین را به سبب اینکه تنها نیاز به پر کردن ترک ها وجود دارد، بهینه می کند. برای اجرای این روش نیز حداقل یک نیروی متخصص لازم است. از جمله راههای متداول مقاوم سازی بوده که در این روش برای برگرداندن مقاومت ساختمان های بنایی غیر مسلح، ترکها و حفره های توخالی که به علت تخریب شیمیایی و فیزیکی سطح یا فعالیتهای مکانیکی به وجود آمده است توسط گروت یا اپوکسی پر می شود. برتری این روش نسبت به روش تعمیر سطوح عدم تخریب سطح و به تبع آن حفظ زیبایی معماری و بافت تاریخی ساختمان های بنایی غیر مسلح است. موفقیت این روش به تکنیک تزریق و یکسان بودن مقاومت، مدول الاستیسیته و مشخصات حرارتی گروت با مصالح بنایی موجود بستگی دارد.

برای ترکهای کوچکتر از ۵ میلیمتر از رزین اپوکسی و برای ترکهای بزرگتر و حفره ها میتوان از گروت های ۸ میلیمتر پیشنهاد شده که از گروت سیمانی همراه با ماسه استفاده نمود. برای سوراخهای بزرگتر از ۸ میلی متر پیشنهاد شده که از گروت سیمانی که دارای سیمان پرتلند تیپ ۳ همراه با مواد منبسط کننده و نسبت آب به سیمان ۷۵ استفاده شود.

دوخت فونداسیون

برای مقاوم سازی کامل ساختمان باید مقاوم سازی فونداسیون آن نیز در صورت نیاز به نحو مطلوبی انجام گردد تا بتواند نیروهای ناشی از زلزله را به خاک منتقل نماید. در صورت عدم مقاومت کافی فونداسیون تحت لنگرهای خمشی و نیروهای برشی وارده از طرف سازه دچار گسیختگی می گردد. همچنین در صورت عدم کفایت سطح تماس فونداسیون با خاک زیر آن احتمال تسلیم شدن خاک و در نتیجه ایجاد نشست ماندگار خاک زیر پی افزایش می یابد. برای تقویت فونداسیون موجود می توان شبکه هایی از آرماتور در اطرف پی موجود در نواحی ضعیف قرار داد و بتن ریزی نمود. اتصال فونداسیون الحاقی به فونداسیون جدید توسط آرماتورهای دوخت صورت می گیرد. از آن جاییکه مصالح لازم برای اجرای این روش به آسانی پیدا می شود و اجرای آن نیز بسیار راحت است، هزینه این روش بسیار پایین است. برای اجرای این روش نیروی متخصص لازم نیست و حتی معمارهای محلی در روستاها نیز قادر به اجرای آن هستند و این مسائل این روش را به عنوان روشی آسان برای مقاوم سازی دیوارهای بنایی ترک خورده مبدل کرده است.

استفاده از روش مقاوم سازی با مصالح FRP

سابقه استفاده از مصالح در صنعت ساختمان کشور ایران به حدود یک دهه می رسد اما امروزه استفاده از کامپوزیت های با زمینه پلیمری در بهسازی سازه ها از رشد قابل توجهی برخوردار بوده است که دلیل اصلی آن نیاز به افزایش عمر بهره برداری و ارتقای اساسی زیرساخت ها در تمامی نقاط دنیا می باشد. الیاف FRP ساخت شرکت CTech-LLC آلمان می توانند توسط روش های دستی، دورپیچی با دستگاه مکانیزه، دستگاه آغشته ساز الیاف و... بر روی المان های مورد نظر نصب گردند.

۱. آماده سازی سازه مقاوم سازی: قبل از هرگونه اقدام به تقویت با ورقه های FRP بایستی در صورت نیاز بتن تخریب شده را جدا کرده و در صورت رسیدن به آرماتور خورد شده اقدامات مربوط به ترمیم و یا تعویض آن ها را صورت دهیم.

۲. به کار بردن آستری یا پرایمر FRP: برای افزایش چسبندگی و جلوگیری از جدایش ورقه FRP از لایه چسب یا رزین اپوکسی بین بتن و ورقه، با غلتک یک لایه اپوکسی FRP با لزجت کم به طور موضعی روی سطح مورد نظر به عنوان پرایمر می مالند.

۳. بتونه کردن سطح مقاوم سازی: یک لایه چسب FRP با ویسکوزیته بالا برای پرکردن خلل و فرج و فرورفتگیها در محلهای مورد نیاز به کار برده می شود. چسبندگی مناسب الیاف یا لمینت FRP با اجرای مستقیم مصالح ترمیم بر روی لایه زیرین که به درستی آماده شده است حاصل می شود.

۴. بریدن شیت بر روی یک سطح تمیز و آماده که عاری از هر گونه آلودگی، چسب و ناصافی است ورقه FRP مطابق مشخصات و جزئیات ارائه شده بریده می شود.

۵. اشباع کردن الیاف FRP: در پروژه های بزرگ مقاوم سازی ورقه ها با دستگاه های گرداننده خاص در کارخانه اشباع می شوند و لایه اپوکسی یا ماتریس رزین به آن اضافه می شود و فقط کافی است در محل مورد نظر چسبانده شود ولی در کارهای کوچکتر در محل کارگاه رزین FRP روی سطح موردنظر مالیده شده سپس ورقه FRP خشک و بدون چسب بر روی سطح چسبانده می شود.

۶. نظارت بر کنترل کیفیFRP: در زمان عمل آوری ۲ تا ۶ ساعت بسته به شرایط حاکم، سطح مقاوم سازی شده با FRP چک و کنترل می شوند تا هیچ گونه حباب هوا بین لایه FRP و بتن حبس نشده باشد و خم شدگی یا بیرون زدگی وجود نداشته باشد.

۷. اطمینان از کیفیت اجرای مقاوم سازی باFRP: گزارش های کنترل کیفیت تهیه شده و به خوبی نگهداری می شوند تا اطمینان از اجرای موفقیت آمیز ترمیم، تقویت و تعمیر با FRP حاصل شود.

۸. لایه رویه FRP: پس از عمل آوری و نظارت بر کیفیت اجرای مقاوم سازی، ورقه های FRP به منظور حفاظت، نگهداری و حفظ زیبایی و معماری با یک لایه بتن رویین یا ماده ای دیگر پوشانده می شوند.

مقاوم سازی دیوار برشی

دیوارهای برشی که جهت مقاوم‌سازی سازه‌ها کاربرد دارند، در اشکال مختلفی ساخته می‌شوند که رایج‌ترین نوع آن‌ها دیوار برشی بتن آرمه می‌باشد. طراحی این دیوارها بر اساس ظرفیت تغییر شکل و عملکرد تخریب می‌باشد. معمولاً در دهانه‌های بزرگ طبقات پایینی قاب‌ها، عوارض شدیدی رخ می‌دهد و مکانی است که دیوارها باید به شکلی طراحی گردند که جا به جایی جانبی سازه را محدود کنند. با توجه به محدودیت نسبت نیروی محوری و آرماتورهای عرضی مورد نیاز در المان‌های مرزی، مقدار فولاد مورد نیاز در این مقاطع زیاد خواهد بود که موجب تراکم بالای میلگرد در اجزای مرزی شده و مشکلاتی در بتن‌ریزی در پی خواهد داشت. از دیگر معایب استفاده از این دیوارها ضخامت زیاد آن‌ها خصوصاً در طبقات زیرین که نیروهای محوری بزرگ می‌باشد، است که باعث اشغال فضای مفید طبقه می‌شود. از آنجایی که در بحث مقاوم‌سازی معیارهای معماری همواره باید مورد توجه قرار گیرند، ممکن است استفاده از این نوع دیوارها با توجه به ضخامت آن‌ها موجب بروز مشکلاتی گردد. با گذشت زمان، نوع دیگری از دیوارهای برشی فولادی به عنوان جایگزینی برای دیوارهای برشی بتن آرمه مورد استفاده قرار گرفتند. این دیوارها قابلیت شکل‌پذیری بالایی نسبت به دیوارهای بتن آرمه داشته و همچنین با کمانش ورق فولادی میدان کشش قطری در دیوارها به وجود می‌آید. دیوارهای فولادی مقاومت بالایی در تحمل بارهای جانبی دارند و وزن آن‌ها نیز کم می‌باشد. مشکل این دیوارها کمانش ورق فولادی قبل از رسیدن به مقاومت نهایی فولاد است و برای جلوگیری از این امر استفاده از سخت‌کننده‌ها رواج یافت اما بعد از آن به دلیل هزینه بالای سخت‌کننده‌ها، از بتن یا الیاف پلیمری برای جلوگیری از کمانش ورق استفاده شد که سیستم دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نامیده می‌شوند. در دیوارهای برشی فولادی کامپوزیتی از بتن یا ورقه‌های پلیمری برای جلوگیری از کمانش ورق فولادی استفاده می‌گردد. مزیت این سیستم‌ها ظرفیت انتقال بار بالا و استهلاک انرژی زیاد آن‌ها می‌باشد و بسته به شکل این دیوارها ممکن است از ظرفیت شکل‌پذیری بالایی نیز برخوردار باشند و عملکرد لرزه‌ای مطلوبی دارند. با توجه به ضخامت کم این دیوارها به رغم رفتار لرزه‌ای مطلوب آن‌ها می‌توان در بحث مقاوم‌سازی از این سیستم‌ها استفاده کرد.

تحقیقات پیشین

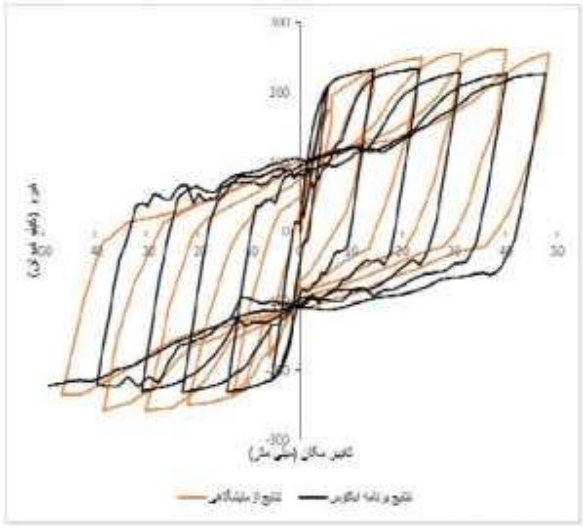
در صورت استفاده از سخت‌کننده‌ها جهت جلوگیری از کمانش ورق فولادی قبل از رسیدن به تسلیم هزینه‌های ساخت افزایش زیادی می‌یافت لذا جایگزینی برای این سیستم که استفاده از کامپوزیت در این دیوارها می‌باشد، ساخته شد که در این دیوارها از پوشش بتنی یا ورقه‌هایی از جنس الیاف پلیمری برای تقویت ورق فولادی استفاده می‌گردد. این دیوارها عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به دیوار برشی فولادی دارند. همانطور که در ابتدا ذکر شده بود برای جلوگیری از کمانش دیوار برشی فولادی می‌توان از پوشش بتنی در یک یا هر دو سمت ورق فولادی استفاده نمود. این پوشش بتنی می‌تواند به صورت درجا اجرا شود که برای اتصال آن به فولاد باید از برش گیرها استفاده شود یا می‌تواند به صورت پیش ساخته باشد و به وسیله بولت به دیوار فولادی متصل گردد. این امر موجب جلوگیری از کمانش خارج صفحه‌ای ورق فولادی می‌شود و همچنین مقاومت برشی و استهلاک انرژی سیستم را بهبود می‌بخشد. در سیستم نوین پانل بتنی با قاب اطرافش درگیر نیست و یک فاصله بین دیوار بتنی و المان‌های مرزی وجود دارد. مطالعات انجام شده نشان می‌داد که هر دو سیستم، کارآمد و با شکل‌پذیری و استهلاک انرژی بالا می‌باشند فقط سیستم نوین رفتار شکل‌پذیرتری داشت ولی مقاومت برشی و سختی سیستم سنتی کمی بیشتر بود. در سال ۲۰۰۹ ، هوو و دونگ رفتار هیسترتیک دیوار برشی فولادی کمانش تاب را تحلیل کردند و مورد آزمایش قرار دادند. نتایج نشان می‌داد که استفاده از فولاد کمانش تاب نمی‌تواند روند کمانش و جا به جایی خارج از صفحه را به تنهایی محدود کند ولی از لایه بتنی در برابر آسیب‌های حاصل از بارگذاری چرخه‌ای محافظت می‌کند.

در سال‌های اخیر محققان سیستم جدیدی را معرفی کرده‌اند و مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی آن‌ها انجام داده‌اند و نتایج به دست آمده را با مدل‌های المان محدود که توسط نرم افزارهای انسیس و آباکوس ایجاد شده بودند مقایسه و اعتبارسنجی کرده‌اند. در سال ۲۰۰۸ تأثیر استفاده از لایه FRP بر روی دیوار برشی فولادی را به صورت عددی، آزمایشگاهی و تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی شد و نتایج نشان می‌داد که صفحه FRP نقش یک قید جانبی را برای ورق فولادی بازی می‌کند. همچنین صفحه FRP

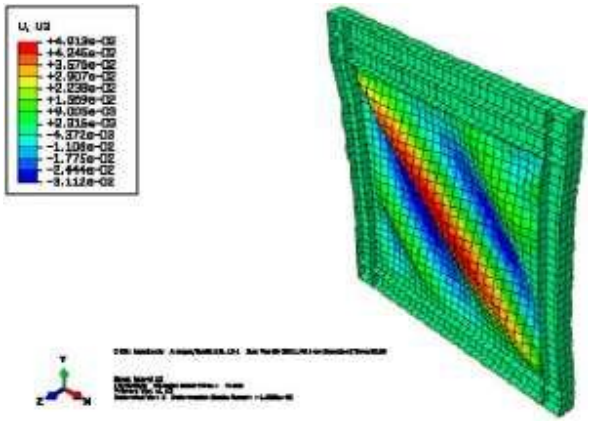
توانست تنش‌های برشی را به تمامی نقاط ورق فولادی گسترش دهد و موجب افزایش در سختی و جذب انرژی گردید ولی شکل‌پذیری دیوار را به میزان اندکی کاهش داد. در سال ۲۰۱۲ دیوارهای برشی فولادی که با استفاده از الیاف پلیمری کربنی مقاوم شده بودند تحت بررسی و ارزیابی قرار گرفتند و طی فرآیندی رفتار غیرخطی این دیوار را با دیوار برشی فولادی مقایسه شده که نتایج نشان داد اضافه کردن لایه پلیمری باعث افزایش در جذب انرژی، سختی و مقاومت شده ولی باعث کاهش شکل‌پذیری دیوار می‌شود. در سال ۲۰۱۲در تحقیقی تجربی به بررسی دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده با الیاف شیشه‌ای پرداخته شد. الیاف کربنی در برابر خوردگی مقاوم بوده ولی در صورت تماس با فلزات ممکن است که عمل گالوانیزه شدن بین فلز و الیاف رخ دهد همچنین پیوند الیاف شیشه‌ای با فلزات مستحکم‌تر از الیاف کربنی می‌باشد و کرنش شکست الیاف شیشه‌ای از کربن بیشتر است. در سال ۲۰۱۴ تأثیر الیاف FRP بر عملکرد دیوارهای برشی فولادی با نقطه تسلیم پایین مورد تحقیق قرار گرفت و طبق آزمایش‌ها و تحلیل‌های عددی، دیوارهای با نقطه تسلیم پایین مشخصات بهتری در هر دو محدوده الاستیک و غیر الاستیک نسبت به دیوارهای فولادی معمولی دارا می‌باشند. همچنین افزودن لایه کربن به این نوع دیوارها پارامترهای لرزه‌ای چون سختی، جذب انرژی، ظرفیت برشی و مقدار مقاومت اضافه را افزایش می‌دهد. در سال ۲۰۱۵ چندین مدل که با نرم افزار انسیس و به صورت غیر خطی مدل شده بودند مورد بررسی قرار گرفتند و این مدل‌ها دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده با الیاف شیشه بودند. افزودن لایه پلیمری سختی و ظرفیت برشی و جذب انرژی را افزایش داد ولی شکل‌پذیری با کاهش کمی همراه بود. همچنین تأثیر نحوه قرارگیری زوایای الیاف نشان داد که در زاویه ۶۰ درجه جذب انرژی اندکی افزایش می‌یابد و در زاویه ۹۰ درجه با کاهش ۱۵ درصدی همراه است و با تغییر مصالح فولادی و جهت چرخش الیاف به ۴۵ و ۳۰ درجه متغیر خواهد بود. با توجه به مطالب عنوان شده و مزیت‌های قابل توجه سیستم‌های تقویت شده با الیاف پلیمری مطالعه روی دیوارهای برشی فولادی کامپوزیتی و رفتار لرزه‌ای سازه‌هایی که دارای این نوع از دیوارهای برشی هستند در این پژوهش مورد توجه می‌باشد.

صحت سنجی

برای صحت سنجی و مقایسه نتایج به دست آمده از نرم افزار مدل آزمایشگاهی لوبل و همکاران در نرم‌افزار آباکوس مدلسازی گشت. این نمونه دارای اتصالات صلب می‌باشد و برای تیرها و ستون‌ها از مقطع استفاده شده است. ورق فولادی مورد استفاده به ابعاد میلی‌متر مربع و ضخامتی برابر ۱٫۵ میلی‌متر دارد. برای مدلسازی تمامی اجزا از المان پوسته سه بعدی و چهار گره‌ای استفاده شده است. به علاوه تمامی قیدهای تکیه‌گاهی در محل اتصال به زمین گیردار بوده و رفتار فولاد به صورت غیر خطی، دوخطی می‌باشد. برای تعریف مصالح فولاد تیر و ستون و همچنین ورق فولادی از گزینه Bi-Linear Kinematic material استفاده شده است. این دیوار تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته است. بارگذاری تحت پروتکل ATC-24 انجام گرفت و آنالیز به صورت Dynamic Explicit انجام شد. همچنین به دلیل اینکه در آزمایش کمانش تیر و ستون گزارش نشده است جا به جایی خارج از صفحه این المان‌ها بسته شده است. نمودار ۱ مقایسه نمودار هیسترزیس به دست آمده از آزمایش و نرم‌افزار را نشان می‌دهد.



نمودار ۱ : مقایسه نمودار هیسترزیس به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی و آباکوس



شکل ۱ : تنش‌های به وجود آمده ورق فولادی دیوار

نمونه‌های مدلسازی شده با الیاف در نرم‌افزار

برای بررسی پارامترهای مختلف از جمله جنس الیاف به کار رفته، تعداد لایه‌ها و زوایای قرارگیری الیاف بر عملکرد لرزه‌ای دیوار ۷ نمونه مدلسازی شد. نمونه‌ها با الیاف از جنس کربن (CFRP)، آرامید (AFRP) و شیشه (GFRP) و یا زوایای ۶۰، ۳۰، ۴۵، ۹۰ در ۴ و ۲ لایه تقویت شدند. جدول ۱ شامل اطلاعات مربوط به نمونه‌های مدلسازی می‌باشد. برای متصل کردن الیاف پلیمری به ورق فولادی از رزین استفاده می‌شود. در مدلسازی برای اتصال الیاف و دیوار فولادی از قید tie استفاده شده است. از اثر جداشدگی بین رزین و الیاف صرف نظر شده است. به عبارت دیگر مقاومت برشی چسب از مقادیر نیازهای برشی وارده بیشتر می‌باشد. رفتار الیاف به صورت خطی در نظر گرفته شده است. برای مدلسازی مصالح FRP از گزینه Lamina material استفاده شده است. برای مدلسازی آن‌ها از المان سه بعدی پوسته چهار گره‌ای استفاده شده است. مشخصات الیاف به کار رفته به ترتیب در جداول ۲ و ۳ ذکر شده است.

جدول ۱ : اطلاعات مربوط به نمونه‌های ساخته‌شده در نرم‌افزار

زوایای الیاف	ضخامت ورقه‌هایFRP	تعداد لایه‌ها	نمونه
-60 & +60	0.75 mm	4	4 CFRP 60
+45 & -45	0.75 mm	4	4 CFRP 45
+30 & -30	0.75 mm	4	4 CFRP 30
0 & 90	0.75 mm	4	4 CFRP 90
+60 & -60	0.75 mm	4	4 AFRP 60
+60 & -60	0.75 mm	4	4 GFRP 60
+30 & -30	0.75 mm	2	2 CFRP 30

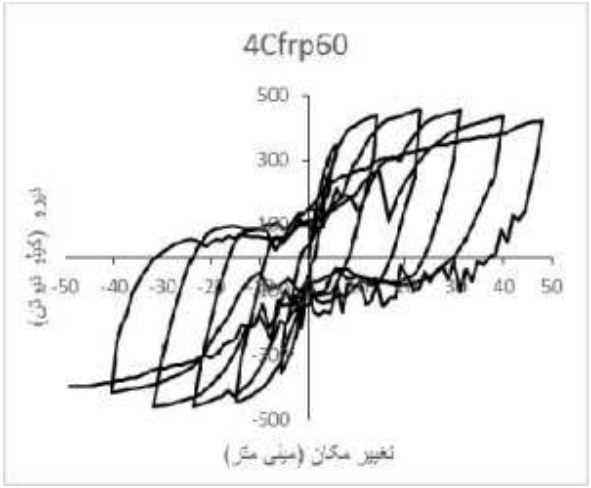
جدول ۲ : مشخصات مکانیکی ورقه‌های FRP

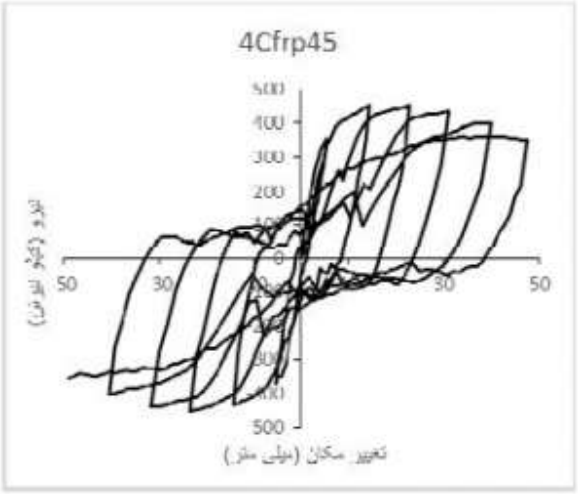
	چگالی	E1 (GPa)	E2 (GPa)	V12	G12 (GPa)	G13 (GPa)	G23 (GPa)
CFRP	1600	181	10.3	0.28	7.17	7.17	3.24
GFRP	1500	76	5.5	0.34	2.3	2.3	2
AFRP	2000	43	8.9	0.27	4.5	4.5	3.18

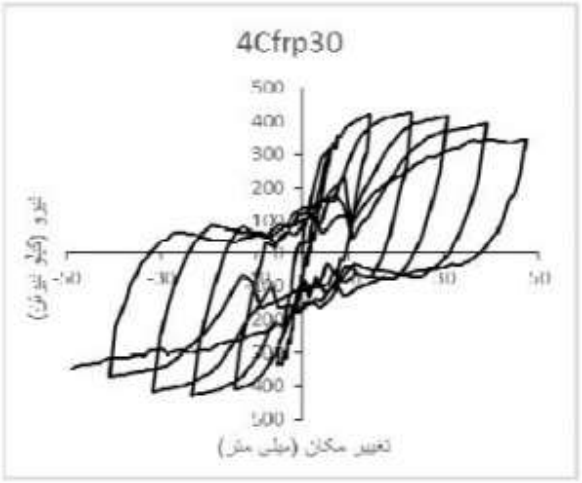
جدول ۳ : مقادیر کرنش‌های فروپاشی ورقه‌های FRP

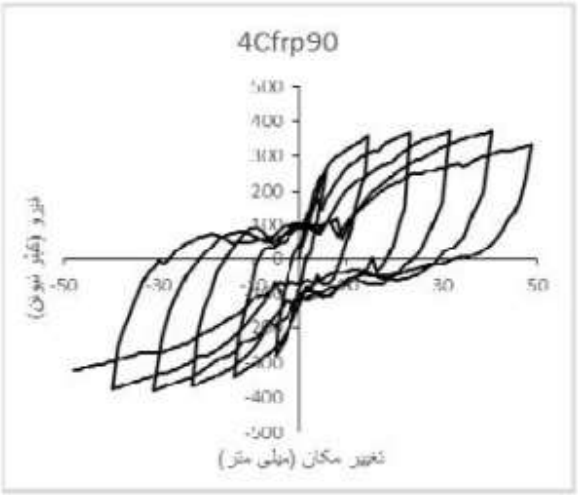
	کششی	فشار	کششی	فشار	برش
	11E	11E	22E	22E	712
CFRP	0.01840	-0.00509	0.00218	-0.00963	0.01478
GFRP	0.00828	-0.00828	0.00388	-0.02388	0.00948
AFRP	0.29767	-0.16000	0.00550	-0.02670	0.03000

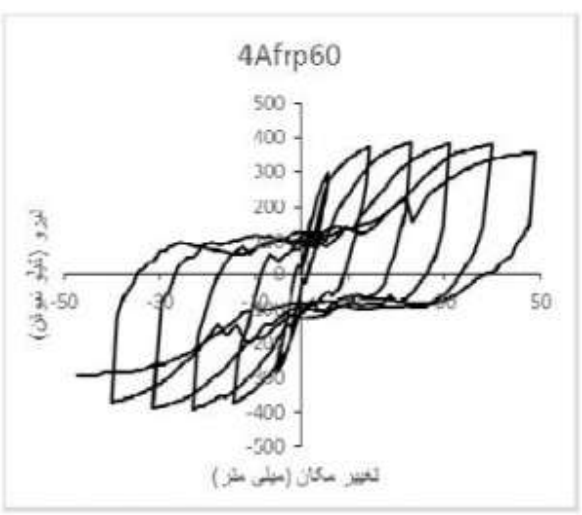
نمودار ۲ : نمودارهای هیسترزیس نمونه‌های تقویت شده با الیاف

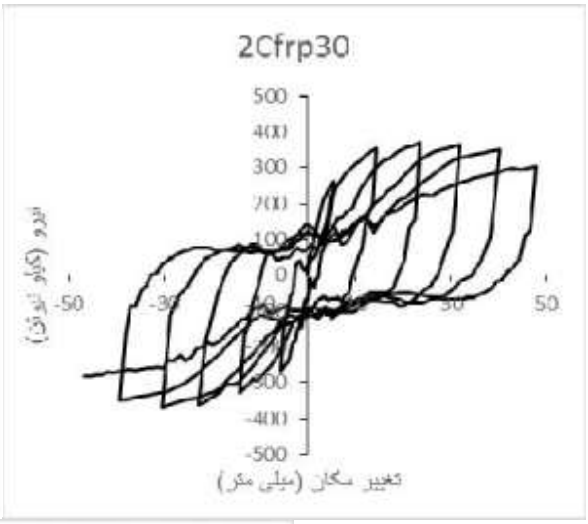

4Cfrp60
500
300
-500
-50
-40
40
50
تغییر مکان (میلی متر)

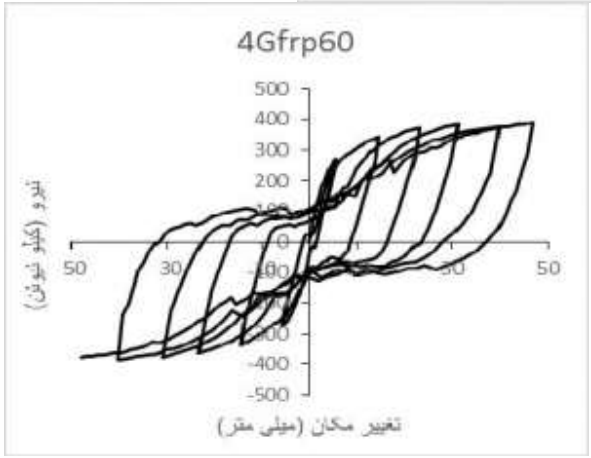

4Cfrp45
500
400
300
200
50
30
500
تغییر مکان (میلی متر)


4Cfrp30
500
400
300
200
تغییر مکان (میلی متر)


4Cfrp90
-400
-50
30
50
تغییر مکان (میلی متر)



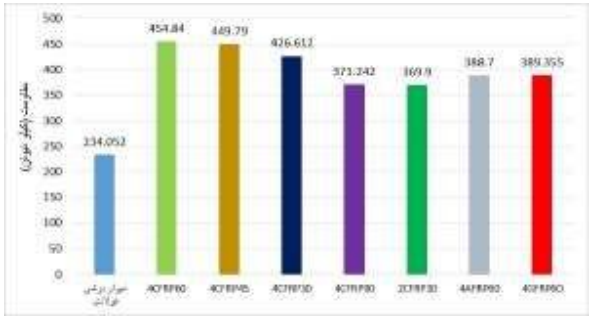




مقاومت نمونه

طبق بررسی‌ها و نتایج به دست آمده از تحلیل المان محدود در این پژوهش مشخص گردید که استفاده از ورقه‌های FRP به میزان قابل‌توجهی مقاومت نمونه‌ها را افزایش می‌دهد. بسته به نوع الیاف مصرفی و زوایای قرارگیری الیاف میزان افزایش مقاومت متفاوت خواهد بود. میزان افزایش مقاومت نمونه‌ها به ترتیب برای نمونه‌های CFRP60۴، 4CFRP45، 4CFRP30، 4GFRP60، 4AFRP60، 4CFRP90، 2CFRP30 برابر است با ۹۴٪، ۹۲٪، ۸۲٪، ۶۶٪، ۶۶٪، ۵۸٪ و ۵۸٪. نمودار میزان مقاومت حداکثری تمامی نمونه‌ها را نشان می‌دهد.

نمودار ۳ : مقایسه مقاومت نمونه‌ها



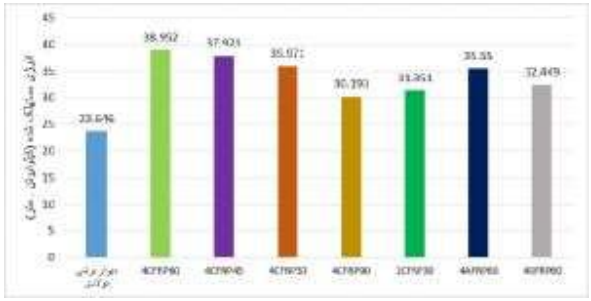
استهلاک انرژی نمونه‌ها

استهلاک انرژی نمونه‌های تقویت شده با الیاف نسبت به نمونه تقویت نشده افزایش داشته است. استهلاک انرژی به دست آمده از تحلیل المان محدود نشان می‌دهد که همانطور که انتظار می‌رفت استهلاک انرژی با افزایش همراه شود ولی این افزایش بستگی به عوامل متعددی دارد از جمله اینکه از چه جنس الیافی در تحلیل استفاده شود و یا اینکه جهت قرارگیری الیاف به چه صورت باشد. البته تعداد لایه‌های به کار رفته نیز می‌تواند در میزان افزایش انرژی مستهلک شده تأثیرگذار واقع شود. طبق نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها بیشترین افزایش میزان استهلاک انرژی در نمونه CFRP60۴ به میزان ۶۴٪ و کمترین افزایش در نمونه CFRP90۴ با افزایش ۲۷٪ رخ داده است. میزان افزایش استهلاک انرژی در باقی نمونه‌ها به ترتیب ذیل می‌باشد :

CFRP45۴ برابر ۶۰٪، CFRP30۴ برابر ۵۲٪، AFRP60۴ برابر ۵۰٪، GFRP60۴ برابر ۳۷٪، CFRP30۲ برابر ۳۲٪

همانطور که مشاهده می‌شود استفاده از الیاف در بیشتر نمونه‌ها باعث افزایش ۵۰ درصدی در میزان استهلاک انرژی گردیده است و این برای یک سیستم باربر جانبی می‌تواند یک مزیت محسوب شود. نمودار ۴ شامل مقادیر استهلاک انرژی در نمونه‌های تقویت شده و دیوار برشی فولادی تقویت نشده می‌باشد.

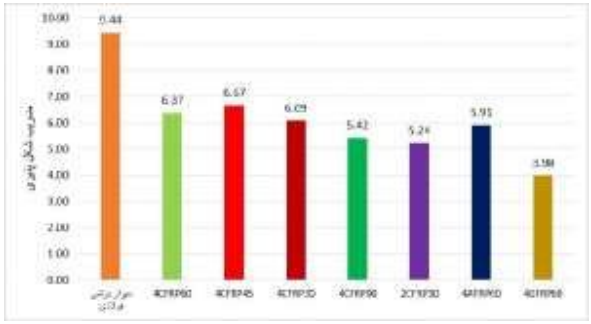
نمودار ۴ : مقایسه استهلاک انرژی نمونه‌ها



ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها

نمونه‌های تقویت شده با الیاف در مقایسه با دیوار برشی فولادی تقویت نشده با کاهش شکل‌پذیری همراه بودند. ضریب شکل‌پذیری با محاسبه نسبت جابه‌جایی حداکثری به جابه‌جایی در نقطه تسلیم به دست آمده است. کاهش ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها به ترتیب برای نمونه‌های GFRP60۴، 2CFRP30، 4CFRP90، 4AFRP60، 4CFRP30، 4CFRP60، 4CFRP45 برابر ۵۸٪، ۴۴٪، ۴۲٪، ۳۷٪، ۳۳٪، ۳۲٪ و ۲۹٪ می‌باشد. میزان مقادیر شکل‌پذیری برای تمامی نمونه‌های تحلیل شده در نمودار ۵ ذکر شده است.

نمودار ۵ : مقایسه ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها



نتیجه‌گیری

در این مقاله رفتار دیوار برشی فولادی تقویت شده با ورقه‌های FRP تحت بارگذاری چرخه‌ای به روش المان محدود مورد مطالعه قرار گرفت. همچنین هدف از این مطالعات تحقیق درباره تأثیر جنس الیاف به کار برده، زوایای قرارگیری الیاف و تعداد لایه‌ها بر رفتار لرزه‌ای شامل مقاومت، استهلاک انرژی و شکل‌پذیری دیوارهای برشی فولادی می‌باشد.

۱. با استفاده از روش المان محدود مشخص شد که الیاف کربن نسبت به الیاف شیشه و آرامید مقاومت و استهلاک انرژی دیوار را بیشتر افزایش می‌دهد همچنین شکل‌پذیری دیوار با الیاف شیشه بیشترین کاهش را داشته و با الیاف کربن شکل‌پذیری بیشتری را به همراه داشت. البته باید این نکته توجه داشت که الیافی که استفاده می‌شوند بسته به نوع آن‌ها خواص مکانیکی متفاوتی دارند یعنی ممکن است که نتایج با استفاده از نوع دیگری از الیاف شیشه یا کربن دچار تغییر شود. در این پژوهش میزان افزایش مقاومت و استهلاک انرژی برای نمونه تقویت‌شده با کربن به ترتیب برابر با ۹۴ ٪ و ۶۴ ٪ و کاهش شکل‌پذیری آن برابر با ۳۲٪ است. این مقادیر برای الیاف شیشه به ترتیب برای افزایش مقاومت و استهلاک انرژی و کاهش شکل‌پذیری برابر با ۶۶ ٪ و ۳۷ ٪ و ۵۸ ٪ می‌باشد.

۲. از عوامل مهم دیگر نقش زاویه قرارگیری الیاف می‌باشد. مقاومت و استهلاک انرژی در نمونه‌های تقویت‌شده با الیاف با زاویه ۶۰ درجه بیشترین افزایش را دارند (٪ ۹۴ و ۶۴ ٪) و بالعکس نمونه با زاویه ۰ و ۹۰ کمترین افزایش را در مقاومت و استهلاک انرژی دارند (٪ ۵۸ و ۲۷ ٪). در شکل‌پذیری نمونه تقویت شده با الیاف ۰ و ۹۰ درجه بیشترین کاهش را دارند (۴۲٪) و نمونه تقویت شده با الیاف ۴۵ درجه کمترین کاهش شکل‌پذیری را دارد (۲۹٪).

۳. تعداد لایه‌های الیاف به کار رفته در نمونه‌ها نیز در پارامترهای لرزه‌ای مؤثر است. نمونه تقویت شده با ۲ لایه الیاف مقاومت، استهلاک انرژی و شکل‌پذیری کمتری نسبت به نمونه دارای ۴ لایه دارد. افزایش مقاومت و استهلاک انرژی در نمونه با ۲ لایه به ترتیب ۵۸ ٪ و ۳۲ ٪ و کاهش شکل‌پذیری آن برابر ۴۴ ٪ می‌باشد در صورتیکه افزایش مقاومت و استهلاک انرژی در نمونه با ۴ لایه به ترتیب ۸۲ ٪ و ۵۲ ٪ و کاهش شکل‌پذیری آن برابر ۳۵ ٪ است.

۴. با توجه به مبحث مقاوم‌سازی می‌توان از سیستم دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده با کامپوزیت FRP برای تقویت ساختمان‌های موجود استفاده نمود. با توجه به الزامات ساختمانی که مورد مقاوم‌سازی قرار می‌گیرد می‌توان فاکتورهای مختلف از جمله جنس الیاف، تعداد لایه‌ها و زوایای قرارگیری آن‌ها را به طوری مورد استفاده قرار داد تا نیازهای لرزه‌ای و سازه‌ای فراهم شود.

امروزه با شناخته شدن اهمیت تقویت و مقاوم‌سازی سازه در برابر زلزله و جلوگیری از خرابی سازه‌ها، روش‌های مقاوم‌سازی متعددی استفاده می‌شوند. رایج‌ترین این روش‌ها استفاده از کامپوزیت‌های FRP است که مزایای این روش به اختصار نام برده شده‌اند. مقاومت کششی و انعطاف‌پذیری بالا، خواص ضد خوردگی خوب، سختی مناسب، وزن سبک، نصب آسان و تقریباً قابلیت نامحدود در اندازه، ابعاد و هندسه و کاهش هزینه‌ها و صرفه اقتصادی. در این پژوهش به بررسی اثر انواع الیاف در تقویت اتصالات سازه‌های بتن‌آرمه پرداخته شده است.

انواع روش‌های تقویت اعضاء بتن‌آرمه

اعضا و المان‌های سازه به روش‌های مختلفی نظیر تقویت داخلی و تقویت خارجی مقاوم‌سازی و تعمیر می‌شوند. که در این قسمت به روش‌های مختلف تقویت خارجی اعضای بتن‌آرمه پرداخته می‌شود. مقاوم‌سازی و تقویت یک عضو به معنای افزایش مقاومت و خصوصیات آن و رسیدن به ظرفیت بهره‌برداری بیش از گذشته می‌باشد.

کامپوزیت‌ها به عنوان مواد تقویت‌کننده برای اعضای بتن آرمه به دلیل نواقص موجود در روش‌های تقویت متداول موجود، کاربردی چشمگیر در دو دهه اخیر پیدا کرده است.

یکی از رایج‌ترین شیوه‌های مقاوم‌سازی اعضای بتن‌آرمه استفاده از ورق‌های فولادی با چسباندن به‌وسیله اپوکسی (رزین) در سطح خارجی تیر یا دال در منطقه کششی آن می‌باشد؛ این روش در کنار مزایا و سادگی طرح، دارای معایبی چون خوردگی فولاد و در پی آن فساد در چسب، نصب بسیار سخت ورق‌های سنگین در محل‌های با محدودیت فضا در سازه، احتیاج به داربست‌بندی، محدودیت در طول ورق، مواجه است. نوارهای FRP می‌توانند به عنوان جایگزینی مناسب برای پوشش و حل مشکلات یاد شده استفاده گردد.

استفاده از ورق‌های فولادی پیش‌تنیده نیز برای تقویت مورد دیگری است که در این حالت نیز حفاظت در برابر خوردگی و آتش از مشکلات آن به حساب می‌آید.

از دیگر روش‌های معمول می‌توان به اجرای ژاکت بتنی مسلح (شاتکریت یا ریختن در محل)، اطراف عضو موجود است. این روش، افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و سختی را به همراه داشته و به دلیل ضخامت فضای موجود را کاهش می‌دهد لذا سبب افزایش نامطلوب وزن و سختی اعضاء خواهد شد. ژاکت‌ها همچنین ممکن است از فولاد باشند. اما در این مورد حفاظت در برابر خوردگی مسئله اصلی به شمار می‌رود. نوارها و محصولات FRP در این مورد جایگزین مناسبی خواهند بود، که افزایشی اساسی را بر روی مقاومت و شکل‌پذیری اعضاء ایجاد می‌کنند.

پلیمرهای مسلح به الیاف *FRP*

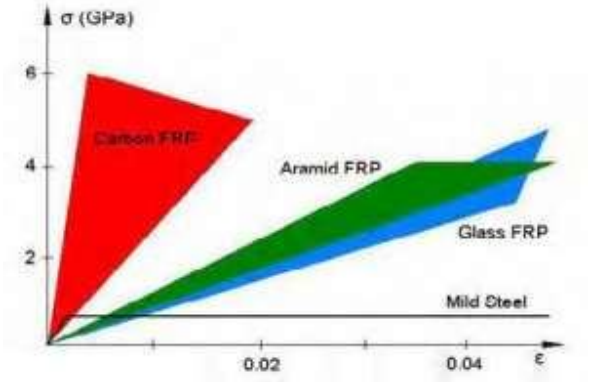
کامپوزیت FRP ترکیبی از الیاف غیرفلزی پیوسته‌ی جهت یافته‌ای هستند که با خواص و ویژگی‌های پیشرفت‌های از جنس کربن، شیشه و آرامید می‌باشند که به همراه چسب رزین (ماتریس) مورد استفاده قرار می‌گیرند. این الیاف بار اعمالی یا تنش‌های اصلی ایجاد شده را تحمل می‌کنند و به عبارتی دیگر، الیاف‌ها، جزء باربر کامپوزیت به حساب می‌آیند؛ درحالیکه رزین نقش انتقال تنش‌ها را در میان الیاف و حفاظت از الیاف را به عهده دارد.

شکل ۱ : اشکال مختلف FRP

بسته به نوع الیاف، کامپوزیت‌های FRP به سه دسته زیر تقسیم می‌گردند :

۱. CFRP (بر پایه الیاف کربن)
۲. GFRP (بر پایه الیاف شیشه)
۳. AFRP (بر پایه الیاف آرامید)

در شکل زیر، منحنی تنش- کرنش کامپوزیت‌های یک جهته تحت بارگذاری یکنواخت کوتاه مدت، در مقایسه با منحنی تنش-کرنش متناظر برای فولاد، قرار گرفته است. همانگونه که از شکل کاملاً مشخص است کامپوزیت‌های FRP رفتاری کاملاً الاستیک خطی تا مرحله گسیختگی خواهند داشت، از طرفی تمام الیاف ظرفیت تحمل تنش بالاتر از فولاد معمولی را دارا می‌باشند.



شکل ۲ : منحنی تنش-کرنش یک جهته برای کامپوزیت‌های FRP مختلف یک جهته

خواص انواع الیاف FRP

الیاف شیشه : این الیاف ارزان‌تر از الیاف کربن و آرامید بوده و حساسیت بسیار بالایی به رطوبت دارد که در صورت انتخاب چسب مناسب می‌توان از آن محافظت به عمل آورد.

الیاف کربن : مقاومت بسیار خوبی در محیط‌های مضر شیمیایی و خورنده دارد. مدول الاستیسته و مقاومت خستگی داشته و هیچگونه خزشی ندارد.

الیاف آرامید : یکی از انواع ساده پلی‌آمیدهای آروماتیک است و برای اولین بار تحت نام تجاری کولار تولید شد. ساختار الیاف آرامید ناهمسانگرد بود و دارای انرژی شکست بالایی می‌باشد. این الیاف رفتار الاستیکی در کشش دارند اما رفتار غیرخطی و شکل‌پذیری در فشار نشان می‌دهند. همچنین به درجه حرارت‌های بالا، رطوبت و تشعشعات ماوراء بنفش حساس بوده و در نتیجه به طور وسیعی در مهندسی عمران کاربرد ندارد.

جدول ۱ مشخصات عمومی برخی از الیاف یاد شده شامل، مدول الاستیسته، مقاومت کششی نهایی و همچنین کرنش نهایی آن‌ها را در مقایسه با یکدیگر نشان می‌دهد.

جدول ۱ : مشخصات عمومی الیاف

ماده	مدول الاستیسیته GPa	مقاومت نهایی کششی MPa	کرنش نهایی کششی MPa
کربن	165 – 700	2100 – 4800	0.2 – 2
شیشه	70 – 90	1900 – 4800	3 – 5.5
آرامید	70 – 130	3500 – 4100	2.5 – 5

در اینجا مشخصات خواص عمومی مواد بتن، فولاد و الیاف کربن در جدول ۲ آورده شده است.

انواع چسب‌های کامپوزیت‌ها

چسب مسیر انتقال برش بین سطح بتن و مواد کامپوزیتی را تأمین می‌کند و عملکرد کامپوزیت را کامل می‌کند.

رزین (ماتریس) بر دو نوع ترموست و یا ترموپلاستیک می‌باشند. ماتریس‌های ترموست (گرماسخت) پس از سخت شدن، با اعمال حرارت، دیگر به حالت مایع یا روان در نمی‌آیند. در حالی که رزین‌های ترموپلاستیک را می‌توان با اعمال حرارت مایع نموده و با اعمال برودت به حالت جامد درآورد. موادی مانند پلی‌استر و اپوکسی را می‌توان به عنوان رزین‌های ترموست.

خواص ماده پلی‌استر و اپوکسی در جدول ۳ آورده شده است. اپوکسی دارای مقاومت، چسبندگی، خواص خزشی و مقاومت شیمیایی مناسبی می‌باشد، و سبب می‌شود که کامپوزیت FRP از خواص مکانیکی بالاتری برخوردار گردد.

جدول ۲ : خواص ماده رزین

ماده	دانسیته	مقاومت کششی(MPa)	مدول الاستیسیته کششی (Gpa)	درصد کرنش نهایی
پلی استر	1000 – 1450	20 – 100	2.1 – 4.1	1 – 6.5
اپوکسی	1100 – 1300	55 – 300	2.5 – 4.1	1.5 – 9

در واقع نقش رزین (ماتریس) عبارت است از :

۱. حفاظت از الیاف در برابر ساییدگی و یا خوردگی محیطی
۲. اتصال الیاف به همدیگر
۳. پخش بار

ماتریس تأثیر مهمی بر روی خواص مکانیکی از جمله مدول الاستسیته و مقاومت، مقادیر برش و خصوصیات در فشار دارد.

خواص مکانیکی کامپوزیت‌های FRP

خواص مکانیکی کامپوزیت‌ها بستگی به نوع الیاف، رزین، مقدار الیاف و جهت الیاف دارد. الیاف ممکن است در یک جهت در کامپوزیت به کار روند، در آن صورت کامپوزیت، تک جهته خواهد شد. همچنین الیاف ممکن است در جهت‌های مختلف بافته و یا بر روی سطح چسبانده شوند که در آن صورت کامپوزیت‌ها، دو یا چند جهته خواهند گردید. برای موارد مقاوم‌سازی به طور معمول از کامپوزیت یک جهته استفاده می‌شود، به گونه‌ای که مقاومت و سختی کامپوزیت در راستای الیاف بالا بوده، و در جهت عمود بر الیاف ضعیف می‌باشد.

ورقه کامپوزیت یک جهته دارای سه صفحه عمود بر هم می‌باشد که در آن صفحات، مشخصات مکانیکی ورق تعریف می‌شود (صفحات xy، xz و yz). سیستم مختصات xyz معمولاً به صورت مختصات اصلی ماده کامپوزیت تعریف می‌شود، به طوریکه محور x معمولاً در راستای الیاف قرار دارد و محورهای y و z عمود بر راستای محور x هستند. به ماده‌ای مانند FRP که دارای رفتارهای مختلف در صفحات مختلف می‌باشد، اصطلاحاً ارتوتروپیک یا دو یا چند سانگرد گفته می‌شود در این تحقیق خواص ماده ارتوتروپیک در دو راستای عمود بر الیاف یکسان در نظر گرفته می‌شود. لذا خواص ماده کامپوزیت مورد بحث در راستای محور y و z یکسان است.

نکته مهم دیگر آن است که برای مدل‌سازی غیرخطی FRP، دانستن مقادیر مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و مدول برشی ماده لازم است. Ex ، مدول الاستیسیته ماده در راستای الیاف، Ey و Ez، مدول الاستیسیته ماده کامپوزیت در جهت عمود بر الیاف است. مدول برشی کامپوزیت FRP نیز در سه صفحه به ترتیب Gyz، Gxy و Gzx می‌باشد. ضریب پواسون برای مواد ارتوتروپیک نیز از جمله مواردی است که باید به دقت به آن توجه شود. Vxy ضریب پواسون اصلی نام داشته که عبارت است از نسبت کرنش در راستای y به کرنش در راستای x، زمانی که تنش در راستای x اعمال شود. Vyx ضریب پواسون غیر اصلی نامیده شده و عبارت است از حاصل‌ضرب Vxy در نسبت Ey به Ex و مقدار آن کمتر از Vxy می‌باشد.

$$v_{yx} = (E_y / E_x) v_{xy}$$

حجم یا اندازه الیاف به کار رفته در کامپوزیت نیز بر خواص مکانیکی آن اثر می‌گذارد. درصد حجمی الیاف حجم Vf به طور معمول ۳۰ تا ۶۰ درصد بسته به ماده، روش اجرا و خواص مورد نظر می‌باشد. درصد حجمی الیاف بر اساس رابطه زیر قابل بیان است :

$$V_f = V_f / V_c$$

Vf و Vc به ترتیب حجم الیاف و حجم کامپوزیت می باشند.

از طرفی با توجه به تک جهته بودن ماده کامپوزیت می‌توان خواص آن را در جهت عرضی ایزوتروپ در نظر گرفت و ساده‌سازی را اعمال کرد.

سختی یک کامپوزیت در جهت طولی الیاف، را می‌توان با در نظر گرفتن مجموع حاصل ضرب درصد الیاف در سختی الیاف و درصد رزین در سختی رزین، از رابطه زیر بدست آورید :

$$E_L = E_f V_f + E_m V_m$$

که اندیس f برای الیاف و اندیس m برای (ماتریس) به کار می رود.

دوام کامپوزیت‌ها

نصب صحیح سیستم FRP، و درواقع آماده‌سازی مناسب سطح زیرین و اتصال درست رزین و الیاف با سطح تأثیر بسزایی در دوام و عمر اقتصادی تخمین زده شده آن دارد، به گونه‌ای که دوام آن ممکن است به همان اندازه و یا بیشتر از چرخه عمر اقتصادی آن میسر گردد.

حفاظت در برابر آتش

علت اصلی گسیختگی تقویت خارجی FRP در درجه حرارت‌های بسیار بالا، تضعیف لایه‌های چسب است. چسب به افزایش درجه حرارت بسیار حساس است، بنابراین اگر خطر آتش‌سوزی وجود داشته باشد، لازم است که کامپوزیت در مقابل آتش محافظت شود. هر چند ورقه‌های کامپوزیت FRP در مقایسه با ورق‌های فولادی، به دلیل هدایت گرمایی کم، زمان طولانی‌تری را در مقابل آتش مقاومت می‌نمایند.

اشعه UV

مواد پلیمریک وقتی در معرض نور خورشید و اشعه ماوراء بنفش (A–UV و B–UV) قرار گیرند، خراب می‌شوند، این خرابی باعث جدایی در اتصال شیمیایی و یا چسب می‌گردد. به علاوه این موضوع باعث کاهش انتقال نور و تغییر رنگ در کامپوزیت می‌شود. اگر چه ماتریس ممکن است تحت اثر تشعشعات ماوراءبنفش خراب شود، ولی با استفاده از افزودنی‌های به‌خصوص، می‌توان آن را در مقابل تشعشعات ماوراءبنفش مقاوم کرد. همچنین می‌توان کامپوزیت را با رنگ کردن محافظت نمود.

خستگی

در مقایسه با فولاد، کامپوزیت FRP عملکرد بسیار بالایی را در برابر خستگی نشان می‌دهد.

خزش

FRP های کربن دچار خزش نمی‌شوند، اما تغییرشکل‌های طولانی مدت در کامپوزیت‌های AFRP، به طور قابل ملاحظه‌ای در هنگام خزش افزایش می‌یابد. مسئله مهم دیگر، رفتار بسیار ضعیف GFRP تحت بار دائم است. الیاف شیشه در کشش تحت تنش‌های دائمی به صورت زودرس دچار گسیختگی می‌شوند. مقاومت کششی کامپوزیت شیشه تحت کشش دائمی به ۲۳ درصد از مقدار ماکزیمم آن کاهش می‌یابد.

ضربه

فقط الیاف آرامید مقاومت بالایی در برابر ضربه از خود نشان می‌دهند. این ماده به دلیل سختی بالا و انرژی گسیختگی بالا برای ساخت جلیقه زره‌ی استفاده می‌گردد، بنابراین الیاف آرامید می‌تواند برای حالاتی استفاده گردد که نیاز به محافظت و تقویت سازه در برابر خطر انفجار باشد. همچنین الیاف آرامید می‌توانند برای تقویت پل‌ها که در معرض خطر تصادف وسایل نقلیه قرار می‌گیرند، استفاده شوند.

حرارت

معمولاً ورق‌های FRP، جهت تقویت مقاطع بتنی ترک‌خورده (خسارت‌دیده) استفاده می‌شود، از این‌رو حضور حفرات در سطح بتن – FRP بدیهی است. زمانی که آب درون این حفرات محصور شده باشد، انبساط آب در حرارت بالا، ممکن است باعث جدا شدن (ورقه ورقه شدن) FRP از سطح اتصال گردد. بنابراین، تأثیر چرخه منجمد شدن و ذوب شدن در تقویت سازه، پدیده‌ای است که باید مد نظر قرار گیرد.

رطوبت

کربن و شیشه به ترتیب نسبت به جذب آب بی‌اثرند، در حالی که آرامید تا ۱۳ درصد وزن خود رطوبت را جذب می‌کند. لازم به ذکر است که اپوکسی برخلاف سایر پلیمرها، آب چندانی جذب نمی‌کند.

قلیایی / اسیدی

مطابق آنچه در جدول ۴ مشاهده شد، الیاف کربن در هر دو محیط‌های قلیایی و اسیدی مقاومت بالایی نشان می‌دهد، در حالی که الیاف شیشه و در بعضی از نمونه‌ها، الیاف آرامید مقاومتی ندارند. هر چند استفاده صحیح از رزین، می‌تواند از الیاف محافظت به عمل آورد.

جدول ۳ : مقاومت الیاف مختلف در برابر خوردگی

فاکتورهای خوردگی	E-glass	AR-glass	Aramid	Carbon
جذب آب (درصد در ۲۴ ساعت(	–	–	0.05	–
محیط اسیدی کم	مقاومت کم	مقاومت بالا	مقاومت بالا	مقاومت بالا
محیط اسیدی زیاد	بدون مقاومت	مقاومت کم	مقاومت کم	مقاومت بالا
محیط قلیایی کم	بدون مقاومت	مقاومت بالا	مقاومت بالا	مقاومت بالا
محیط قلیایی زیاد	بدون مقاومت	مقاومت کم	مقاومت کم	مقاومت بالا
حرارت	مقاومت بالا	مقاومت بالا	بدون مقاومت	مقاومت بالا
اشعه ماوراءبنفش	مقاومت بالا	مقاومت بالا	بدون مقاومت	مقاومت بالا

ارزیابی قاب بتن آرمه با نوعی از الیاف CFRP و GFRP

در این مرحله یک قاب بتن‌آرمه با دو نوع الیاف CFRP و GFRP را مورد ارزیابی قرار داده و با توجه به نتایج حاصله و خصوصیات کیفی و مقایسه کاربری بین الیاف‌ها بهترین نوع الیاف که الیاف CFRP می‌باشد، پرداخته شده است.

شرح کامل مدل قاب و نتایج حاصل از آنالیز

در این مدل قاب موردنظر با استفاده از المان‌های C3D8R و T3D2 مدل‌سازی می‌شوند :

المان C3D8R : این المان سه‌بعدی هشت گرهی برای مدل‌سازی قاب و تیر و ستون بتنی استفاده می‌شود.

المان T3D2 : این المان سه‌بعدی دو گرهی برای مدلسازی آرماتورهای طولی و عرضی استفاده می‌شود.

در ستون‌های قاب مذکور از ۸ میلگرد نمره ۱۶ و در تیرها نیز از ۶ میلگرد نمره ۱۶ به‌صورت سرتاسری استفاده شده است، در اتصالات نیز میلگردهای طولی قرار داده شده است. در ضمن با افزایش مدول الاستیسیته به مقدار اندکی و با توجه به اینکه المان C3D8R در *برنامه* ABAQUS توزیع حجمی آرماتورها را در بتن فرض می‌کند، بنابراین اثرات آرماتورهای عرضی لحاظ گردیده است. مشخصات مصالح موردنظر در مدل (اعم از بتن و فولاد) به شرح جدول ۵ می‌باشد.

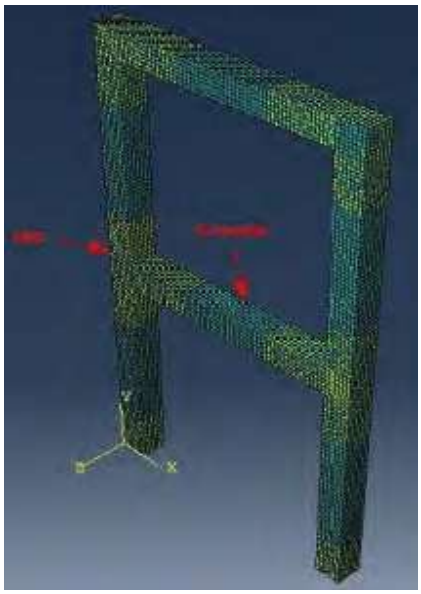
جدول ۴ : مشخصات مصالح

ρ (Mass Density) (Kg/m^3)	E_x (MPa)	E_y (MPa)	E_z (MPa)	F_u (MPa)	F_c (MPa)	مصالح
۲۴۰۰	–	–	۳×۱۰^۴	۲/۸۷	۲۸/۷	بتن
۷۸۵۰	۲×۱۰^۵	۲۰۰	–	–	–	فولاد

شرح کامل مدل و آنالیز مربوطه به تقویت اتصالات سازه‌های بتن‌آرمه FRP

با توجه به اینکه بارهای جانبی وارده غالباً در اتصالات قاب‌های بتن‌آرمه وارد می‌گردد و اتصالات نقش انتقال بار از تیرها به ستون‌ها را دارند پس در جذب بارهای اعمال شده نیز نقش مهمی ایفا می‌کنند؛ بنابراین جهت جلوگیری از اثرات خردشدگی موضعی در اثر

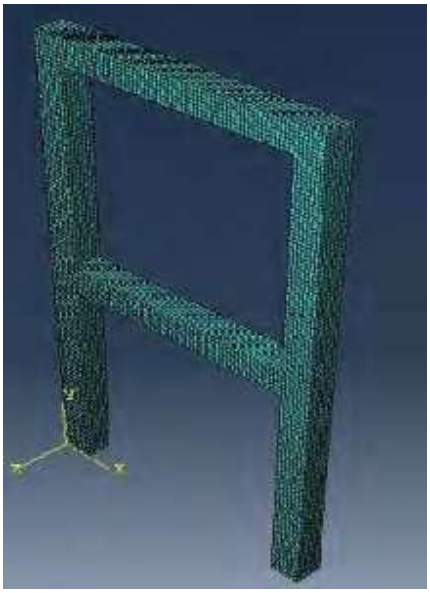
بارهای سیکلی و همچنین عدم تمرکز تنش و نیز ازدحام آرماتور در ناحیه اتصال و به دنبال آن گسیختگی؛ بایستی اتصالات قاب‌های بتن‌آرمه با ورقه‌های FRP با دور کامل دور پیچ و پوشانده شوند.



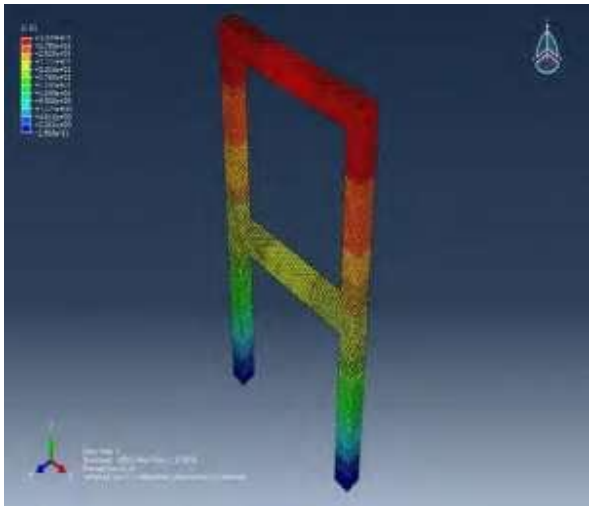
شکل ۳ : مدل اجزا محدود قاب موردنظر

حداکثر تغییر مکان جانبی مجاز

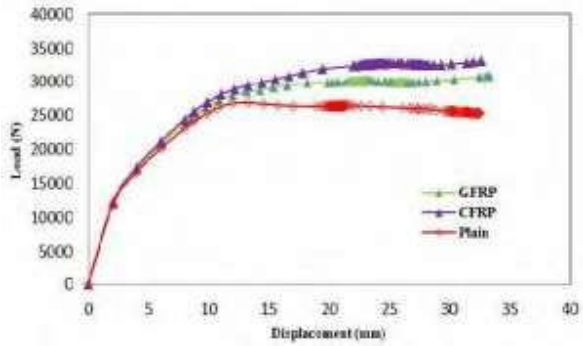
با توجه به حجم بالای مدل و مش‌بندی ریز پس از رسیدن به تغییر مکان حدود ۳۰ میلی‌متر با واگرایی مواجه می‌شویم که نتایج آنالیز قاب به صورت زیر می‌باشد.



شکل ۴ : مدل قاب بتن‌آرمه مش‌بندی شده



شکل ۵ : مقادیر جابه‌جایی قاب بتن آرمه تقویت نشده، تحت تغییر مکان ۶,۸ سانتی‌متر در جهت x



شکل ۶ : نمودار بار – تغییر مکان قاب تقویت شده و تقویت نشده در اتصالات با یک لایه FRP تحت تغییر مکان ۶,۸ سانتی‌متر

کامپوزیت	مدول الاستیسیته (MPa)	ضریب پواسون	مقاومت کششی (MPa)	مدول برشی (MPa)	ضخامت هر لایه FRP برحسب mm
CFRP	$E_x = 62000$ $E_y = 4800$ $E_z = 4800$	$\nu_{xy} = 0.22$ $\nu_{xz} = 0.22$ $\nu_{yz} = 0.30$	958	$G_{xy} = 3270$ $G_{xz} = 3270$ $G_{yz} = 1860$	1.0

جدول ۵ : خواص الیاف CFRP

کامپوزیت	مدول الاستیسیته (MPa)	ضریب پواسون برگشتی	مقاومت کششی (MPa)	مدول برشی (MPa)	ضخامت هر لایه FRP برحسب mm
GFRP	$E_x = 25579$ $E_y = 2136$ $E_z = 2136$	$\nu_{xy} = 0.20$ $\nu_{xz} = 0.20$ $\nu_{yz} = 0.30$	552	$G_{xy} = 1450$ $G_{xz} = 1450$ $G_{yz} = 825$	1.0

جدول ۶ : خواص الیاف GFRP

نتیجه‌گیری

یکی از عوامل آسیب‌پذیری سازه‌های بتن آرمه در برابر زلزله عدم رعایت آئین‌نامه در مرحله طراحی جهت استفاده از اصل ستون قوی- تیر ضعیف، می‌باشد که متعاقباً باعث ایجاد مفصل پلاستیک در ستون‌ها و آسیب‌های جدی در هنگام وقوع زلزله می‌شود لذا در طراحی باید ایجاد مفصل پلاستیک در تیرها در نظر گرفته شود. این امر با تقویت اتصالات تیر و ستون انجام‌پذیر است. در این راستا این اتصالات با استفاده از ورق‌های FRP تقویت می‌شوند. یک روش مقاوم‌سازی شامل تقویت جان تیر با بهره‌گیری از ورق‌های FRP در محل اتصالات بتنی، جهت دور کردن مفصل پلاستیک از برِ ستون به کار گرفته می‌شود. جهت انتخاب نوع الیاف مصرفی برای نیل به این هدف بررسی‌هایی انجام شد که پس از مقایسه رفتار قاب با تأثیر دو الیاف CFRP و GFRP روی آن نتایج زیر مشاهده شد :

۱. استفاده از الیاف FRP تا زمانی که نقاط ضعف سازه را برطرف می‌نماید، به‌صورت محسوسی شکل‌پذیری سازه را افزایش می‌دهد.
۲. سطح زیر نمودار بار – تغییر مکان بیانگر جذب انرژی می‌باشد که افزایش ظرفیت باربری قابل مشاهده می‌باشد.
۳. با توجه به مقاومت کششی بالای الیاف CFRP نسبت به GFRP و خصوصیات کیفی و کاربردی که این الیاف نسبت به الیاف GFRP دارد. بهترین نوع الیاف برای سازه‌های بتنی الیاف کربن می‌باشد

مقاوم سازی دال بتن

بر اثر عوامل متعددی نظیر خرابی‌های ناشی از خوردگی، کهولت سن سازه، خطاهای طراحی و اجرا، تغییر کاربری، ضعف آئین‌نامه قدیمی و .. ممکن است سازه‌های ساخته شده و به خصوص دال بتن سازه ها فاقد مقاومت و شکل‌پذیری لازم در مقابل بارهای اعمالی باشند. لذا تقویت و مقاوم‌سازی سازه‌های مورد نظر از اهمیت بسیاری برخوردار می‌باشد. به‌طورکلی تقویت سازه‌ها در اغلب موارد دارای اقتصادی بیشتری نسبت به ساخت مجدد آن می‌باشد.

مهم‌ترین هدف تقویت سازه، افزایش مقاومت و بهبود شکل‌پذیری رفتار اعضای موجود می‌باشد. از مهم‌ترین المان‌های نیازمند تقویت سازی دال‌های بتنی هستند که کاربرد گسترده در پروژه‌های عمرانی دارند. تقویت خمشی دال بتن آرمه به روش‌های مختلف همچون تقویت با ورقه‌های فولادی، الیاف پلیمری مسلح و یا تقویت با آرماتورهای خارجی انجام می‌شود. این تقویت‌ها می‌تواند منجر به افزایش ظرفیت خمشی و برشی سازه شوند. دال‌ها در ساختمان‌ها و عرشه‌ی پل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. همان‌طور که گفته شد تقویت سازی با الیاف پلیمری یکی از روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌هاست که با برطرف نمودن نقاط ضعف سیستم مقاوم‌سازی با ورق‌های فولادی در سال‌های اخیر بسیار رواج یافته است. در سال‌های اخیر با ایجاد فن‌های جدیدی در تولید کامپوزیت FRP از قبیل کامپوزیت‌های مختلط (هیبرید) و کامپوزیت‌های پیش‌تنیده کاربری آن‌ها توسعه یافته است . مزیت این روش را می‌توان اینگونه بیان کرد که دال بتنی ساخته شده نیازی به میلگرد نداشته و در محیط‌های در معرض خورندگی مقاوم هستند. ضخامت کم و وزن سبک نیز طرح را مقتصدانه‌تر کرده و حمل‌ونقل نیز آسان شده است.

با رایج شدن این طرح انقلاب بزرگی در صنعت ساخت‌وساز رخ خواهد داد چرا که با حذف آرماتور در دال‌های پیش ساخته بتنی و کاهش قابل توجه در ضخامت آن و با در نظر گرفتن هزینه‌های بالای میلگرد و بتن و نیز کاهش روز افزون قیمت ورق‌های CFRP دال بتنی سبک ارزان و مقاوم خواهیم داشت. موارد کاربرد ساخت دال بتنی پیش‌ساخته با ضخامت کم بدون میلگرد جهت پوشش کانال‌های آب و نیز کانال‌های شهری و محیط‌های در معرض خورندگی است.

در ادامه مروری بر چند پروژه مقاوم‌سازی با استفاده از کامپوزیت FRP خواهیم داشت :

پژوهش‌هایی که در زمینه‌ی استفاده از (Fiber Reinforced Polymer) FRP در جهت کاهش ضخامت دال بتن دوطرفه انجام شدند از ترکیب دال بتنی و ورق‌های پلیمری استفاده نمودند. بدین‌صورت که ورق‌های پلیمری به کف دال چسبانده شده تا از ضخامت معین دال که در آیین‌نامه بتن ایران بیان شده، کم شود که به این ترتیب با کاهش ضخامت دال از وزن بار مرده ناشی از بتن دال کاسته خواهد شد. در یکی از پژوهش‌های نامبرده منظور ایشان مدل‌های دال بتنی در نرم‌افزار اباکوس (ABAQUS) با ورق‌های CFRP در الگوها و لایه‌های متفاوت مدل‌سازی کردند، در ابتدا هرکدام از دال‌ها با ضخامت تعیین شده از روابط آیین‌نامه مورد تحلیل قرارگرفته و پس از آن با کاهش ضخامت دال و استفاده از لایه‌های FRP به تحلیل و نتایج مربوط پرداخت شده است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از این ورق‌های پلیمری مقدار قابل توجهی از وزن دال بتنی دوطرفه را کاهش می‌دهد به‌طوریکه ضخامت دال به اندازه ۳۷,۵٪ کاهش داده خواهد می‌شود.

مدل‌سازی

در تحقیق حاضر، ۷ عدد دال بتنی با استفاده از طرح اختلاط بتن سبک ساخته شده است، که ۶ عدد آن را با استفاده از الیاف FRP تقویت شده و یک نمونه به عنوان دال شاهد می‌باشد. دال‌ها تحت بارگذاری ۴ نقطه‌ای خمشی قرار گرفته است.

بتن سبک با لیکا

برای دستیابی به بتنی با مقاومت بالا از افزودنی‌های معدنی و شیمیایی استفاده گردید. همچنین از پودر سنگ به منظور کاهش تخلخل و افزایش مقاومت فشاری استفاده شد. با در نظر داشتن جنبه‌های اجرایی این نوع از بتن، متغیرها در طرح‌های مختلف عبارت‌اند از: نسبت آب به مصالح سیمانی، مقدار دانه‌های سبک در کل حجم بتن، مقدار سیمان و پودر سنگ.

در اینجا به بررسی بتن سبک سازه‌ای با مقاومت بالا که برای کاهش وزن آن از دانه‌های رس منبسط شده (لیکا) استفاده شده، می‌پردازیم. مهم‌ترین ویژگی‌های بتن لیکا شامل مواردی چون : وزن کم، حمل‌ونقل آسان، بهره‌وری بالا هنگام اجرا، سطح مناسب برای اندودکاری، مقاومت و باربری، عایق حرارت و صدا، مقاوم در برابر یخزدگی، بازدارندگی در برابر نفوذ رطوبت و دوام در برابر مواد آهکی، متناسب با وزن و مقاومت مورد نظر از بتن سبک لیکا به عنوان پر کننده، عایق و یا باربر استفاده می‌شود.

بتن لیکا می‌تواند در جا ریخته شود و یا به‌صورت بلوک، اجزای ساختمانی و سایر قطعات پیش‌ساخته بکار رود. در هر مورد متناسب با کاربرد و روش اجرا از دانه بنده‌ای مناسب لیکا استفاده می‌شود. بتن‌های پر کننده و عایق اغلب در پی‌سازی و زیرسازی ساختمان، شیب بندی کف و بام، بلوک‌ها یا اجزای دیوارهای جدا کننده و محیطی غیرباربر به کار می‌روند. از این نوع بتن، در ساخت اجزای مقاوم نظیر بلوک‌های باربر، پانل‌های دیواری و سقفی مسلح و نیز اسکلت بتن مسلح ساختمان‌ها استفاده می‌شود.

قابل توجه است که به دلیل الزامات مقاومت و دانه‌بندی، تنها با استفاده از دانه‌های لیکا می‌توان در ایران بتن سبک سازه‌ای ساخت.

در جداول زیر مشخصات نمونه آزمایشگاهی آمده است :

جدول ۱ : مشخصات طرح اختلاط برای یک متر مکعب

سیمان	میکروسیلیس	فوق روان کننده	آب	لیکا	درشت دانه	پودر سنگ

200kg	450kg	300kg	10kg	10kg	100kg	450kg

الیاف کربنی FRP

از اوایل قرن ۸۰ میلادی استفاده از سیستم‌های FRP برای بهسازی و تقویت سازه‌های آغاز شد. تکنولوژی استفاده از ورق‌هایی FRP اولین بار در سال ۱۹۸۴ در سوئیس مورد استفاده قرار گرفت که در آن ورق‌های CFRP جهت مقاوم‌سازی تیرهای بتنی آزمایش شد. بزرگ‌ترین مزیت ورق‌های FRP داشتن نسبت مقاومت به وزن بالای آن‌ها می‌باشد. ورق‌های FRP به طور معمول حداقل دو برابر و حتی می‌تواند ده برابر مقاومت ورق‌های فولادی را داشته باشند. در صورتی که وزن آن‌ها تنها ۲۰٪ وزن ورق‌های فولادی می‌باشد. پلیمرهای مسلح از الیاف بسیار نازکی تشکیل شده‌اند که توسط ماده زمینه محصور می‌شوند .الیاف دارای جنس‌های متفاوتی بوده و به صورت قطعات کوتاه، رشته‌های دراز و پارچه‌های بافته تولید می‌شود. زمینه در FRP ها نقش محافظت از الیاف و انتقال تنش بین آن‌ها را ایفا می‌کند و الیاف بافت تک جهته (کلیه الیاف در جهت اعمال نیرو یعنی صفر درجه) می‌باشد.

انتخاب FRP مناسب جهت مقاوم‌سازی دال بتن

به طور کلی جهت قرارگیری الیاف در یک یا چند راستا از صفر ۴۵، ۹۰ و ۱۳۵ درجه می‌باشد. به همین ترتیب نوع بافت‌ها نیز می‌تواند متغیر و به صورت تک جهته (۰درجه)، دو جهته (۹۰/۰ و ۹۰/۴۵) و سه جهته (۰/۴۵/۹۰) و چهار جهته (۰/۴۵/۹۰/۱۳۵) باشد. با توجه به نمودار تنش کرنش الیاف FRP، بهترین روش بافت برای رسیدن به بیش‌ترین ظرفیت الیاف مسلح کننده بافت تک جهته (کلیه الیاف در جهت اعمال نیرو یعنی حالت صفر درجه) می‌باشد.

جدول ۲ : مشخصات مکانیکی الیاف FRP

نوع الیاف	مدول الاستیسیته کششی (Gpa)	مقاومت کششی نهایی (Mpa)	ضخامت الیاف (mm)
Glass Wrap System) GF)	76	2300	0.16
Carbon Wrap System) CF)	230	4900	0.11

جدول ۳ : مشخصات نمونه‌ها

SLAB	FRP	Concrete Dimension	Concrete & CFRP Cross-Section
Slab 1	-	1000*200*30 Mm	
Slab 2	CFRP	1000*200*30 Mm	
Slab 3	CFRP	1000*200*30 Mm	
Slab 4	CFRP	1000*200*30 Mm	
Slab 5	CFRP	1000*200*30 mm	
Slab 6	CFRP	1000*200*30 Mm	
Slab7	GFRP	1000*200*30 Mm	

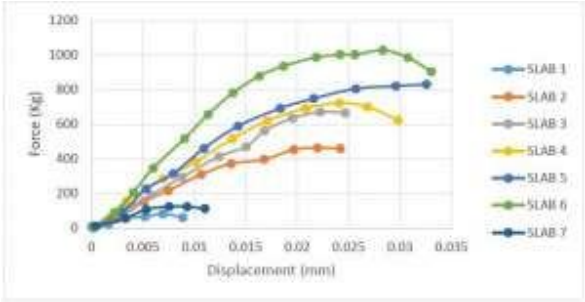
آزمایش

از آنجایی که روش تولید و عمل‌آوری بتن تا حدی کاربرد آن را محدود می‌کند، هدف از انجام این آزمایش دستیابی به بتنی با کارایی مناسب و مقاومت بالا و سبک با استفاده از مصالح موجود در کشور می‌باشد. به این منظور با ایجاد تغییر در طرح

مخلوط‌های اولیه طرح اختلاط نهایی با مقاومت مورد نظر بدست آمد. پس از ساخت دال‌ها و تقویت آن‌ها با الیاف FRP در آزمایشگاه تحت بارگذاری خمشی ۴ نقطه‌ای قرار می‌گیرد. که نمودارها و شکل دال‌ها پس از شکست در ذیل نمایش داده شده است.

شکل ۱ : دستگاه بارگذاری

پس از شکستن نمونه‌های دال بتن (شکل ۳) نیرو و جابجایی دال به دست می‌آید که در شکل زیر منحنی آن رسم شده است. همچنین نحوه شکست دال‌ها در شکل زیر نمایش داده شده است.



شکل ۲ : مقایسه دال‌های بتنی تحت آزمایش خمش

شکل ۳ : دال‌های آزمایش شده

نتیجه‌گیری

تحقیق حاضر بر روی نمونه‌های دال بتن ساخته شده با بتن سبک و تقویت‌شده با استفاده از کامپوزیت‌های CFRP و GFRP به روش‌های مختلفی انجام شده است. دالی که بیشترین تعداد لایه کربن و همچنین تقویت در کناره‌های دال را داشت بیشترین

مقاومت را در خمش از خود نشان داد. یعنی زمان بسیاری جهت شکست این دال صرف شد. مقدار مقاومت خمشی این دال تقریباً بیش از نوزده برابر دال شاهد بود که نشان‌دهنده این بود که هر چه تعداد لایه‌ها بیشتر باشد مقاومت خمشی دال افزایش می‌یابد.
دلایل بسیاری در مراحل طراحی، اجرا و نگهداری موجب آسیب به اعضای سازه‌های بتنی شده که در پی آن امروزه سازه‌های زیربنایی متعددی به ترمیم و مقاوم‌سازی نیازمندند. ارائه یک طرح بهسازی و یا مقاوم سازی تیرهای بتنی و یا سایر اعضای سازه مستلزم مشخص نمودن نقاط ضعف و ارزیابی آسیب‌پذیری یک ساختمان در برابر می‌باشد. هدف از بهسازی سازه بهبود رفتار آن در برابر نیروهای ناشی از زلزله بوده بطوری که پس از انجام عملیات بهسازی بتوان انتظار داشت در سطوح خطر مختلف، خرابی‌ها و خسارات وارده بر اجزای ساختمان در حدود سطح عملکرد مورد انتظار باشد.
لذا در این راستا نیاز است طرح‌های بهسازی بطور دقیق و مطابق با وضعیت موجود ساختمان تعیین‌شده تا بتوان نسبت به برآورده شدن معیارهای پذیرش موردنظر در آیین‌نامه‌های معتبر، در اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای اطمینان حاصل نمود. این معیارها باید مبتنی بر اصول کلی طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زمین‌لرزه باشند با این تفاوت که در این حالت به دلیل وجود محدودیت‌های ناشی از وضعیت موجود از لحاظ سازه‌ای و معماری، نوع کاربری و بارگذاری روند طراحی با مشکلات همراه است که نیازمند راهکارهای متنوع‌تری خواهد بود.
با گسترش علوم و فن‌آوری در طول دهه‌های ۷۰ و ۸۰ میلادی استفاده از سیستم‌های (FRP Fiber Reinforced Polymers) به‌عنوان یک روش مقاوم‌سازی شناخته شد. این سیستم‌های الیافی در قالب‌های مختلفی مانند پارچه‌های تک جهته و دو جهته، لمینیت، میلگرد، بصورت چاپد در بتن و ... استفاده می‌شوند. از جمله عوامل محبوبیت این سیستم‌ها خواص متعدد آن‌ها مانند مقاومت، مدول الاستیسیته و دوام بالا، خواص ضد خوردگی، اجرای آسان، وزن بسیار کم و قیمت با صرفه اقتصادی می‌باشد.

مقاوم سازی تیرهای بتنی

مقاوم سازی تیرهای بتنی و بطور کلی سازه‌ها در جهت تقویت آنان برای تحمل بارهای وارده، بهبود نارسایی‌های ناشی از فرسایش و خوردگی، افزایش شکل‌پذیری سازه یا موارد دیگر با استفاده از مصالح مناسب و شیوه‌های اجرایی صحیح انجام می‌گردد. استفاده از مواد کامپوزیت به شکل پلیمرهای مسلح شده با الیاف که به اختصار FRP نامیده می‌شوند به عنوان یک روش پرکاربرد و مناسب مقاوم‌سازی و جایگزین مصالح سنتی می‌شود. مصالح FRP از ترکیب الیاف و رزین ساخته می‌شوند، در فرایند مقاوم‌سازی از رزین (رزین اپوکسی) برای ایجاد لایه یکپارچه، همچنین چسبیدن سیستم FRP به سطح بتن زیرین و ایجاد پوشش به منظور محافظت مصالح استفاده می‌شود.

برخی از روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه

استفاده از کابل‌های پیش‌تنیده
استفاده از دیوار برشی
استفاده از میانقاب با مصالح بنایی
استفاده از پوشش و غلاف فولادی
استفاده از ورق FRP
استفاده از میراگرهای اصطکاکی

معرفی سیستم FRP

کاهش سودمندی سطح عملکرد سازه‌ها در طول زمان تحت تأثیر عوامل محیطی و آسیب‌های ناشی از بارگذاری و تغییر کاربری اجتناب‌ناپذیر بوده و لذا لزوم تدوین روش‌های عملی جهت تقویت و یا تعمیر این‌گونه سازه‌ها اجباری می‌باشد. امروزه مواد کامپوزیت یا مواد مرکب به عنوان یکی از پیشرفته‌ترین مواد در صنایع محسوب می‌شود. این صنعت و تکنولوژی در کشور ما به عنوان یک صنعت تقریباً جدید و نو مطرح است و تاکنون قدم‌های مثبتی نیز در این زمینه برداشته‌شده است ولی به نظر می‌رسد تا

دست‌یابی به شرایط مطلوب و رسیدن به مرزهای جهانی راه طولانی در پیش است. با توجه به اینکه این علم در بین علوم مختلف در حال رسیدن به جایگاه خود می‌باشد به خصوص در رشته مهندسی مکانیک و عمران به جایگاه ارزنده رسیده است به بررسی قسمتی از این صنعت در ساختمان‌سازی که تقویت سازه‌ها بوسیله این مواد می‌باشد پرداخته شده است.

گستره

سیستم مقاوم‌سازی سازه‌ها با کامپوزیت اف ار پی (الیاف تقویت‌شده با پلیمرهای رزین اپوکسی) از دو جز اساسی تشکیل می‌شوند. فایبر(الیاف) و ماتریس یا رزین (ماده چسباننده).

فیبرها که اصولاً الاستیک، ترد و بسیار مقاوم هستند، جزء اصلی باربر در سیستم محسوب می‌شوند. بسته به نوع فیبر، قطر آن در محدوده ۵ تا۲۵ میکرون می‌باشد این الیاف توسط رزینی از جنس پلیمر که رزین اپوکسی می‌باشد احاطه گردیده است. رزین اصولاً به‌عنوان یک محیط چسباننده عمل می‌کند، که فیبرها را در کنار یکدیگر نگاه می‌دارد. با این وجود، ماتریس‌های با مقاومت کم به صورت چشمگیر بر خواص مکانیکی کامپوزیت نظیر مدول الاستیسیته و مقاومت نهایی آن اثر نمی‌گذارند.

حداقل مقاومت سطح بتن

سیستم FRP بروی بتن سالم عمل می‌نماید و نباید از آن‌ها برای سازه دارای فولاد خورده شده یا بتن فرسوده استفاده نمود. مقاومت بتن موجود عامل مهمی برای کاربری‌های چسبندگی بحرانی شامل مقاوم‌سازی خمشی یا برشی اعضا می‌باشد. حداقل مقاومت کششی بتن ۱,۴ مگا پاسکال می‌باشد، و سیستم FRP نباید برای کاربری‌های چسبندگی بحرانی هنگامی که بتن دارای مقاومت فشاری کمتر از ۱۷ مگاپاسکال است استفاده شود. ضمناً استفاده از سیستم FRP سبب توقف خوردگی میلگردهای در حال خورده شدن نخواهد شد لذا قبل از نصب این سیستم باید آرماتورها و بتن ترمیم شوند.

اعضای سازه‌ای که توسط FRP مقاوم‌سازی می‌گردند :

۱) تیرها
۲) ستون‌ها
۳) دال‌ها
۴) اتصالات
۵) ساختمان‌های بتنی
۶) ساختمان‌های چوبی

مزایای روش مقاوم‌سازی تیر بتنی توسط FRP

۱) افزایش مقاومت خمشی،برشی و ضربه تیر
۳) افزایش شکل‌پذیری، دوام و عمر تیر
۴) فزایش مقاومت در برابر خوردگی
۶) کنترل عرض ترک
۷) ضخامت کم ورقه‌های اف آر پی و عدم تغیر قابل‌توجه در ابعاد تیر
۸) سهولت در اجرا و صرفه اقتصادی

صحت سنجی نتایج مطالعات آزمایشگاهی ساخته‌شده با نمونه‌های مدل‌سازی شده در آباکوس

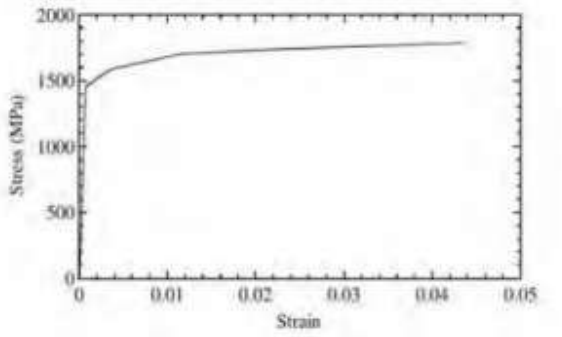
در این قسمت به بررسی نتایج و اعتبار سنجی دو نمونه آزمایشگاهی تیر بتنی پیش‌تنیده با نمونه‌های مورد مطالعه مدل‌سازی شده مستطیلی و I شکل در این تحقیق پرداخته‌شده است و نمودارهای نیرو- تغییر مکان آن‌ها با هم مورد صحت سنجی و مقایسه قرار گرفته است.

معرفی مشخصات مصالح و هندسی تیرهای مورد مطالعه آزمایشگاهی و مدل‌سازی شده

نمونه اول تیر مستطیلی پیش‌تنیده

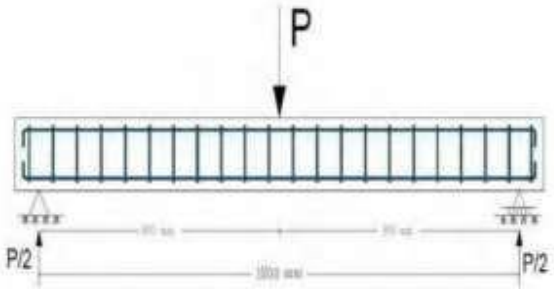
در این آزمایش تیر مستطیلی پیش‌تنیده برای مدل‌سازی با عرض mm ۲۰۰ ، ارتفاع mm ۳۰۰ و طول mm ۲۰۰۰ ساخته شد. مقاومت فشاری طراحی نمونه بتن پیش‌تنیده Mpa۴۵ در نظر گرفته شد. مقاومت فشاری بدست آمده در عمل از آزمایش فشاری روی چهار مکعب استاندارد بدست آمد. برای حالت الاستیک مدول الاستیسیته بتن Mpa ۳۱۰۳۴,۲۳ و ضریب پواسون ۰,۲ و درحالت پلاستیک برای مدل‌سازی بتن از روش Concrete damage plasticity استفاده شده است. این روش از نظریه دراکر پراگر استفاده می‌کند. تیر بتن پیش‌تنیده با چهار میلگرد فولادی معمولی و دو کابل پیش تنیدگی مسلح گردید و خاموت های عرضی با قطر mm۸ در فواصل Gpa ۲۰۰ می‌باشند. کابل‌های پیش تنیدگی مورد استفاده در تیر نیز دارای مقاومت تسلیم و مدول ارتجاعی اسمی به ترتیب برابر Mpa ۱۸۰۰ و Gpa ۲۰۰ می‌باشند.

کابل‌های مفروض دارای قطر ۵ میلی‌متر هستند که تا تنش Mpa ۱۰۱۰ پیش‌تنیده شده‌اند. مدول الاستیسیته تاندون‌ها برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال فرض شده است. بر اساس تست‌های صورت گرفته نمودار تنش کرنش رفتار غیر خطی تاندون‌ها مطابق شکل زیر وارد نرم‌افزار شده است.



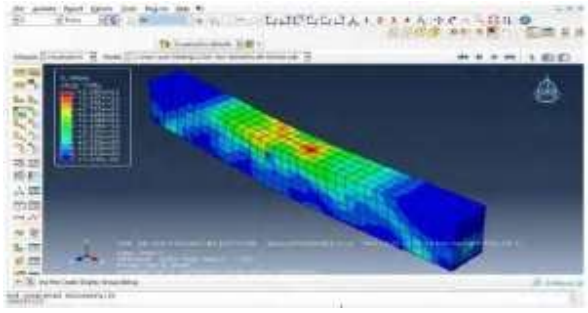
شکل ۱ : رابطه تنش – کرنش کابل‌های پیش‌تنیده

تیر بتن پیش‌تنیده با تکیه‌گاه‌های ساده مانند شکل زیر اثر بار استاتیکی قرار گرفت. فاصله بین تکیه‌گاه‌ها mm ۱۸۰۰ می‌باشد.

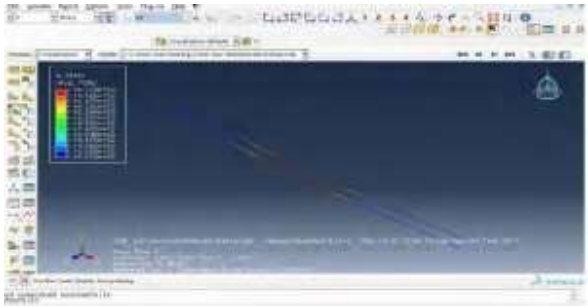


شکل ۲ : شکل شرایط تکیه‌گاه و بارگذاری

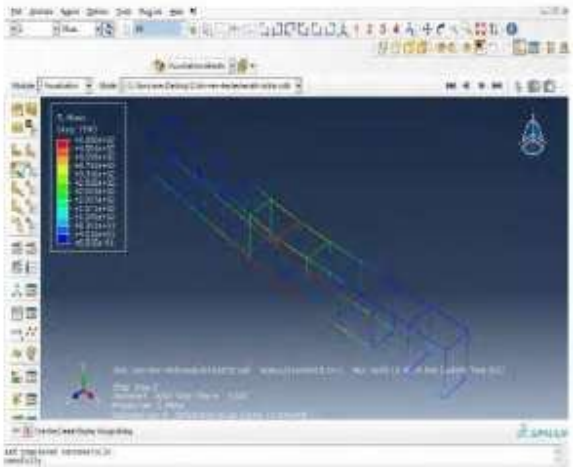
نتایج حاصل از تحلیل تیر بتنی پیش‌تنیده در آباکوس برای مصالح مختلف به کار رفته در شکل‌های زیر مشخص است.



شکل ۳ : شکل مدل تیر بتنی مستطیلی بعد از تحلیل

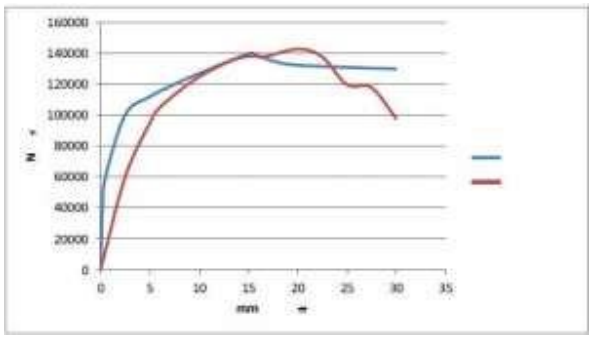


شکل ۴ : شکل مدل کابل‌های پیش تنیدگی بعد از تحلیل



شکل ۵ : شکل مدل خاموت ها و میلگردها بعد از تحلیل

نمودار تغییرات جابجایی در وسط دهانه در برابر تغییرات نیرو برای تیر بتن پیش‌تنیده مورد نظر که تحت بار استاتیکی در آزمایشگاه قرار گرفته و همچنین نمودار تیر بتن پیش‌تنیده مدل‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس نمایش داده شده است. نمودار نیرو – تغییر مکان شامل چند خاصیت است شیب نمودار در قسمت بارگذاری اولیه سختی تیر را نشان می‌دهد. مقدار بیشترین تغییر مکان روی نمودار نشان‌دهنده تغییر مکان ماکسیمم وسط دهانه می‌باشد. سطح زیر نمودار نیز میزان انرژی پذیری تیر را نشان می‌دهد.

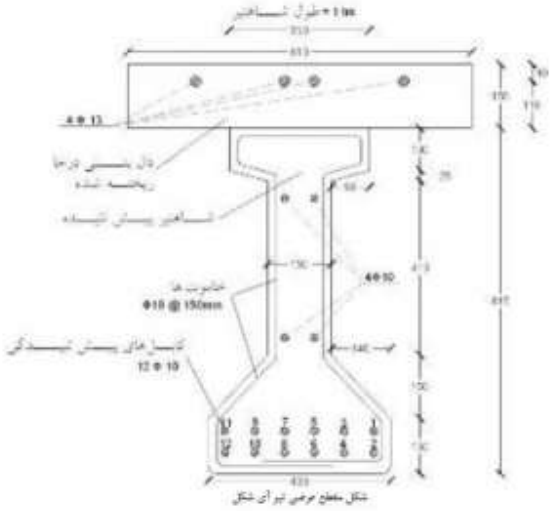


نمودار ۱ : تغییرات نیرو جابجایی در وسط دهانه تیر بتن پیش‌تنیده مستطیلی

مقایسه‌ای که بین منحنی نیرو – تغییر مکان وسط تیر بتن پیش‌تنیده مدلسازی شده و نتایج مطالعات آزمایشگاهی انجام گرفته است در شکل بالا نشان داده شده‌است. با توجه به این شکل ملاحظه می‌گردد که نتایج بدست آمده از تیر مدل‌سازی شده تطابق نسبتاً خوبی با مطالعات آزمایشگاهی دارد.

نمونه اصلی دوم تیر I شکل

تیر دارای ابعادی به عرض mm ۴۳۰، ارتفاع mm ۸۱۵ و طول کلی تیز mm ۱۱ و فاصله بین دو تکیه‌گاه m ۱۰ می‌باشد. مقاومت فشاری طراحی نمونه بتن پیش‌تنیده Mpa ۴۵ و با ضریب پواسون ۰,۲ در نظر گرفته شده است.در حالت الاستیک مانند نمونه مستطیلی مدول الاستیسیته بتن ۳۱۰۳۴,۲۳ و ضریب پواسون ۰,۲ و در حالت پلاستیک برای مدل‌سازی بتن از روش Concrete damage plasticity استفاده‌شده است. این روش از نظریه دراکر پراگر استفاده می‌کند. در اعضای مدل‌سازی شده دو نوع فولاد وجود دارد) کابل‌های پیش تنیدگی، فولاد نرمال میلگردها و خاموت ها) خصوصیات الاستیک این دو نوع فولاد با یکدیگر برابرند (مدول الاستیسیته برابر Gpa ۲۰۰ و ضریب پواسون۰,۳) منحنی تنش – کرنش کابل‌ها حاصل از آزمایش کابل رده Mpa ۱۸۶۰ می‌باشد و تنش ناشی از پیش تنیدگی که به کابل‌ها وارد شده است Mpa ۷۷۰۰ می‌باشد. پلاستیسیته کابل‌ها و فولادهای مدل‌سازی شده بر اساس مدل پلاستیسیته سخت شدگی ایزوتروپیک دو خطی به نرم‌افزار معرفی شده است.



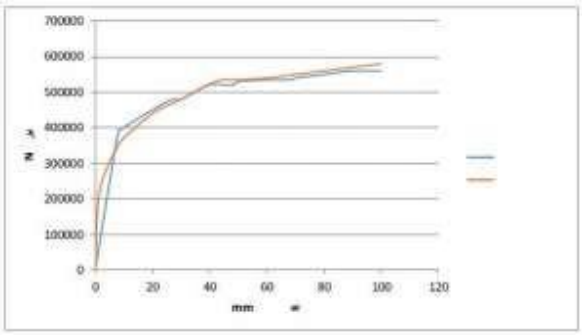
شکل ۶ : شکل مقطع عرضی تیر I شکل

مشخصات مصالح کامپوزیتی

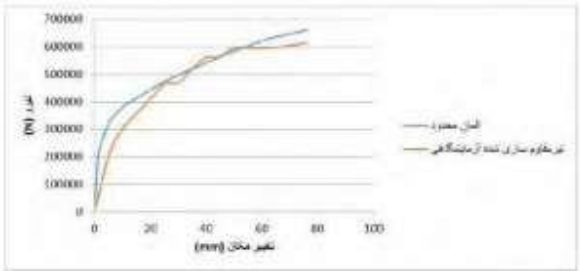
مصالح کامپوزیتی FRP به کار رفته برای مقاوم‌سازی تیرها از نوع پلیمر فیبر مسلح کربنی CFRP می‌باشد. رفتار مصالح FRP تا لحظه گسیختگی به صورت الاستیک خطی می‌باشد و با توجه به تفاوت خصوصیت‌های مقاومتی این مصالح در جهت‌های مختلف مشخصات این مصالح به صورت اورتوتروپیک تعریف می‌شود. مقادیر ضخامت اسمی هر لایه ، مقامت کششی نهایی و مدول الاستیسیته به ترتیب برابر ۰,۱۶۵ mm، ۸۰۰3 Mpa، 227 Gpa می‌باشد.

مقایسه نتایج بدست آمده بر اساس تحلیل‌های المان محدود در تحقیق حاضر با نتایج آزمایشگاهی در دو بخش کلی ۱) تیر شاهد بدون مقاوم‌سازی با CFRP 2) تیرهای مقاوم‌سازی شده با CFRP انجام می‌گیرد.

در بخش اول نتایج بدست آمده مطالعات آزمایشگاهی با مدل‌سازی المان محدود در نمودار نیرو- تغییر مکان شکل زیر نشان داده شده است همان‌طور که مشخص است، تطابق مناسبی بین نمودار آزمایشگاهی با مدل المان محدود وجود دارد.



نمودار ۲ : نمودار نیرو تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و المان محدود

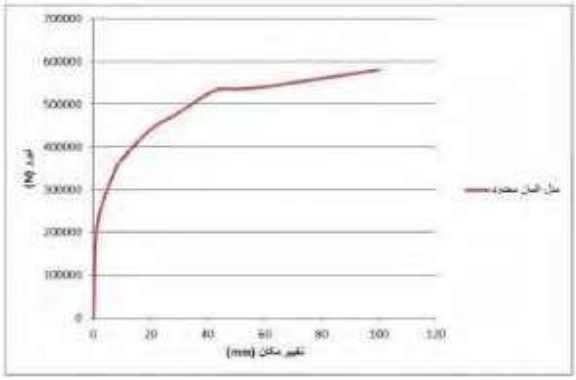


نمودار ۳ : نمودار نیرو تغییر مکان مدل مقاوم‌سازی شده آزمایشگاهی با المان محدود

در بخش دوم نتایج بدست آمده مطالعات آزمایشگاهی با مدل‌سازی المان محدود مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۳,۳۳ متر به صورت ۲ لایه در نمودار نیرو – تغییر مکان شکل زیر نشان داده شده است همان‌طور که مشخص است تطابق بسیار مناسبی بین نمودار آزمایشگاهی با المان محدود وجود دارد و ظرفیت باربری نمونه المان محدود در انتهای نمودار بیشتر از مدل مورد مطالعه آزمایشگاهی می‌باشد.

در این فصل نتایج حاصل از طراحی و تحلیل تیرهای بتنی پیش‌تنیده I شکل مقاوم‌سازی شده صحت سنجی شده با مطالعات آزمایشگاهی با ورق‌های CFRP با طول‌های مختلف در وسط دهانه با طول‌های مختلف در چهار مدل بین دو تکیه‌گاه و در حالت‌های یک لایه دو لایه و سه لایه جهت تقویت خمشی تیرها و افزایش ظرفیت باربری در نرم افزار المان محدود آباکوس به صورت نمودارهای نیرو تغییر مکان و همچنین تصاویر تنش‌های وارده بر مصالح جهت مقایسه و بررسی بهترین و بهینه‌ترین مدل نشان داده می‌شود.

نمودار زیر نیرو – تغییر مکان تیر I شکل شاهد بدون مقاوم‌سازی با CFRP در آباکوس را جهت مقایسه و بررسی با نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نشان می‌دهد.

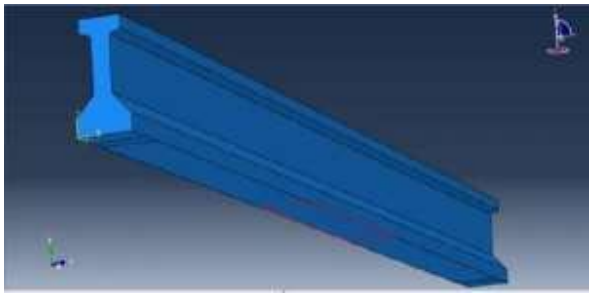


نمودار ۴ : نمودار تغییر مکان تیر I شکل

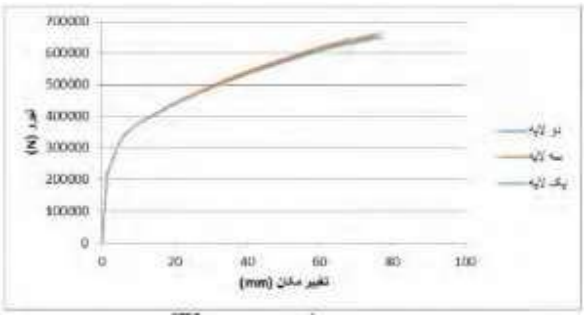
بحث و بررسی

همان‌طور که در نمودار بالا مشخص است تیر I شکل پیش‌تنیده بدون مقاوم‌سازی قادر است در حالت تغییر مکان ۷۶ میلی‌متر ۵۵۰۶۸۷ نیوتون نیرو و در حالت ۱۰۰میلی‌متر ۵۸۶۲۴۱ نیوتون بار را تحمل کند.

مدل اول تیر مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۲,۵ متر یک چهارم دهانه



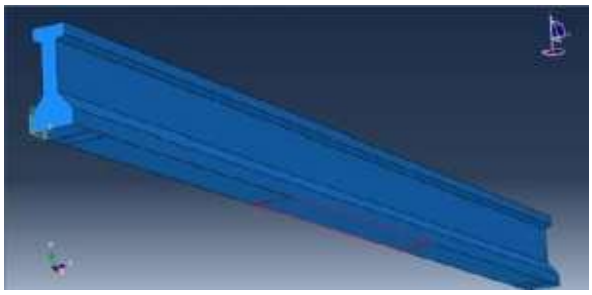
شکل ۷ : شکل نمای CFRP وسط دهانه در زیر تیر



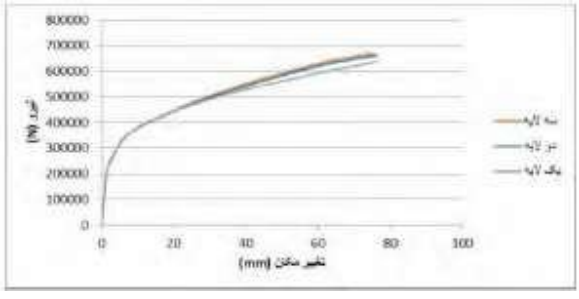
نمودار ۵ : نمودار تغییر مکان تیر I شکل مقاوم‌سازی شده با CFRP در لایه‌های مختلف

در نمودار نیرو- تغییر مکان اولین نمونه از تیر مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۳,۵ متر نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد نیروی‌های قابل تحمل در تغییر مکان ۶ میلی‌متر برای حالت یک لایه دو لایه و سه لایه به ترتیب ۶۴۶۳۸۴، ۶۵۱۹۱۵، ۶۶۲۰۴۴ نیوتون می‌باشد که اضافه کردن تعداد لایه‌های CFRP باعث افزایش باربری تیر می‌شود.

مدل دوم تیر مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۳,۳۳ متر یک سوم دهانه



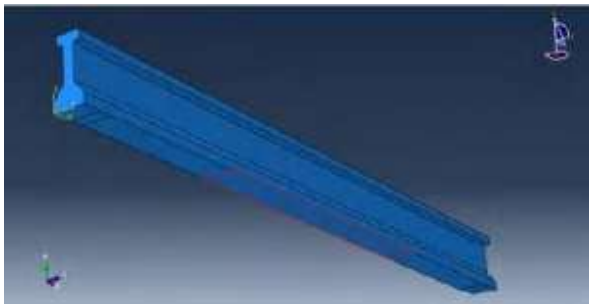
شکل ۸ : شکل نمای CFRP وسط دهانه در زیر تیر



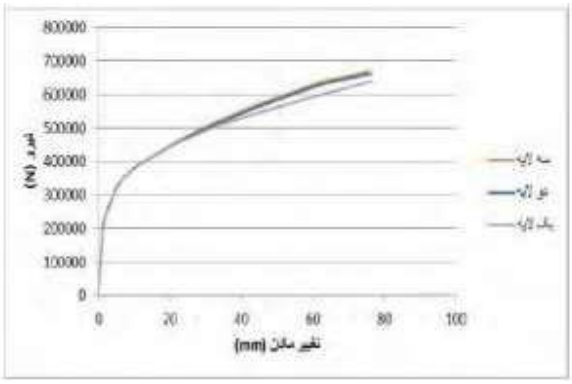
نمودار ۶ : نمودار تغییر مکان تیر I شکل مقاوم‌سازی شده با CFRP در لایه‌های مختلف

در نمودار نیرو- تغییر مکان اولین نمونه از تیر مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۳,۳۳ متر نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد نیروی‌های قابل تحمل در تغییر مکان ۷۶ میلی‌متر برای حالت یک لایه دو لایه و سه لایه به ترتیب ۶۳۸۱۱۱، ۶۶۱۲۳۰، ۶۷۰۰۰۰ نیوتون می‌باشد که اضافه کردن تعداد لایه‌های CFRP باعث افزایش باربری تیر می‌شود.

مدل سوم تیر مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۵ متر یک دوم دهانه



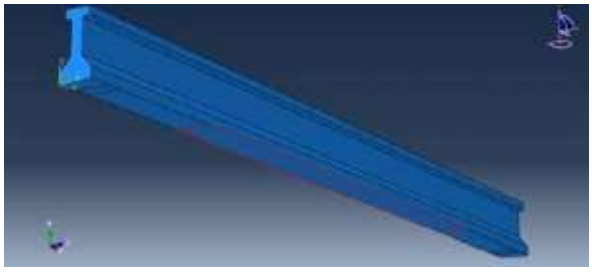
شکل ۹ : شکل نمای CFRP وسط دهانه در زیر تیر



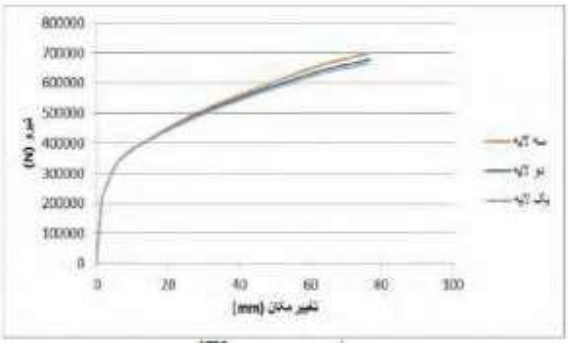
نمودار ۷ : نمودار تغییر مکان تیر I شکل مقاوم‌سازی شده با CFRP در لایه‌های مختلف

در نمودار نیرو- تغییر مکان اولین نمونه از تیر مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۵ متر نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد نیروی‌های قابل تحمل در تغییر مکان ۷۶ میلی‌متر برای حالت یک لایه دو لایه و سه لایه به ترتیب ۶۵۴۶۲۳، ۶۷۶۴۴۴، ۶۸۹۶۰۸ نیوتون می‌باشد که اضافه کردن تعداد لایه‌های CFRP باعث افزایش باربری تیر می‌شود.

مدل چهارم تیر مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۶,۶۶ متر دو سوم دهانه



شکل ۱۰ : شکل نمای CFRP وسط دهانه در زیر تیر



نمودار ۸ : نمودار تغییر مکان تیر I شکل مقاوم‌سازی شده با CFRP در لایه‌های مختلف

در نمودار نیرو- تغییر مکان اولین نمونه از تیر مقاوم‌سازی شده با CFRP به طول ۶,۶۶ متر نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد نیروی‌های قابل تحمل در تغییر مکان ۷۶ میلی‌متر برای حالت یک لایه دو لایه و سه لایه به ترتیب ۶۶۴۱۹۹، ۶۷۸۴۲۴، ۶۹۹۳۵۴ نیوتون می‌باشد که اضافه کردن تعداد لایه‌های CFRP باعث افزایش باربری تیر می‌شود.

نتیجه‌گیری

پس از آنکه نتیجه مطالعات نمونه آزمایشگاهی با مدل‌سازی نرم‌افزار آباکوس تطابق قابل قبولی داشت به ادامه روند پرداخته شد و مدل تیر I شکل صحت سنجی شده با چهار نمونه ورق‌های CFRP با طول و لایه‌های مختلف مورد مقاوم‌سازی قرار گرفته شد.در اینجا نتایج مقاوم‌سازی با CFRP بیان شده و همچنین پیشنهادات برای کارهای آینده در این زمینه ارائه شده است.

- با مقایسه نمودارها در حالت اول تقویت خمشی تیر I شکل با CFRP با طول۵ متر نسبت به تیر شاهد که مقاوم‌سازی روی آن انجام نشده است در انتهای نمودار با مقدار جابجایی ۷۶ میلی‌متر در حالت تقویت یک لایه دو لایه و سه لایه به ترتیب ۱۷,۵، ۱۸، ۲۰ درصد باعث افزایش ظرفیت باربری تیر شده است.
- با مقایسه نمودارها در حالت دوم تقویت خمشی تیر I شکل با CFRP با طول ۳۳ متر نسبت به تیر شاهد که مقاوم‌سازی روی آن انجام نشده است در انتهای نمودار با مقدار جابجایی ۷۶ میلی‌متر در حالت تقویت یک لایه دو لایه و سه لایه به ترتیب ۱۶، ۲۰، ۲۱,۵ درصد باعث افزایش ظرفیت باربری تیر شده است.
- با مقایسه نمودارها در حالت سوم تقویت خمشی تیر I شکل با CFRP با طول ۵ متر نسبت به تیر شاهد که مقاوم‌سازی روی آن انجام نشده است در انتهای نمودار با مقدار جابجایی ۷۶ میلی‌متر در حالت تقویت یک لایه دو لایه و سه لایه به ترتیب ۱۹، ۲۳، ۲۵ درصد باعث افزایش ظرفیت باربری تیر شده است.
- با مقایسه نمودارها در حالت چهارم تقویت خمشی تیر I شکل با CFRP با طول ۶۶ متر نسبت به تیر شاهد که مقاوم‌سازی روی آن انجام نشده است در انتهای نمودار با مقدار جابجایی ۷۶ میلی‌متر در حالت تقویت یک لایه دو لایه و سه لایه به ترتیب ۲۰,۵، ۲۳، ۲۷ درصد باعث افزایش ظرفیت باربری تیر شده است.
- افزایش تعداد لایه‌های CFRP از یک تا سه لایه در تقویت خمشی تیرها باعث افزایش ۲,۵ تا ۷ درصدی ظرفیت باربری می‌شود و تأثیر بیشتری نسبت به افزایش طول ورق دارد.
- افزایش طول FRP جهت تقویت خمشی تیرها در حالت یک لایه باعث افزایش ۱ تا ۲,۵ درصدی ظرفیت باربری می‌شود.
- بهینه‌ترین مدل تقویت خمشی تیرها با CFRP طول دو سوم دهانه می‌باشد که هم از نظر هزینه و کارایی بیشترین بازده را دارا می‌باشد.

مقاوم سازی ستون بتنی توسط FRP

امروزه بسیاری از سازه‌ها به دلایل متفاوتی نظیر ضعف در طراحی و اجرا، تغییر کاربری و افزایش بارگذاری سازه، ضعف آیین‌نامه‌های قدیمی، افزایش تعداد طبقات و همینطور تأثیر عوامل محیطی مخرب آسیب‌دیده و نیاز به تقویت و مقاوم‌سازی دارند. در این بین از روش‌های متفاوتی جهت رسیدن به مقاومت و پایداری مورد نظر استفاده می‌شود که از جمله روش‌های مقاوم سازی که اخیراً رواج یافته است، استفاده از کامپوزیت‌های FRP می‌باشد. از جمله دلایل استفاده‌ی روزافزون از کامپوزیت‌های FRP، می‌توان به مقاومت، مدول الاستیسیته‌ی و دوام بالا، وزن کم، حمل‌ونقل و نصب آسان، مقاومت در برابر خوردگی و ضربه، خواص ضد خورگی و توجیه اقتصادی اشاره کرد. برای اولین بار در اواسط دهه‌ی ۸۰ میلادی استفاده از کامپوزیت FRP برای تقویت ستون بتنی پیشنهاد شد. تا کنون تحقیقات زیادی در این زمینه صورت گرفته و به روش‌های مختلف به بررسی اثرات محصورشدگی توسط کامپوزیت‌های FRP پرداخته شده است.

در سال ۲۰۰۱، تحقیقی روی کارایی پوشش FRP برای محصور کردن ستون‌های بتن آرمه‌ی مستطیلی بررسی شد که مشخص نمود پارامترهایی مانند نوع الیاف (AFRP، GFRP،CFRP)، ضخامت لایه، نسبت ابعاد مقطع و شعاع گوشه بر مقاومت و کرنش محوری تاثیرگذار هستند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که به دنبال افزایش تیزی گوشه و نیز افزایش نسبت ابعاد، ظرفیت نهایی ستون کاهش می‌یابد؛ نتیجه‌ی دیگر این که الیاف شیشه در محصور کردن ستون‌های چهارگوش مؤثرتر از الیاف کربن و آرامید می‌باشد.

تأثیر بهینه‌سازی مصرف کامپوزیت CFRP با استفاده از کم کردن طول مؤثر کمانش ستون بتنی بدون تغییر در میزان الیاف مصرفی در ظرفیت باربری و شکل‌پذیری ستون‌ها نیز در سال ۱۳۹۲ توسط مستوفی نژاد، سلجوقیان و رضوی بررسی شد. برای این پژوهش ۳ نمونه ستون دایروی بتن آرمه به قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر با آرایش الیاف متفاوت تحت بار محوری خالص قرار گرفتند. نتایج آزمایشگاهی حاکی از آن بود که کم کردن طول مؤثر کمانش در حالت تقویت غیر پیوسته‌ی ستون با الیاف، بدون نیاز به افزایش میزان الیاف مصرفی موجب افزایش ظرفیت باربری و بهبود شکل‌پذیری ستون می‌شود.

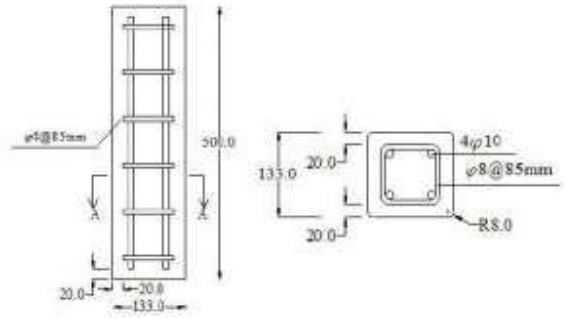
از جمله مواد کاربرد کامپوزیت‌های FRP، افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری ستون‌های بتن آرمه در محصورسازی با استفاده از پوشش خارجی چسبیده به بتن می‌باشد. میزان تأثیر محصورشدگی به‌وسیله‌ی FRP به عوامل مختلفی نظیر شکل مقطع ستون، مقاومت بتن، نوع الیاف و رزین، حجم و جهت الیاف، ضخامت کامپوزیت، زاویه‌ی دورپیچی و چیدمان لایه‌ها بستگی دارد. در این تحقیق تلاش شده است که به بررسی تأثیر محصورشدگی با توجه به شکل مقطع ستون، در میزان افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری ستون پرداخته شود.

مشخصات نمونه‌های با مقطع مربعی

آزمایش صورت گرفته در این پژوهش توسط ۲ نمونه‌ی ستون بتن آرمه با مقیاس کوچک به ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر و با مقطع مربعی شکل با طول ضلع ۱۳۳ میلی‌متر، انجام شده است. در نمونه‌های مورد نظر ۴ میلگرد طولی با قطر ۱۰ میلی‌متر و ۶ عدد خاموت افقی با قطر ۸ میلی‌متر و فاصله‌ی مرکز تا مرکز ۸۵ میلی‌متر بکار رفته است. کد US۴، معرف نمونه‌ی بدون محصورشدگی (نمونه‌ی مرجع با مقطع مربعی)، کد CS۵، معرف نمونه‌ی تقویت‌شده با دورپیچ CFRP به صورت غیر پیوسته در ارتفاع، به صورت نوارهایی به عرض ۵۰ میلی‌متر و طول ۶۰۰ میلی‌متر و فاصله‌ی مرکز تا مرکز ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. همپوشانی الیاف نیز در یک لایه دورپیچ ۸۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد.

جهت ایجاد آرایش ذکر شده برای نوارها، تقویت نمونه‌ها طوری انجام گرفت که به میزان ۲۵ میلی‌متر از هر انتهای ستون رها شده و سپس نوارهای محصورکننده به صورت غیر پیوسته ناحیه‌ی ۴۵۰ میلی‌متری میانی ستون را پوشش می‌دهند و نحوه‌ی قرارگیری نوارها نسبت به مرکز ستون کاملاً متقارن می‌باشد. با توجه به این که آرماتورهای طولی در تمامی نمونه‌ها ۲۰ میلی‌متر مانده به دو انتهای ستون قطع می‌شوند، بنابراین ۲۰ میلی‌متر انتهایی ستون ضعیف‌تر از سایر قسمت‌های ستون می‌باشد و ممکن است ستون در این قسمت‌ها دچار شکست زود هنگام شود. برای جلوگیری از بروز این مشکل، در تقویت هر نمونه از دو نوار محصورکننده‌ی CFRP به عرض ۵۰ میلی‌متر و طول ۶۰۰ میلی‌متر، علاوه بر تقویت مورد نظر برای آن نمونه، در دو انتهای ستون استفاده شده

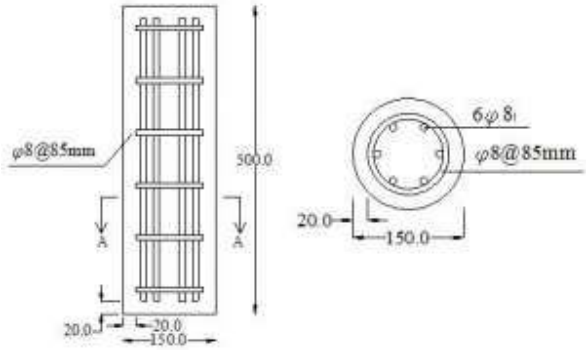
است. به منظور کاهش تمرکز تنش در دورپیچ و افزایش میزان تأثیرگذاری آن، گوشه‌های مقطع به شعاع ۸ میلی‌متر در راستای هر ضلع گرد می‌شود. تصویر شماتیکی از جزئیات آرماتوربندی نمونه‌های با مقطع مربعی در شکل ۱ نمایش داده شده است.



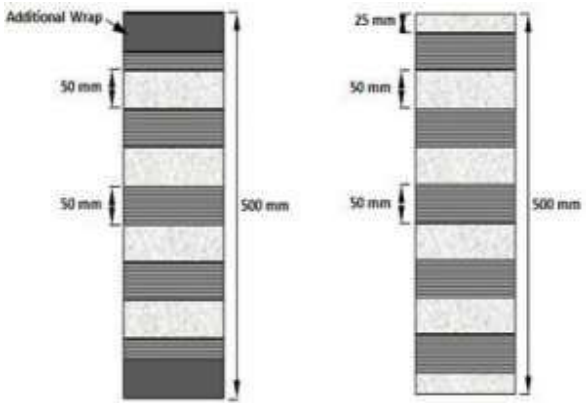
شکل ۱: جزئیات فولاد گذاری نمونه‌های با مقطع مربعی

مشخصات نمونه‌های با مقطع دایره‌ای

از طرف دیگر، ۲ عدد نمونه‌ی ستون بتن آرمه با مقطع دایره‌ای شکل با قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر، برای مقایسه با ستون‌های با مقطع مربعی ساخته شد. هر کدام از این نمونه‌های ستون بتن آرمه شامل ۶ میلگرد طولی با قطر ۸ میلی‌متر و ۶ عدد خاموت افقی با قطر ۸ میلی‌متر و فاصله‌ی مرکز تا مرکز ۸۵ میلی‌متر می‌باشد. کد UC۱، معرف نمونه‌ی استوانه‌ای بدون محصورشدگی (نمونه‌ی مرجع) و کد CC۲، معرف نمونه‌ی استوانه‌ای تقویت‌شده با دورپیچ CFRP به صورت غیر پیوسته در ارتفاع، به صورت نوارهایی به عرض ۵۰ میلی‌متر و طول ۶۰۰ میلی‌متر و فاصله‌ی مرکز تا مرکز ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. این نوارهای محصورکننده به صورت غیر پیوسته ناحیه‌ی ۴۵۰ میلی‌متری میانی ستون را پوشش می‌دهند و نحوه‌ی قرارگیری نوارها نسبت به مرکز ستون کاملاً متقارن می‌باشد. همانند ستون‌های با مقطع مربعی، در این ستون‌ها نیز از دو نوار محصورکننده‌ی اضافی برای جلوگیری از شکست ستون در انتها استفاده شده است. تصاویر شماتیکی از آرماتوربندی ستون‌های با مقطع دایره‌ای و نحوه‌ی تقویت خارجی ستون‌های با مقطع مربعی و دایره‌ای با استفاده از کامپوزیت CFRP، در شکل‌های ۲ و ۳ قابل مشاهده می‌باشد.



شکل ۲ : جزئیات فولاد گذاری نمونه‌های با مقطع دایره‌ای



شکل ۳: نحوه‌ی آرایش نوارهای CFRP در ارتفاع نمونه‌های تقویت‌شده (CS و CC)

مشخصات مصالح مورد استفاده

میلگردهای مورد استفاده در این پژوهش، از نوع آجدار AIII و در قطرهای ۸ و ۱۰ میلی‌متر می‌باشد. بر اساس آزمایش کششش مستقیم انجام شده بر روی این میلگردها، تنش تسلیم و تنش نهایی، برای میلگردهای با قطر ۱۰ میلی‌متر، به ترتیب ۴۰۶ و ۵۳۸ مگا پاسکال و برای میلگردهای با قطر ۸ میلی‌متر ،۵۵۰ و ۷۷۴ مگا پاسکال می‌باشد.

طرح اختلاط بتن برای ساخت نمونه‌ها با استفاده از آئین‌نامه‌ی ACI-۲۱۱ برای رسیدن به مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۳۰ مگا پاسکال تعیین گردید. بر اساس این طرح اختلاط، وزن شن (۱۰-۵)، ماسه (۵ -۰)، سیمان و آب مورد استفاده در یک متر مکعب بتن به ترتیب برابر ۷۳۶، ۸۹۳، ۴۲۳ و ۲۲۸ کیلوگرم می‌باشد.

الیاف به‌کاربرده شده تک جهته و از کربن (CFRP) می‌باشند. در این تحقیق برای نصب الیاف FRP و آغشته سازی آن از رزین اپوکسی دو جزئی با نام تجاری Siadur-۳۳۰ محصول شرکت سیکای کشور سوئیس استفاده شده است. مشخصات مکانیکی این الیاف به همراه رزین مصرفی در جدول ۱ آورده شده است.

نام محصول	ضخامت (mm)	مقاومت کششی نهایی (MPa)	مقاومت الاستیسیته کششی (MPa)	کرنش نهایی ورق (%)
الیاف کربن	0.17	3900	230	1.5
رزین	–	30	4.5	1.5

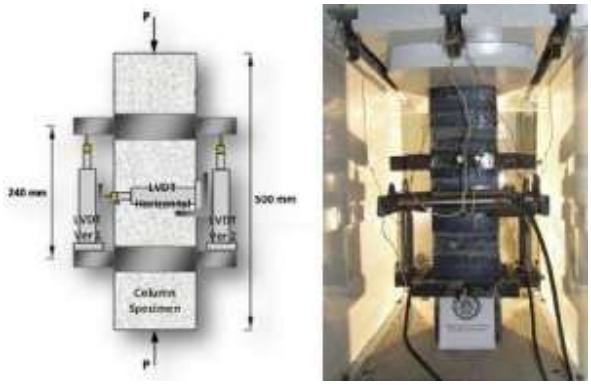
جدول ۱ : مشخصات مکانیکی الیاف و رزین مورد استفاده

نحوه‌ی انجام آزمایش

پس از عمل‌آوری ۲۸ روزه عمل‌آوری نمونه‌ها در آب به منظور تقویت نمونه‌ها با دورپیچ FRP، ابتدا لایه‌ی سطحی ضعیف بتن با استفاده از دستگاه سنگ فرز برداشته شد؛ خلل و فرج سطح بتن توسط پرایمر اپوکسی پر شد؛ سپس پس از آغشته نمودن سطح بتن به یک لایه چسب اپوکسی، الیاف کربن به روش شکل‌دهی مرطوب (wet layup) بر روی نمونه‌ها چسبانده شد. نمونه‌ها پس از گذشت حدود ۷ روز و رسیدن ماتریس به مقاومت نهایی، توسط دستگاه جک هیدرولیکی ۲۰۰۰ کیلو نیوتونی، تحت بار محوری خالص قرار گرفته و تا لحظه‌ی شکست بارگذاری شدند.

تعیین تغییر شکل محوری ستون توسط دو عدد جابه‌جایی سنج (LVDT) که در دو طرف نمونه و روبروی هم قرار گرفته‌اند (میانگین دو عدد نمایش داده شده) انجام می‌شود. همچنین برای تعیین تغییر شکل جانبی ایجاد شده در ستون، از یک عدد

جابه‌جایی سنج افقی استفاده گردید. نحوه‌ی قرارگیری جابه‌جایی سنج‌ها در کنار ستون در شکل ۴ قابل ملاحظه می‌باشد برای نصب جابه‌جایی سنج‌ها بر روی نمونه از دو عدد قاب فولادی مربعی شکل استفاده می‌شود که توسط چهار پیچ به سطح نمونه متصل می‌شوند. به منظور وزن کمتر و استحکام بیشتر، از مقطع قوطی شکل در ساخت این قاب‌های فولادی استفاده شده است.



شکل ۴ : نحوه‌ی قرارگیری جابه‌جایی سنج‌ها در کنار ستون

مشاهدات و نتایج آزمایشگاهی

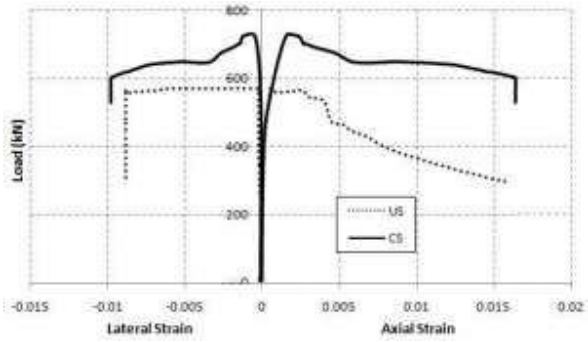
نمونه‌ها توسط دستگاه جک هیدرولیکی موجود در دانشگاه صنعتی اصفهان تا لحظه‌ی شکست نهایی به‌صورت تغییر مکان کنترل با سرعت ۱ میلی‌متر بر دقیقه بارگذاری شدند؛ ظرفیت باربری حداکثر و کرنش‌های محوری و جانبی نهایی نمونه‌ها در جدول ۲ قابل مشاهده می‌باشد.

کد نمونه	شکل مقطع	تقویت خارجی	بار حداکثر(kN)	کرنش محوری نهایی	کرنش جانبی نهایی
US	مربع	محصور نشده	571	0.00435	0.00881
CS	مربع	محصور شده	732	0.01641	0.00977
UC	دایره	محصور نشده	561	0.01700	0.00900
CC	دایره	محصور شده	836	0.02635	0.01293

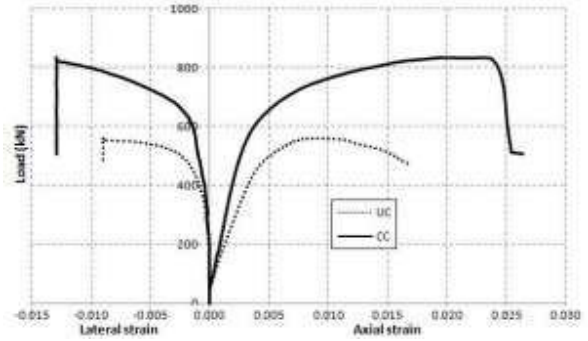
جدول ۲ : نتایج حاصل از آزمایش نمونه‌های ستون بتن آرمه

به دلیل وجود آرماتور طولی در تمام نمونه‌ها، شکست نمونه‌ها به صورت نرم و غیر انفجاری بود. همان‌گونه که از جدول ۲ می‌توان فهمید؛ نمونه‌ی محصورشده با مقطع مربعی CS نسبت به نمونه‌ی شاهد با مقطع مربعی(US) 2/28% افزایش مقاومت داشته در صورتی که نمونه‌ی محصورشده با مقطع دایره‌ای CC نسبت به نمونه‌ی شاهد با مقطع دایره‌ای (UC) 49% افزایش ظرفیت باربری را تجربه کرده است. این در حالی است که میزان کامپوزیت CFRP مورد استفاده در هر دو ستون تقویت شده، به یک اندازه بوده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود میزان افزایش ظرفیت باربری در ستون با مقطع دایره‌ای بیش از ستون با مقطع مربعی می‌باشد. علت این اتفاق این است که در نمونه‌ی با مقطع دایره‌ای تنش‌های جانبی ناشی از محصورشدگی به صورت یکنواخت در کل محیط مقطع توزیع می‌شوند؛ این در حالی است که در نمونه‌ی با مقطع مربعی به دلیل ایجاد تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع، توزیع تنشی به صورت غیر یکنواخت ایجاد می‌گردد.

شکل‌های ۵ و ۶، به ترتیب منحنی‌های بار-کرنش نمونه‌های ستون بتن آرمه با مقطع مربعی و دایرهای را نمایش می‌دهند. همان‌طور که در این شکل‌ها ملاحظه می‌گردد، شیب تمامی منحنی‌ها در ناحیه‌ی ابتدایی نمودار تقریباً مساوی بوده که بیانگر سختی یکسان نمونه‌ها در مراحل اولیه‌ی بارگذاری می‌باشد. این در حالی است که در نمونه‌های محصور شده با CFRP، پس از فعال شدن محصور شدگی، منحنی‌ها با شیب بیشتری نسبت به نمونه‌ی شاهد ادامه یافته و به نقطه‌ی حداکثر خود می‌رسند. بر اساس شکل ۵، شاخه‌ی دوم منحنی بار-کرنش در نمونه‌های تقویت‌شده به صورت تقریباً نزولی جلو رفته که بیانگر رفتار نرم شدگی کرنش و نیز محصورشدگی کم اثر برای این نمونه‌ها می‌باشد. همان‌گونه که قبلاً بیان شد، علت کم اثر بودن محصورشدگی در این نمونه‌ها، تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع است که منجر به توزیع غیر یکنواخت فشار محصورکننده روی محیط و پارگی زود هنگام کامپوزیت در گوشه‌ها می‌شود. در حالی که در نمونه‌ی تقویت‌شده با مقطع دایره‌ای، شاخه‌ی دوم منحنی بار -کرنش به صورت صعودی بوده که نشان می‌دهد رفتار این نمونه به صورت سخت شدگی کرنش می‌باشد و محصورشدگی به میزان کاملاً مؤثر و کافی در این نمونه تأمین شده است.



شکل ۵ : منحنی بار- کرنش ستون‌های بتن آرمه با مقطع مربعی

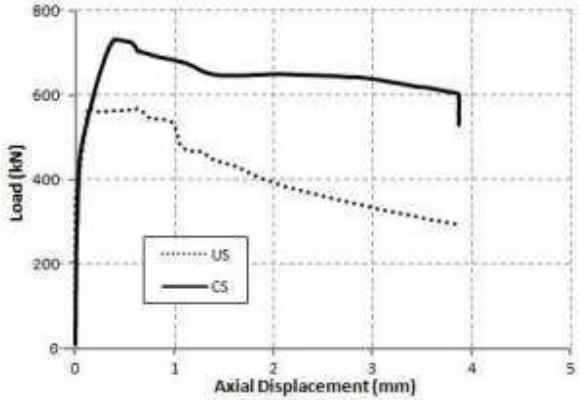


شکل ۶ : منحنی بار- کرنش ستون‌های بتن آرمه با مقطع دایره‌ای

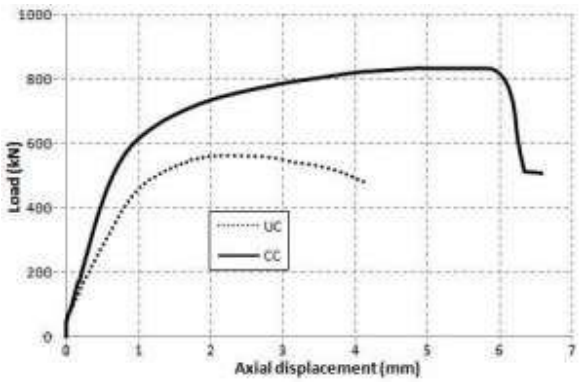
جهت مقایسه‌ی شکل‌پذیری نمونه‌های مختلف، از سطح زیر منحنی بار -تغییر مکان که بیانگر مقدار جذب انرژی توسط سیستم یا به عبارتی مقدار کار انجام‌شده توسط نیروی خارجی روی سیستم می‌باشد، استفاده شده است. بر این اساس، سطح زیر منحنی بار-تغییر مکان محوری ،E_u، تا نقطه‌ی گسیختگی برای نمونه‌های تقویت‌شده و تقویت نشده، با استفاده از نمودار شکل‌های ۷ و ۸ که به ترتیب مربوط به ستون‌های با مقطع مربعی و دایره‌ای می‌باشند، محاسبه شده و برای مقایسه بین نمونه‌های مختلف، در جدول ۳ ارائه شده است. با مقایسه‌ی شاخص شکل‌پذیری ، E_u، همان‌طور که در جدول مشاهده می‌شود، میزان افزایش شکل‌پذیری برای نمونه‌ی محصور شده با مقطع مربعی ۵۴/۳٪ و برای نمونه‌ی محصور شده با مقطع دایره‌ای به میزان ۱۳۸/۲٪، نسبت به نمونه‌های شاهد مربوطه می‌باشد. در اینجا هم، تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع مربعی علت این اختلاف می‌باشد.

کد نمونه	شکل مقطع	تقویت خارجی	بار حداکثر (kN)	تغییر مکان محوری نهایی(mm)	انرژی جذب شده (j)
US	مربع	محصور نشده	571	1.05	1840
CS	مربع	محصور شده	732	3.87	2839
UC	دایره	محصور نشده	561	4.25	1958
CC	دایره	محصور شده	836	6.59	4664

جدول ۳ : مقایسه‌ی شکل‌پذیری نمونه‌های ستون بتن آرمه



شکل ۷ : منحنی بار- تغییر مکان محوری ستون‌های با مقطع مربعی



شکل ۸ : منحنی بار- تغییر مکان محوری ستون‌های با مقطع دایره‌ای

شکست نمونه‌های شاهد (US و UC) در میانه‌ی ارتفاع ستون اتفاق افتاده است. در حین بارگذاری این نمونه ابتدا ترک‌هایی در راستای ارتفاع ستون ایجاد شده و پس از آن با ریختن پوسته‌ی بتن و سپس کمانش آرماتورهای طولی بعد از رسیدن به نقطه‌ی باربری حداکثر، نمونه با رفتاری کاملاً نرم دچار شکست می‌شود. در نمونه‌ی تقویت‌شده با مقطع مربعی (CS)، تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع و وجود اثر برندگی گوشه‌ها روی CFRP منجر به پارگی زودهنگام کامپوزیت در ناحیه‌ی گوشه شده و این موضوع باعث می‌شود که کامپوزیت مصرفی نتواند از تمام کارایی و ظرفیت کششی خود در محصورسازی نمونه استفاده کند. این

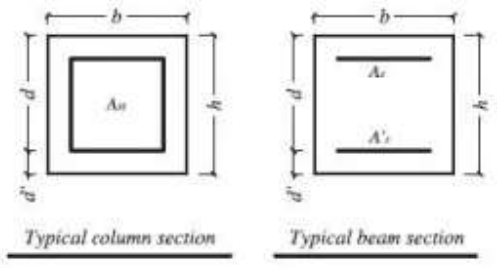
در حالی است که در نمونه‌ی تقویت‌شده با مقطع دایرهای (CC)، پارگی کامپوزیت محصورکننده ناشی از تمرکز تنش نبوده و کامپوزیت مصرفی حداکثر کارایی خود را نشان داده است.

نتایج

هدف از پژوهش حاضر بررسی تأثیر شکل مقطع بر عملکرد محصورشدگی ناشی از کامپوزیت‌های FRP بود که جهت انجام آن ۲ عدد ستون بتنی مسلح مربعی به ضلع ۱۳۳ و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر و همچنین ۲ عدد ستون بتن آرمه با مقطع دایرهای به قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر مدنظر قرار گرفت؛ در هر گروه از نمونه‌ها، یک مورد از آن‌ها با کامپوزیت CFRP تقویت شدند و درنهایت همه ستون‌ها تحت بار محوری خالص قرار گرفتند. در این راستا نتایج حاصله به اختصار در زیر آورده شده‌اند :

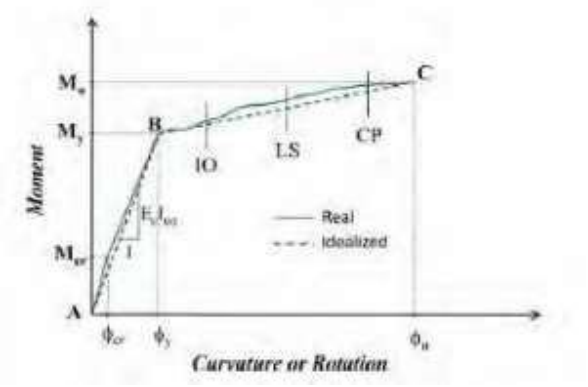
- ستون‌های مسلح به میلگردهای طولی دارای شکستی نرم و غیر انفجاری هستند؛ البته شکل‌پذیری و ظرفیت باربری ستون‌های بتن آرمه که با کامپوزیت CFRP تقویت شده باشند در مقایسه با ستون‌های محصور نشده، افزایش می‌یابد.
- مود شکست در نمونه‌ی محصور شده با مقطع مربعی، به صورت پارگی CFRP در گوشه‌ی مقطع می‌باشد؛ این پدیده نشان‌دهنده‌ی تمرکز تنش در گوشه‌ی ستون می‌باشد.
- نمونه‌ی تقویت‌شده با مقطع مربعی نسبت به نمونه‌ی شاهد دارای افزایش ظرفیت باربری به میزان ۲۸/۲٪ می‌باشد. در حالی که میزان افزایش ظرفیت باربری در نمونه‌ی محصور شده با مقطع دایرهای نسبت به نمونه‌ی شاهد، ۴۹/۰٪ می‌باشد.
- در نمونه‌ی تقویت شده با مقطع مربعی، میزان افزایش شکل‌پذیری نسبت نمونه‌ی محصور نشده، ۵۴/۳٪ می‌باشد. این در حالی است که در نمونه‌ی محصور شده با مقطع دایره‌ای، شاهد افزایش شکل‌پذیری به میزان ۱۳۸/۲٪ نسبت به نمونه‌ی محصور نشده می‌باشیم.
- نرم شدگی کرنش در ستون مربعی محصور شده و سخت شدگی کرنش نیز در ستون دایره‌ای محصورشده دیده شد لذا این امر نشان‌دهنده‌ی مؤثرتر بودن محصورشدگی برای ستون با مقطع دایره‌ای می‌باشد
- **ارزیابی لرزه‌ای سازه**
- با افزایش اهمیت ایمنی، ارزیابی لرزه‌ای سازه ها و پیشرفت در فعالیت‌های ساختمانی، تقویت، مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌های موجود، بخش عظیمی از فعالیت‌های ساختمانی را به ویژه در کشورهای پیشرفته شامل می‌شود. ضعف در طراحی و اجرای سازه، تغییر کاربری و افزایش بارگذاری و عملکرد ضعیف سازه‌های بتن آرمه به دلیل افزایش سن از دلایل نیاز به بهسازی و تقویت سازه‌های بتن آرمه می‌باشند. در این راستا بسته به مقاومت لرزه‌ای مورد نظر از روش‌های مقاوم‌سازی بسیاری مانند جایگزینی قطعات جداشدنی، اضافه کردن ورق‌های فولادی روی سطوح، استفاده از ژاکت‌های بتن مسلح و یا فلزی، تزریق رزین، بتن پاشی، بکارگیری سیستم‌های کامپوزیت FRP، استفاده از پیش تنیدگی خارجی و ...استفاده می‌شود.
- به دنبال زمین‌لرزه‌های بزرگ در سال‌های ۱۹۸۹ و ۱۹۹۴ نیاز به کنترل عملکرد سازه و کاهش خسارت موجب توجه به روش طراحی بر اساس عملکرد (PBD) به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییر مکان و شکل‌پذیری موردنظر باشد، شد. مبنای این روش این است که طراحان بتوانند سازه‌ای طراحی کنند که عملکردشان قابل پیش‌بینی بوده و همچنین مشارکت کارفرما در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح مورد نظر در سطوح مختلف زمین‌لرزه‌ها وجود داشته باشد. با توجه به آیین‌نامه‌ها، طراحی اعضای سازه‌ای باید به‌گونه‌ای باشد که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه اطمینان مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند. به‌طور کلی در طراحی ساختمان‌ها بر اساس عملکرد، چهار سطح عملکرد تعریف‌شده که شامل: سطوح قابل‌استفاده، بهره‌برداری فوری، ایمنی جانی و جلوگیری از فروریزش می‌باشند.

- در سال‌های اخیر استفاده از الیاف پلیمر (FRP) در بهسازی ساختمان‌های بتن مسلح رواج یافته است، درباره‌ی مزایای ذاتی (FRP) در مقایسه با سایر روش‌های سنتی مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه می‌توان به مقاومت کششی بالا، وزن مخصوص کم، مقاومت بالا در برابر خوردگی و نصب سریع و آسان اشاره نمود.
- مطالعات و تحقیقات بسیاری در مورد رفتار و مشخصات الیاف FRP انجام‌شده است. بررسی‌هایی نیز درباره یک سازه بتن آرمه ترمیم شده با الیاف کربن (CFRP) در مقیاس کامل انجام شده که نتایج تجربی به اثبات وجود یک ظرفیت جابجایی بزرگ بدون کاهش قدرت در ساختار تقویت‌شده پس از استفاده از FRP در مفاصل تیر به ستون و دیوار اشاره دارند، علاوه بر این اتلاف انرژی نسبت به ساختار اصلی تقریباً باقی می‌ماند، همچنین کاهش تغییر شکل دیوار برشی را در طول آزمایش با توجه به حضور ورقه‌های CFRP د ر ارتفاع مشاهده نمودند.
- در ادامه به مقایسه اثرات CFRP و GFRP ورق‌های کامپوزیت در محل‌های مستعد تشکیل مفاصل پلاستیک در تیر و ستون‌ها به منظور استحکام بخش خمشی در وجوه فوقانی و تحتانی مقاطع به صورت طولی و همچنین فیبرهای موازی عمود بر آن‌ها پرداخته شده است. ساختمان مورد مطالعه یک سازه ۸ طبقه بتن آرمه قاب خمشی بوده که به نمایندگی از ساختمان یکی از قاب‌های وسط آن انتخاب شده و رفتار لرزه‌ای آن با استفاده از تحلیل غیرخطی پوش‌آور مورد بررسی قرار گرفت. علاوه بر این مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیرها و ستون‌ها با ویژگی‌های غیرخطی سازه اجرا گردید و تجزیه تحلیل سازه نیز در SAP2000 به روش المان محدود انجام شد.
- تحقیقات
- اگر چه مطالعات متعددی در بهبود عملکرد و ظرفیت اعضای تقویت‌شده صورت گرفته ولی رفتار کلی سازه‌های بتنی مجهز به FRP هنوز هم نیاز به شرح و بسط دارد، بایستی به این نکته اشاره نمود که فلسفه طراحی تیر ضعیف ستون قوی هنوز در برخی از آیین‌نامه‌ها مانند ACI318 به تصویب نرسیده است.
- **شرح و طراحی قاب اصلی**
- ساختمان ۸ طبقه مورد نظر دارای قاب خمشی منظم بتن آرمه مقاوم‌سازی شده با شکل‌پذیری متوسط بود که در آن از اثرات پیچشی نسبت داده شده به باره‌ای لرزه‌ای صرف‌نظر گردید و به نمایندگی از آن یکی از قاب‌های بتن مسلح وسط آن انتخاب گردید، قاب انتخاب شده شامل سه دهانه ۵ متری و ۸ طبقه با ارتفاع ۲ متر برای هر طبقه بوده که طراحی آن با پیروی از مقررات آیین‌نامه ACI318-02 بوده و بارهای لرزه‌ای نیز مطابق با مفاد آیین‌نامه لرزه‌ای ایران که مشابه UBC1994 می‌باشد، تعیین شد. برش پایه طراحی به این شکل محاسبه گردید که به نمایندگی از یک خط لرزه‌خیزی بالا شتاب مبنای طرح برابر ۰,۳ و خاک نوع فرض شد. اعمال بارهای گرانشی علاوه بر وزن تیرها ۳۰ KN/m به عنوان بار مرده و ۱۰KN/m نیز به عنوان بار زنده بوده، همچنین مقاومت فشاری بتن برابر ۲۵Mpa و تنش تسلیم آرماتورها نیز برابر ۴۲۰ Mpa در نظر گرفته شد. مدل‌سازی و تجزیه تحلیل سازه نیز توسط SAP2000 انجام شد و زمان تناوب سازه هم به مقدار ۱,۲۸s محاسبه گردید. همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده‌شده است در ستون‌ها آرماتورها در اطراف و در تیرها نیز در قسمت فوقانی و تحتانی آن گسترده شده است.



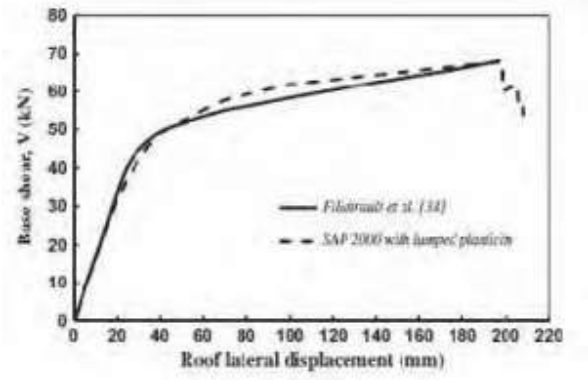
- شکل ۱ : توزیع آرماتورهای طولی در مقطع تیرها و ستون‌ها

- **تجزیه و تحلیل پوش آور از قاب اصلی**
- با توجه به رفتار غیر الاستیک سازه تحت حرکات شدید زمین به ناچار بایستی از تحلیل‌های غیرخطی سازه استفاده نمود، به طور کلی روش‌های استاتیکی غیرخطی تجزیه تحلیل پوش آور و دینامیکی غیرخطی تجزیه تحلیل تاریخچه زمانی را شامل می‌شوند. در تحلیل پوش آور با افزایش یکنواخت یک‌بار جانبی در ادامه بار گرانشی از پیش تعریف شده بهره گرفته و از مکانیسم شروع و فروپاشی مفاصل پلاستیک استفاده می‌شود. با ارائه یک مدل‌سازی عددی دقیق، تعریف دقیق خواص غیرخطی از اجزاء ساختاری و انتخاب یک مجموعه مناسب از سوابق حرکات زمین تجزیه تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی می‌تواند پیش‌بینی دقیق‌تری از پاسخ لرزه‌ای سازه ارائه دهد، با این حال در محدوده مطالعه حاضر تحلیل پوش آور می‌تواند یک برآورد خوب از پاسخ لرزه‌ای سازه نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی ارائه دهد. در این بخش نتایج حاصل از تحلیل پوش آور از قاب اصلی و تقویت‌شده ارائه شده است، رفتار غیر الاستیک هر عضو از تیر و ستون‌ها منجر به رفتاری پلاستیک و تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضاء می‌شود. پس از تائید مفروضات و نتایج حاصل از تجزیه تحلیل غیرخطی، تجزیه تحلیل پوش آور از قاب مدنظر انجام‌شده و برش پایه در مقابل جابجایی بام به‌عنوان منحنی ظرفیت سازه ارائه شده است.
- **تعیین خواص مفاصل پلاستیک**
- در تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن آرمه با استفاده از تخصیص مفاصل پلاستیک نیاز به تعیین خواص غیر الاستیک هریک از اعضاء ساختاری بر اساس ضوابط نیرو کنترل و یا تغییر شکل کنترل می‌باشد، در این روش برای هر درجه آزادی می‌توان یک مفصل پلاستیک اختصاص داد. برای تجزیه تحلیل جامع غیرخطی توجه به شکست برشی در اعضاء ضروری است، بااین‌حال برخی از مطالعات گذشته گزارش کرده‌اند برای ساختمان‌های بتن آرمه تحت مسلح تقاضای ظرفیت برشی به‌طور قابل توجهی پایین‌تر از ظرفیت برشی در تیرها و ستون‌ها بوده و عملاً هیچ شکست برشی رخ نمی‌دهد.
- بنابراین در این مطالعه تنها رفتار غیر الاستیک خمشی اعضاء در انتهای مستعد ابتلا به رفتار غیر الاستیک آن‌ها به‌صورت مفاصل پلاستیک در نظر گرفته شدند. با توجه به خواص مقاطع جزییات آرماتور و بار محوری ثابت بوده بطوریکه بار محوری در ستون‌ها از مجموع ۱,۱ برابر بارهای مرده بعلاوه ۰,۲۷۵ برابر بار زنده (طبق توصیه آیین‌نامه زلزله ایران) و بار محوری تیرها به دلیل نیروهای گرانشی مدنظر ناچیز و در حد صفر در نظر گرفته شد.
- مدل بتنی در نظر گرفته‌شده طبق مدل ارائه شده توسط ماندر و همکاران طبق یک مدل دوخطی ایده‌آل با سخت‌شدگی برای فولاد در نظر گرفته شد. همانطور که در شکل ۲ منحنی دوخطی ایده‌آل همراه با سطوح عملکرد مختلف برای یک تیر بتن آرمه معمولی نمایش داده شده است نقطه B نمایانگر تنش تسلیم فولاد و نقطه C نیز نمایانگر تنش نهایی و لحظه گسیختگی می‌باشد.



- شکل ۲ : منحنی ایده‌آل برای یک مفصل پلاستیک خمشی

- در این مطالعه طول مفصل برابر نصف بعد مقطع انتخاب گردیده است. همچنین در رابطه با سطوح عملکرد مختلف طبق تعاریف آیین‌نامه FEMA-356 سطح عملکرد IO معرف سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه، LS معرف سطح ایمنی جانی و CP نیز معرف سطح آستانه فروریزش می‌باشد.
- **تائید نتایج غیرخطی**
- از یکی از تحقیقات توسط فیلیاترات انجام شده در این زمینه مفروضات و مدل ارائه شده یک قاب شکل‌پذیر در جهت تعیین خواص مفصل پلاستیک و ارائه نتایج پوش آور، در نظر قرار گرفت. عملکرد لرزه‌ای قاب با استفاده از آزمون جدول لرزشی موردبررسی قرار گرفت و نتایج آن نیز در تجزیه‌وتحلیل غیرخطی بر اساس مفاهیم گسترش پلاستیک تائید گردید. سازه مورد آزمایش با توجه به مفاد آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا و همچنین استاندارد بتن کانادا طراحی و در مقیاس کاهش یافت، در سازه مدنظر بخشی از سیستم باربر جانبی در دو طبقه (با ارتفاع ۱,۵ متر برای هر کدام) و همچنین دو دهانه (هر دهانه ۲,۵ متر) فرض شد.
- قاب شکل‌پذیر مربوطه با جزئیات کامل لرزه‌ای به شکل مستطیل با قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه و با فواصل ۳۰ میلی‌متری از مرکز بحرانی اتصالات تیرها، ستون‌ها و مفاصل ساخته شد. همچنین در ساخت مدل عددی در SAP2000 نیز توزیع بارهای جانبی و گرانشی نیز مطابق با مدل فیلیاترات ساخته شد. تعیین خواص مفاصل پلاستیک المان‌های سازه در مدل مفروض بر اساس موارد ذکر داده شده برای بتن و فولاد در مطالعه حاضر بود. اگرچه خواص واقعی مواد از آزمون کشش بر روی آرماتورهای تقویت و آزمون فشاری بر استوانه‌های بتنی در نظر گرفته شد. در شکل ۵ منحنی ظرفیت (برش پایه-جابجایی بام) استخراج‌شده از تحلیل غیرخطی پوش آور مطالعه حاضر با مدل ساخته‌شده توسط فیلیاترات مقایسه شده است، با وجود برخی اختلافات دو منحنی بار-تغییر مکان به خصوص در شرایط نقطه شکست توافق خوبی داشته و قابلیت اطمینان از مفروضات را جهت توصیف جزئیات مفاصل پلاستیک نشان می‌دهند.



- شکل ۳ : مقایسه منحنی پوش آور و قاب شکل پذیر

- **نتایج پوش آوری از قاب اصلی**
- با اعتبار نتایج حاصل از تجزیه‌وتحلیل، تحلیل پوش آور غیر خطی قاب برای بدست آوردن مجموع ظرفیت مقاوم و جابجایی جانبی سازه بررسی و انجام شد، به منظور ارائه پاسخ لرزهای دقیق‌تر سازه بایستی تجزیه تحلیل غیرخطی با در نظر گرفتن اثر بار گرانشی احتمالی صورت پذیرد، بر این اساس طبق استاندارد FEMA-356 برابر ۱,۱ بار مرده به علاوه ۰,۲۷۵ بار زنده در طول تحلیل پوش آور لحاظ گردیده است.
- با توجه به اینکه در ارزیابی لرزهای سازه مشخصات نیروی جانبی بایستی نشان داده شود، در مقاله حاضر از توزیع مثلثی وارونه در طول ارتفاع به عنوان الگوی بار جانبی استفاده می‌شود، با توجه به مطالعه تطبیقی انجام شده توسط موافی و

الناشای این الگو در مقایسه با یک توزیع یکنواخت یک برآورد بهتر از منحنی ظرفیت و پاسخ لرزه‌ای ارائه می‌دهد، علاوه بر این با اینکه توزیع مثلثی وارونه عملی‌تر از توزیع چند وجهی است، نتایج مشابهی دارند. شایان ذکر است الگوی بار انتخابی شبیه توزیع بار جانبی مورد استفاده برای طراحی لرزهای سازه در نظر گرفته‌شده در استاندارد زلزله ایران می‌باشد، همچنین اثرات ثانویه بارهای محوری در تغییر شکل اعضاء (P_D effects) نیز در تحلیل غیرخطی در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به ترک‌خوردگی خمشی اعضاء سختی آن‌ها در طول بارگذاری کاهش می‌یابد، این کاهش سختی در تحلیل غیرخطی با معرفی معادله ممان اینرسی Ieq در رابطه (۱) ذکر شده در نظر گرفته می‌شود.

$$Ieq = \frac{My}{Ec\varphi y} \quad , \quad Ec = ۴۷۰۰\sqrt{f'c}$$

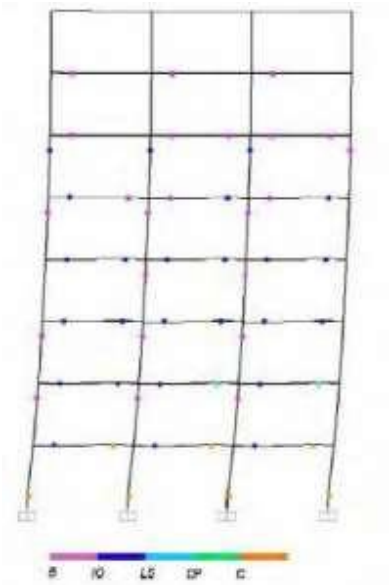
- رابطه ۱

- تعیین خواص سختی اعضاء به نسبت ممان اینرسی (Ieq) به ممان اینرسی ناخالص (Ig) آن‌ها در جدول ۱ آورده شده است.

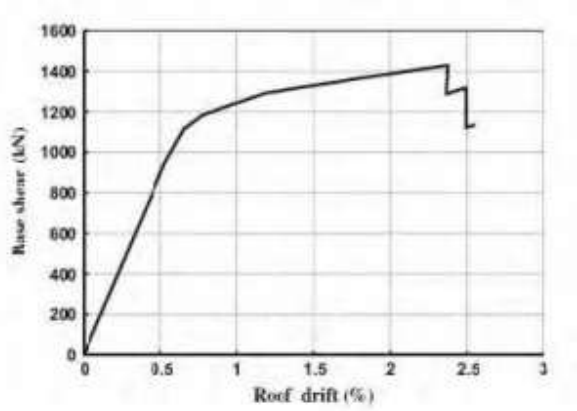
Member type	Section	Story no.	Pos.	$E_c I_{eq}$ (kN m²)	I_{eq}/I_g
Columns	A–A	1	Interior	1.27 E5	0.50
			Exterior	1.21 E5	0.48
		2	Interior	1.26 E5	0.49
			Exterior	1.19 E5	0.47
	B–B	3	Interior	9.22 E4	0.36
			Exterior	8.27 E4	0.33
		4	Interior	8.89 E4	0.35
			Exterior	8.01 E4	0.32
	C–C	5	Interior	4.45 E4	0.36
			Exterior	4.06 E4	0.33
		6	Interior	4.25 E4	0.35
			Exterior	3.89 E4	0.32
		7	Interior	4.06 E4	0.33
			Exterior	3.72 E4	0.3
		8	Interior	3.72 E4	0.3
			Exterior	3.54 E4	0.29
Mean value for columns					0.37
Beams	D–D	1–4		6.22 E4	0.51
	E–E	5–6		5.18 E4	0.42
	F–F	7–8		3.81 E4	0.31
Mean value for beams					0.41

- جدول ۱ : جزئیات سختی برای تجزیه و تحلیل غیرخطی قاب

- همان‌طور که در شکل ۴ مشاهده می‌گردد، باوجود مقررات طراحی متوسط بر اساس استاندارد ACI318-02 فلسفه طراحی تیر ضعیف ستون قوی به خوبی تشکیل نشده و نتایج تحلیل غیرخطی از قاب یک مکانیسم حرکت یک‌طرفه را برای سازه نشان می‌دهد و همان‌طور که مشهود است ستون‌ها از اواسط طبقه از رفتار کششی شدید رنج می‌برند. در شکل ۵ نیز منحنی ظرفیت سازه (برش پایه در مقابل جابجایی بام) نمایش داده شده است.



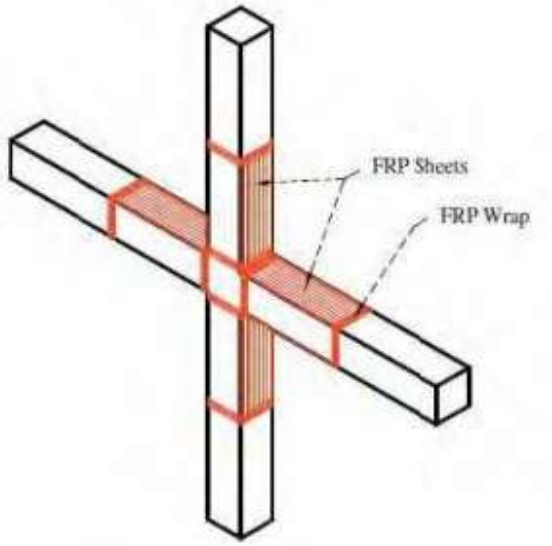
- شکل ۴ : الگوی مفاصل و سطح آسیب سازه اصلی



- شکل ۵ : منحنی ظرفیت (پوش‌آور) سازه اصلی

- **طراحی مدل مقاوم‌سازی شده با کامپوزیت FRP**
- با هدف افزایش مقاومت جانبی کل سازه تصمیم به تقویت سازه در مناطق مستعد رفتار غیر الاستیک گرفته شد، شکل ۸ نمایانگر یک تصویر شماتیک از پیکربندی مقاوم‌سازی در اطراف یک اتصال داخلی معمولی است، بهره‌وری از این روش مقاوم‌سازی FRP در جابجایی مفصل پلاستیک از طرف ستون به سمت تیر مؤثر است. بااین‌حال قابلیت مقاوم‌سازی FRP به نقل مکان غیرخطی مفصل به شدت وابسته به طول ورق کامپوزیت می‌باشد، اگر این طول بیش از حد تجاوز کند (معمولاً در اطراف عمق تیر)، مفصل پلاستیک غیرخطی را در محلی مشابه اتصال اصلی تیر و ستون با قدرت عملکرد بالاتر خواهیم داشت. در مطالعه حاضر طول ورق‌های کامپوزیت در تیر و ستون‌ها به منظور از بین بردن احتمال جابجایی مفصل پلاستیک به قدر لازم بلند در نظر گرفته شده است.
- پدیده دیباندینگ از بستر بتنی در ورق‌های کامپوزیت FRP همواره یک موضوع نگران‌کننده است که بر روی پیوند خارجی ورق FRP در اعضای بتنی تقویت‌شده به این روش به خصوص در تقویت خمشی تأثیرگذار است. این مسئله ممکن است باعث خرابی زودرس در عضو گردد ،برای غلبه بر این مشکل در سال‌های اخیر روش‌های متعددی ارائه شده

است که از جمله آن‌ها می‌توان به تحقیق تجربی و روش نوآورانه مستوفی نژاد و محمودآبادی اشاره نمود. نتایج تجربی آن‌ها نشان داد که با ارائه شیارهای طولی با عمق کافی به‌طور کامل می‌توان با این پدیده مقابله نمود.



- شکل ۶ : تصویر شماتیک از پیکربندی مقاومسازی با استفاده از FRP

- به منظور مقایسه کارایی ورق‌های کامپوزیت CFRP و GFRP در تقویت خمشی سازه‌های بتن مسلح تصمیم گرفته شد هر دو ورق به کار گرفته شود، پاسخ لرزهای قاب‌های مجهز به ورق‌های CFRP و GFRP با قاب اصلی از نظر منحنی جانبی نیرو-جابجایی بررسی و الگوی مفاصل و رانش بین طبقات مقایسه گردید. به گزارش جدول ۲ ویژگی‌های طراحی یک‌سویه کامپوزیت‌های CFRP و GFRP یکسان بود.

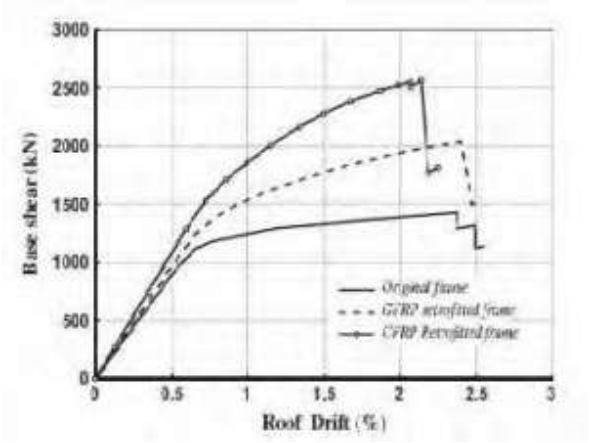
Composite	Tensile strength (MPa)	Ultimate tensile strain	Tensile modulus (MPa)	Thickness (mm)
CFRP	3900	0.0155	240,000	0.165
GFRP	3241	0.045	72,397	0.589

- **قاب مجهز به GFRP**

- به منظور ایجاد یک خرابی کمتر از عضو تقویت شده به کرنش نهایی بتن قبل از پارگی بتن نیاز است، تجزیه و تحلیل منحنی خمشی اولیه در تیرها ثابت کرد در دو طرف بالا و پایین آن‌ها نیاز به استفاده از ورق‌های کامپوزیت GFRP می‌باشد. با توجه به مفهوم طراحی بر اساس ظرفیت سازه‌ها در طراحی لرزهای مدرن ظرفیت خمشی ستون در هر اتصال باید بالاتر از جمع مقاومت خمشی تیرها جهت اعمال فلسفه تیر ضعیف ستون قوی باشد. ازاین‌رو ضخامت ورق‌های کامپوزیت در ستون‌ها با تیرها یکسان در نظر گرفته شد ،به جز ستون طبقه پنجم و ششم (بخش c-c) که در آن چهار لایه از ورق کامپوزیت برای پیروی از مفهوم ظرفیت محاسبه شد. لازم به ذکر است تجزیه تحلیل پوش آور سیستم تقویت‌شده با استفاده از دو ورق کامپوزیت GFRP در تمام اعضاء قاب ،یک مکانیسم یک‌طرفه با توجه به شکست مفصل پلاستیک ستون طبقه پنجم را نشان داد.
- به‌طور کلی تقویت خمشی اعضاء بتن آرمه با استفاده از FRP منجر به کاهش قابل توجه شکل‌پذیری می‌شود، با ارائه ساختارهای مجهز با ظرفیت اتلاف انرژی کافی استراتژی طراحی مقاوم‌سازی به‌منظور افزایش مقاومت جانبی بدون از

دست دادن قابل‌توجه ظرفیت جانبی طبقات و دریفت سازه بین طبقات انجام گردید. به دنبال این هدف مشخص شد که تقویت تیرها در طبقات بالا بطور قابل توجهی می‌تواند بر ظرفیت جابجایی و دریفت بین طبقات تأثیرگذار باشد.

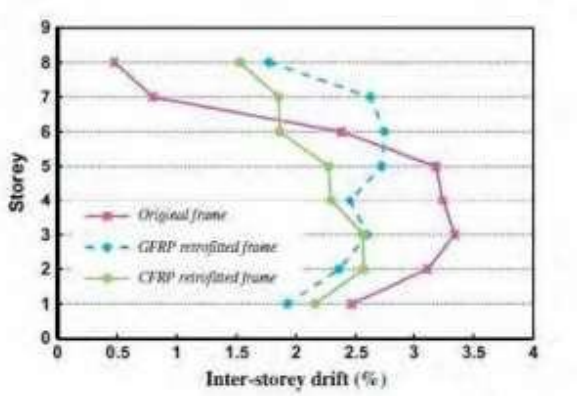
- **قاب مجهز به CFRP**
- به منظور یک شرایط برابر برای مقایسه، ضخامت ورق‌های کامپوزیت در تیرهای قاب مجهز به CFRP به منظور یک شرایط برابر برای مقایسه، ضخامت ورق‌های کامپوزیت در تیرهای قاب مجهز به GFRP انتخاب گردیدند. به عنوان یک نتیجه و با درنظر گرفتن خواص مکانیکی ورق‌های موردنظر CFRP و GFRP، شش لایه از ورق‌های CFRP برای تیرها در تمام طبقات، به‌جز دو تیر آخر انتخاب شد.
- این پیکربندی تقویت یک نسبت دریفت یکسان را در بین طبقات با حفظ ظرفیت جابجایی جانبی کافی برای قاب تضمین نمود ،به منظور تکریم فلسفه طراحی تیر ضعیف ستون قوی در قاب تقویت‌شده، مقدار مشابهی از کامپوزیت‌های مذکور در دو وجه کششی ستون‌ها نیز در تمام طبقات به کار گرفته شد. با این حال شبیه قاب تقویت‌شده به‌وسیله GFRP برای از بین بردن عملکرد نامطلوب ستون طبقه پنجم در تحلیل غیرخطی پوش‌آور اولیه از نه لایه CFRP جهت جبران ضعف ستون مذکور و همچنین برقراری رابطه تیر ضعیف ستون قوی در طبقات پنجم و ششم استفاده گردید. نتایج غیرخطی با ارائه محصورشدگی بتن در ستون ظرفیت جابجایی جانبی بیشماری را تائید نمود.
- **بررسی نتایج بدست آمده از قاب**
- تجزیه و تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب تقویت شده بر اساس پیکربندی‌های فوق افزایش قابل‌توجهی در مقاومت جانبی نشان داد ،ضمن اینکه توجه ویژه به فلسفه طراحی تیر ضعیف ستون قوی در مقاوم‌سازی خشنود کننده بود. همانطور که در شکل ۷ نشان داده شده است ظرفیت تحمل بار با استفاده از ورق‌های GFRP افزایش ۴۳٪ و یا ورق‌های CFRP افزایش ۸۰٪ داشت، بااین‌حال درحالیکه ظرفیت جابجایی جانبی تقریباً با قاب اصلی یکسان بود در دومی حدود ۱۰٪ کاهش یافته بود که در مقابل افزایش قدرتی که کسب کرده بود قابل توجه نیست. لازم به ذکراست جهت افزایش جابجایی جانبی قاب مجهز به CFRP و یکسان نمودن آن با قاب اصلی می‌توانستیم تیرها در سه طبقه آخر بجای دوطبقه تقویت شده نماییم. با این حال این پیکربندی ممکن است به تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها از طبقه ششم ختم شود که از مفاهیم طراحی لرزه‌ای مدرن پیروی نمی‌کند.



- شکل ۷ : مقایسه منحنی پوش‌آور قاب‌های اصلی و تقویت شده
- اگرچه تجزیه و تحلیل بخشی از اعضاء سازه کاهش قابل توجهی در منحنی شکل‌پذیری به ویژه برای CFRP داشت منحنی پوش‌آور یک اثر ناچیز در جابجایی ظرفیت به نمایش گذاشت، لازم به ذکر است گرچه پیکربندی متفاوت FRP

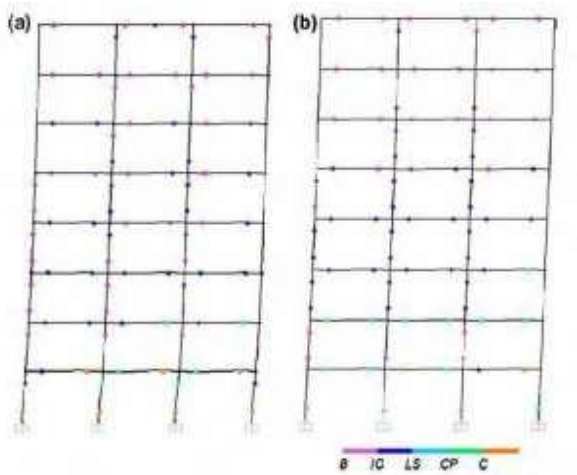
ظرفیت جابجایی قاب را تغییر داد، قاب مجهز به CFRP ظرفیت حمل بار بیشتری نسبت به قاب مجهز با GFRP ارائه نمود.

- انتخاب تنظیمات طراحی مقاوم‌سازی بر اساس یک فرض توزیع یکنواخت دریفت برای همه طبقات بود، این مورد می‌تواند مانعی برای تغییر شکل یک طبقه خاص از قاب انتخاب شده در سازه منظم مدنظر ایجاد نماید. همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود جابجایی نسبی طبقات مختلف در قاب تقویت‌شده تقریباً یکسان بوده و در محدوده ۱٫۵٪ تا ۲٫۵٪ نسبت به قاب اصلی که در محدوده ۰٫۵٪ تا ۳٫۵٪ می‌باشد، گزارش شده است. در مقایسه دریفت بین قاب‌های تقویت‌شده با CFRP و GFRP به رغم استفاده از ورق‌های کامپوزیت بیشتر در ستون طبقه پنجم و ششم مقادیر بالاتری در طبقات بالاتر مشاهده می‌شود.



- شکل ۸ : مقایسه توزیع دریفت طبقات بین قاب های اصلی و تقویت شده

- در شکل ۹ نیز الگوی تخصیص مفاصل قاب تقویت‌شده آورده شده است ،در مقایسه با قاب اصلی بیشتر تیرها در طبقات بالا متحمل رفتار غیر الاستیک شده‌اند، که از این مورد می‌توان نتیجه گرفت پیکربندی تقویت سازه با ورق‌های کامپوزیت به خوبی طراحی شده و می‌تواند برای افزایش مقاومت تمام اعضاء جهت افزایش مقاومت جانبی سازه ارائه گردد.



- شکل ۹ : الگوی تخصیص مفاصل پلاستیک در قابهای تقویت شده a) قاب مجهز به GFRP، b) قاب مجهز به CFRP

مصالح پلیمری تقویت‌شده (FRP)

در سال‌های اخیر استفاده از مصالح پلیمری تقویت‌شده (FRP) به دلیل بهره‌برداری و کاربردی موفق آمیز در سراسر دنیا رواج یافته است. لذا به دلیل کاربرد پیشرفته این مصالح نیاز به مطالعات دقیق و شناخت خصوصیات ویژه این مصالح شامل مقاومت در

برابر آتش‌سوزی، دوام مصالح در شرایط محیطی مختلف، مقاومت خستگی، چسبندگی مصالح بتنی و سایر خصوصیات آن‌ها احساس می‌شود. یکی از مشکلات موجود در سازه‌های بتن آرمه عامل خوردگی می‌باشد، محیط بازی بتن در ابتدا تا حد زیادی از ایجاد خوردگی فولاد جلوگیری می‌نماید و حتی در شرایط مساعد، بهره‌برداری و سرویس پذیری را در طول عمر سازه تضمین و از خوردگی فولاد ممانعت می‌نماید. اما در سازه‌هایی که در برابر شرایط محیطی مضر قرار دارند مانند سازه‌های دریایی، پل‌ها، سازه‌های در معرض حمله نمک‌ها و شرایط توأم رطوبت و دما و کلراید، غلبه شرایط اسیدی به محیط بازی بتن زمینه‌ی خوردگی فولاد را فراهم کرده و بهره‌برداری سازه با مشکل مواجه می‌شود. روش‌هایی جهت جلوگیری این خوردگی مانند استفاده از لایه جنس اپوکسی و یا ترکیبات خاص بتن استفاده می‌شود. با این وجود این روش‌ها نتوانستند به طور کامل از خوردگی میلگردها ممانعت نمایند. با ورود مصالح کامپوزیتی که از ترکیب الیاف به عنوان فاز پراکنده و رزین‌هایی مانند اپوکسی و استرها به عنوان فاز پیوسته تولید می‌شوند و با نام FRP ها شناخته می‌شوند، به عنوان جایگزینی برای فولاد تقویت‌کننده در برخی شرایط در سازه‌های بتنی، پیشرفت چشمگیری در این زمینه ایجاد شد. خواص فوق‌العاده این مصالح که شامل غیر مغناطیسی بودن و مقاومت در برابر خوردگی از مشکلات مربوط به وجود خواص مغناطیسی و خوردگی مصالح تا حد زیادی کاسته شد. بعلاوه FRP ها خصوصیات مناسب دیگری مانند مقاومت کششی زیاد را دارا می‌باشند که از این جهت از این مصالح به عنوان تقویت‌کننده در بتن مسلح استفاده می‌شود. این الیاف‌ها شامل انواع الیاف کربن، شیشه، آرامید و بازالت می‌باشند که در این بین، الیاف‌های کربن و شیشه در صنعت ساخت‌وساز کاربرد دارند.

الیاف شیشه (GFRP)

الیاف‌های شیشه تارهای بسیار باریک از جنس شیشه با قطر ثابت (حدود ۵ تا ۲۵ میکرون) و طول نامحدود هستند. از الیاف شیشه در بالا بردن مقاومت کششی و تقویت کامپوزیت‌ها استفاده می‌گردد. این الیاف ظریف و خمش پذیر، عایق حرارت و ضد خوردگی می‌باشد. این الیاف برای ساخت و مقاوم‌سازی سازه‌ها بکار می‌روند به شکل مختلفی مورد استفاده قرار می‌گیرد که شامل الیاف و ورق‌های GFRP، میلگردهای GFRP، مش‌های GFRP و پروفیل‌های GFRP می‌باشد. در ادامه به بررسی میلگردهای GFRP پرداخته‌ایم.

میلگردهای GFRP (Glass Fiber-Reinforced Polymer)

میلگردهای آجدار شیشه، مصالحی کامپوزیتی هستند که از ترکیب الیاف شیشه و رزین پلیمری ساخته می‌شوند و مانند آرماتورهای فولادی نقش تقویت‌کننده بتن و ایجاد مقاومت و سختی اضافی برای بتن را دارند. همچنین خواص ضد خوردگی این میلگرد برای سازه‌های در معرض عوامل طبیعی مضر و نمک‌ها مناسب بوده و بعلت خاصیت غیر مغناطیسی میلگردهای کامپوزیت GFRP بکاربری آن‌ها در تجهیزات حساس مانند میدان‌های الکترومغناطیس و بخش‌هایMRI بیمارستان‌ها می‌توان اشاره نمود. لازم به ذکر است که قیمت این میلگردها از سایر میلگردهای الیافی کمتر می‌باشد.

لذا در ادامه قصد داریم پس از بررسی خصوصیات اجزای تشکیل‌دهنده این مصالح و برخی آزمایشات استاندارد ارائه شده جهت تعیین خصوصیات آن را با وجه به استاندارد ACI به صورت مختصر بیان نموده و نتایج مطالعات صورت گرفته در تعیین خصوصیات این مصالح را ارائه نماییم.

خصوصیات اجزاء تشکیل‌دهنده اصلی

الیاف شیشه در غالب چهار نوع تولید می‌شود که دو نوع عمده این الیاف که در صنعت تولید پلیمرهای تقویت‌شده با الیاف FRP کاربرد دارند شیشه الکتریکی (E-glass) و شیشه سازه‌ای (S-glass) می‌باشند. دو نوع دیگر که عمومیت کمتری دارند، شیشه شیمیایی (C-glass) و شیشه مقاوم در شرایط قلیایی (AR-glass) می‌باشد. اقتصادی‌ترین و پرکاربردترین تقویت‌کننده‌ای که در تولید FRP مورد استفاده قرار می‌گیرد، الیاف شیشه از نوع E-glass است. این میلگرد خانواده‌ای از شیشه با ترکیب کلسیم آلومینو بروسیلیکات و کمتر از ۲٪ ترکیبات قلیایی می‌باشد. به دلیل مقاومت کششی بالا و قیمت ارزان، بیش از ۹۰٪ از الیاف شیشه را شامل می‌شود. همان‌گونه که از نام این الیاف مشخص است، این الیاف مقاومت الکتریکی خوبی دارند.

رزین پلی‌استر

از به پرکاربردترین رزین‌هایی که در این مورد استفاده می‌شود، رزین پلی‌استر بوده که با توجه به فرمول شیمیایی خود می‌تواند پس از سخت شدن طیف وسیعی از خواص شامل نرمی و شکل‌پذیر تا سختی و تردی را در برگیرد. از مزایای خاص این رزین می‌توان به ویسکوزیته و قیمت پایین و زمان پخت کم اشاره نمود که به عنوان غیر سمی‌ترین نوع رزین شناخته شده است. هاردنر لازم برای پخت این رزین حدود ۲ درصد بوده که در کارهای حجیم معمولاً از ۱ درصد هاردنر استفاده می‌شود. از جمله مهم‌ترین معایب پلیمرها استر می‌توان به تغییر حجم‌های زیاد آن‌ها در طی فرایند پخت اشاره نمود.

رزین ونیل استر

ونیل استر پخت شده در مقایسه با پلی‌استر پخت شده از شکل‌پذیری و سختی بالاتری برخوردار بوده و به لحاظ خصوصیات و کار با رزین تا حد زیادی همانند پلی‌استر می‌باشد. برخی از مزایای این رزین که می‌تواند تا حدودی قیمت بالاتر این رزین را در مقایسه با پلی‌استر جبران نماید، پایداری بالاتر، ساختار شیمیایی و مقاومت بیشتر نسبت به هیدرولیز و محیط‌های خورنده و خواص فیزیکی مناسب این رزین شامل مقاومت کششی، مقاومت به ضربه و خستگی می‌باشد. در جدول شماره ۲ خصوصیات نمونه‌ای از این رزین ارائه‌شده است.

جدول شماره ۲ : خصوصیات مکانیکی نمونه‌ای از رزین ونیل استر

نوع رزین	چگالی()	کرنش نهایی(%)	مقاومت کششی(MPa)	مدول کششی(GPa)
ونیل استر	1.14	8	76	2.9

رزین اپوکسی

رزین‌های اپوکسی، خانواده‌ی بزرگی از مواد هستند که در مقایسه با سایر رزین‌ها، عملکرد مناسب‌تری دارند. رزین اپوکسی در صنعت هوا فضا به صورت گسترده، در مواردی که عملکرد مناسب در دماهای بالا یک فاکتور مهم در انتخاب مواد می‌باشد، مورد

استفاده قرار می‌گیرد. رزین‌های اپوکسی عموماً نسبت به سایر رزین‌ها از خواص مکانیکی و پایداری شیمیایی و محیطی بالاتری برخوردار می‌باشند.

برخی از مزایای رزین‌های اپوکسی شامل موارد زیر است :

- نبودن یا کم بودن آزادسازی مواد فرار در طی
- جمع شدگی بسیار کم در فرآیند پخت شدگی
- مقاومت بسیار خوب در محیط‌های شیمیایی
- و قابلیت افزودن انواع زیادی از الیاف و فیلترها

قیمت بالای رزین، زمان سخت شدن زیاد و دشوار بودن کار کردن با آن از معایب اصلی این رزین است.

جدول شماره ۲ : خصوصیات مکانیکی نمونه‌ای از رزین ونیل استر

نوع رزین	چگالی()	کرنش نهایی(%)	مقاومت کششی(MPa)	مدول کششی(GPa)
اپوکسی	1.18	5	74	2.73

آزمایش‌های استاندارد در تعیین خصوصیات میلگردهای کامپوزیتی

آزمایش تعیین خصوصیات مقطع میلگردهای GFRP

از این روش برای تعیین سطح، قطر و محیط یک میلگرد استفاده می‌شود. با توجه به این که این میلگردها در فرم‌های مختلف شامل پوشش داده شده با ماسه، شیاردار، دارای سطح صاف و... تولید می‌شوند و از آن جهت که خصوصیات مقطع در طراحی اثر خواهد داشت، وجود آزمایشاتی که تعیین‌کننده خصوصیات مقطع این میلگردها باشد، لازم و ضروری به نظر می‌رسد. لازم به ذکر است که از این روش تنها در تعیین خصوصیات میلگردهایی استفاده می‌شود که فاقد حباب‌های هوا باشد.

روش انجام آزمایش به این صورت می‌باشد که ابتدا طول هر نمونه سه بار و هر بار با چرخاندن نمونه به اندازه ۱۲۰ درجه حول محور طولی آن اندازه‌گیری شده و طول نمونه برابر میانگین هر سه مقدار که به نزدیک‌ترین مقدار بالا یا پایین که ضریبی است از ۰,۱ میلی‌متر می‌باشد، رند می‌شود. پس از این مرحله فلز استوانه مندرج تا آنجا که نمونه به طور کامل درون آب یا اتانول قرار گیرد، پر شده و این مقدار اندازه‌گیری می‌شود. نمونه به آرامی در درون مایع قرار داده شده تا از ایجاد حباب در درون مایع جلوگیری گردد. با اندازه‌گیری مایع جابجا شده، حجم نمونه و با داشتن طول آن، سطح مقطع نمونه از تقسیم حجم نمونه بر طول آن بدست آمده و در ادامه قطر نمونه قابل محاسبه می‌باشد.

آزمایش تعیین خصوصیات کششی میلگردهای GFRP

این آزمایش جهت تعیین مقاومت کششی، مدول الاستیسیتر و تغییر طول نهایی میلگردهای FRP یا کابل‌های FRP به کار رفته در سازه‌های بتنی به کار گرفته می‌شود و روش انجام آزمایش به این صورت می‌باشد که ابتدا نمونه در ماشین آزمایش با ملاحظات و دقت لازم به جهت گیرش مناسب و با توجه به توضیحات دستگاه قرار گرفته و چند ثانیه قبل از اعمال بار اندازه‌گیرها توسط سیستم اندازه‌گیری شروع می‌شود و لازم است سرعت اعمال بار یا جابجایی به صورتی باشد که نمونه پس از گذر زمانی در حدود ۱ تا ۱۰ ثانیه شکسته شود. بار اعمالی لازم است تا زمان شکست نمونه اندازه‌گیری شود و همچنین لازم است اندازه‌گیری کرنش تا زمان رسیدن به ٪ ۵۰ از ظرفیت کششی و یا تا ظرفیت کششی تضمین شده، هر کدام که بیشتر بود انجام شود. پس از انجام آزمایش و برداشت‌های لازم، می‌توان نمودار نیرو و جابجایی و با داشتن سطح مقطع نمونه می‌توان نمودار تنش و کرنش مصالح را رسم نمود.

آزمایش تعیین مقاومت پیوستگی میلگرد با بتن به کمک کشش میلگرد

در این آزمایش یک نمونه از میلگرد مورد نظر در مکعبی بتنی با ابعاد ۲۰۰ میلی‌متر مطابق تصویر شماره ۱ قرار می‌گیرد. این آزمایش برای تعیین مقامت پیوستگی بتن و میلگردهای GFRP به کار می‌رود و علاوه بر آن از این آزمایش در انجام کارهای پژوهشی، شامل سنجش اثر عوامل محیطی در طولانی مدت و تعیین عوامل اثرگذار بر مقاومت پیوستگی بهره گرفته می‌شود. با این وصف در تعیین پیوستگی میلگرد با بتن با توجه به اثرگذار بودن خصوصیات بتن بر نتایج آزمایش، لازم است طرح اختلاط بتن به نحوی خاص انجام گردد. روش انجام آزمایش به این صورت می‌باشد که پس از گیرش میلگرد در نمونه مکعبی و بعد از گذشت زمان مشخص و تحت شرایط و با تجهیزات خاص نمونه میلگرد از درون بتن بیرون کشیده می‌شود و در این صورت با داشتن نیرو و سطح تماس میلگرد با بتن می‌توان مقاومت پیوستگی را مشخص نمود.

آزمایش اندازه‌گیری مقاومت برشی میلگردهای GFRP

این آزمایش به جهت اندازه‌گیری مقاومت برشی میلگرد مورد استفاده قرار می‌گیرد. از این آزمایش می‌توان برای میلگردهای با قطر متفاوت و انواع مختلف آن بهره گرفت و می‌تواند کاربردهای دیگری شامل کنترل کیفیت، تضمین کیفیت، تعیین مشخصات مصالح و ... را داشته باشد. در این آزمایش نمونه میلگرد مطابق تصویر شماره ۲ بین شیار تیغه‌هایی با خصوصیات خاص قرار گرفته و تا زمان شکست برشی در میلگرد با شرایط خاص تحت اعمال بار قرار می‌گیرد.

تصویر شماره (۲)

آزمایش اندازه‌گیری مقاومت میلگردهای GFRP در محیط بازی

این آزمایش به این صورت انجام می‌شود که نمونه‌ای از میلگرد تحت نیروی کششی ثابت در معرض محیط بازی قرار می‌گیرد. سپس بعد از مدت معین از محلول خارج‌شده و تغییرات مقاومت کششی بررسی می‌گردد که این آزمایش ممکن است به روش‌های زیر انجام شود :

حالت الف : در این حالت نمونه مورد نظر بدون در معرض قرار گرفتن نیروی کششی تنها در درون محلول بازی قرار می‌گیرد. در این صورت پارامترهای قابل‌کنترل PH محلول، دمای محلول، و زمان قرارگیری نمونه در درون محلول می‌باشد. لازم به ذکر است که در این حالت درصد کاهش وزن میلگرد در اثر خوردگی نیز اندازه‌گیری می‌شود.

حالت ب : در این حالت نمونه تحت نیروی کششی ثابت در درون محلول قرار می‌گیرد. در این حالت پارامترهای قابل‌کنترل مقدار نیروی ثابت PH محلول، دمای محلول و مدت‌زمان قرارگیری نمونه در محلول می‌باشد.

حالت ج : در این حالت نمونه میلگرد تحت بار کششی ثابت در درون بتن مرطوب قرار می‌گیرد. پارامترهای قابل‌کنترل در این آزمایش میزان نیروی کششی ثابت، PH محلول، دمای محلول و مدت زمان قرارگیری نمونه در درون بتن است. از این آزمایش برای تعیین مقاومت در محیط بازی، کنترل کیفیت، تحقیق و بهبود کیفیت و از نتایج آن گاهاً در انجام تحلیل‌ها و طراحی‌ها

استفاده می‌شود. نتایج اولیه این آزمایش بیان‌کننده میزان تغییرات جرمی و تغییرات مقاومت کششی میلگردها است که فاکتورهای مهمی در کاربرد این مصالح به حساب می‌آیند.

در حالت‌های ب و ج که نمونه تحت تنش ثابت قرار می‌گیرد، مقدار این تنش ثابت باید برابر جمع تنش حاصل بار مرده و آن قسمت از بار زنده که ثابت است باشد که البته از تنش‌های بالاتر می‌توان به عنوان عامل شتاب‌دهنده به آزمایش استفاده نمود.

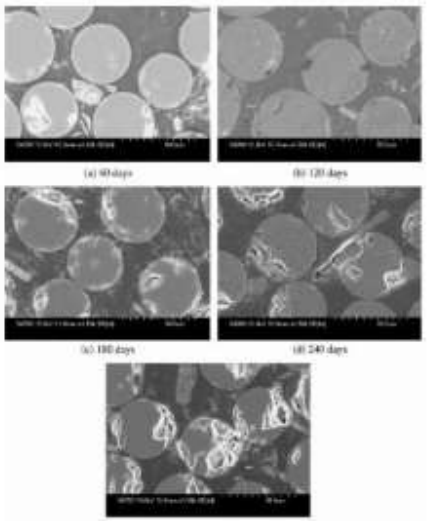
خصوصیات کششی میلگردهای GFRP

خصوصیات کششی مصالح تقویت‌کننده مهم‌ترین و دلیل اصلی بهره‌گیری از این مصالح در طراحی سازه‌های بتنی می‌باشد. از این‌رو تعیین حد نهایی مقاومت کششی و مقاومت تضمین‌شده این نوع میلگردها جهت بکارگیری در محاسبات و طراحی‌ها، کنترل کیفیت و بهینه‌سازی‌ها ضروری به نظر می‌رسد. عوامل مختلفی بر خصوصیات کششی میلگردهای GFRP اثرگذار می‌باشند که از مهم‌ترین این عوامل می‌توان به نوع الیاف و میزان این الیاف که به‌صورت درصد حجم الیاف بر حجم میلگرد در واحد طول تعریف می‌شود، اشاره نمود. عوامل دیگری همچون فرایند تولید میلگردها، نحوه کنترل کیفیت و میزان پخت رزین نیز بر عملکرد کششی میلگردها اثرگذار خواهد بود.

با توجه به عوامل اثرگذار طی فرآیند ساخت بر عملکرد میلگردها، وجود تفاوت‌هایی در مقاومت نهایی میلگردهای تولیدشده‌ی شرکت‌های مختلف اجتناب ناپذیر می‌باشد.

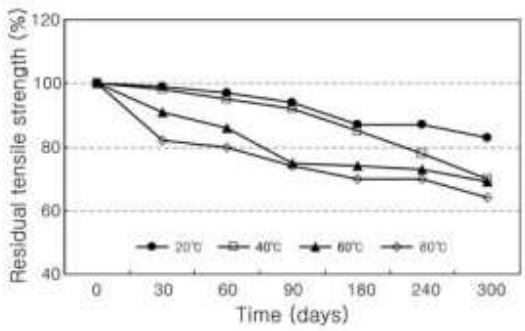
اثر محیط بازی و اسیدی بر عملکرد میلگردهای GFRP

مطالعات انجام گرفته حاکی از این مسئله می‌باشد که فرایند هیدراتاسیون اجزای سازنده میلگردهای کامپوزیت شیشه در شرایط بازی با سرعت بیشتری انجام خواهد شد که همین مسئله باعث تمرکز پژوهش‌های زیادی در این زمینه گردیده است. رزین‌ها علاوه بر کمک به انتقال تنش بین الیاف، به دلیل مقاومت بیشتر آن‌ها در شرایط محیطی نسبت به الیاف، به عنوان محافظ الیاف نیز ایفای نقش می‌نمایند. در حالتی که میلگردهای GFRP به عنوان تقویت‌کننده در بتن مورد استفاده قرار می‌گیرند، محیط بازی ایجاد شده در فرایند تخریب این مصالح نقش خواهد داشت، که در غالب تحقیقات به جهت تسریع در فرایند تخریب از محلول‌های با PH و دمایی بسیار بالاتر از شرایط بتن استفاده می‌شود. در تصویر شماره ۳ تصویری میکروسکوپی از روند تخریب مقطع میلگردها در دمای ۲۰ درجه نمایش داده شده است.



تصویر شماره ۳ : روند تخریب کامپوزیت GFRP در محیط بازی در دمای ۲۰ درجه سانتی گراد

پس از انجام آزمایشات بر نمونه‌ای از میلگردهای FRP با الیاف شیشه و رزین ونیل استر و در محلول قلیایی با PH برابر ۱۲,۶، نتایج آزمایشات را به صورت نموداری که روند کاهش مقاومت کششی را در طول زمان و در دماهای مختلف نمایش می‌داد و در تصویر شماره ۴ ارائه گردیده است، نمایش دادند.



تصویر شماره ۴ : روند کاهش مقاومت کششی میلگردهای GFRP در محلول قلیایی و در دماهای متفاوت

با بررسی اثر محیط قلیایی بر مقاومت پیوستگی بتن و میلگرد نشان داده شد که با گذر زمان مقاومت پیوستگی در محیط قلیایی افزایش می‌یابد ولی این افزایش کمتر از حالتی است که نمونه در مجاورت آب قرار دارد. بااین‌حال در مطالعات دیگری اثر مجاورت با آب بر مقاومت پیوستگی بتن و میلگرد به صورت اثر منفی نشان داده شده است.

نتیجه گیری

با در نظر گرفتن مطالب و آزمایشات مذکور و آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتنی که به طور خاص روش‌های طراحی به کمک مصالح FRP را ارائه می‌نمایند، به نظر می‌رسد که با توجه به ضعف فولاد در پایداری در محیط‌های اسیدی و خورنده، استفاده از میلگردهای GFRP در ساخت سازه‌های تحت شرایط محیطی شدید سودمند می‌باشد. در حال حاضر سطح اطلاعات در زمینه بکارگیری این مصالح و خواص مناسب مقاومتی، ضدخوردگی و عایق بودن آنان به نحوی می‌باشد که با اطمینان قابل قبولی می‌توان از این مصالح در طراحی سازه‌ها استفاده نمود. بااین‌حال با توجه به عملکرد ترد این مصالح و فرآیند تولید این مصالح، لازم است در هر پروژه به طور دقیق مسئله ارزش بکار گیری این مصالح مورد بررسی قرار گیرد.

بتن الیافی

با گذشت زمان و افزایش جمعیت دنیا نیاز به پیشرفت در زمینه ساخت‌وساز، نگهداری و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود و استفاده از تکنولوژی‌های نوین بیش از پیش احساس می‌شود. علاوه بر این لزوم ساخت سازه‌های مقاوم در برابر زلزله به دلیل افزایش لرزه‌خیزی کشورهای دنیا بیشتر احساس می‌شود. از جمله تکنولوژی‌های نوین که جایگاه ویژه‌ای در ساخت‌وساز به خود اختصاص داده، افزودنی‌های بتن و الیاف تقویت‌کننده در غالب بتن الیافی می‌باشد. استفاده از افزودنی‌های بتن باعث بهبود خواص مطلوب بتن، همچون مقاومت آن می‌گردد و در بعضی موارد با کاهش وزن بتن، مصالح بسیار سبکی را فرا راه مهندسین بنا قرار می‌دهد.

Fiber Reinforced Concrete) FRC)

بتن الیافی در حقیقت نوعی کامپوزیت است که با بکارگیری الیاف تقویت‌کننده داخل مخلوط بتن، مقاومت کششی فوق‌العاده افزایش می‌یابد. این ترکیب کامپوزیتی، یکپارچگی و پیوستگی مناسبی داشته و امکان استفاده از بتن به عنوان یک ماده شکل‌پذیر جهت تولید سطوح مقاوم پر انحنا را فراهم می‌آورد. بتن الیافی از قابلیت جذب انرژی بالایی نیز برخوردار است و تحت اثر بارهای ضربه‌ای به راحتی ازهم پاشیده نمی‌شود. شاهد تاریخی این فن‌آوری، کاربرد کاه‌گل در بناهای ساختمان است. در واقع بتن الیافی نوع پیشرفته این تکنولوژی می‌باشد که الیاف طبیعی و مصنوعی جدید، جانشین کاه و سیمان جانشین گل بکار رفته در کاه‌گل شده است.

بتن الیافی خواص مناسبی همچون شکل‌پذیری بالا، مقاومت فوق‌العاده، قابلیت جذب انرژی و پایداری در برابر ترک خوردن را دارا می‌باشد که متناسب با آن‌ها می‌توان موارد کاربرد فراوانی برای آن یافت.
مقاومت فشاری فوق‌العاده بالا از FRC با استفاده از دانه‌بندی مناسب که به طور همگن مخلوط شده باشند، بدست می آید. از سوی دیگر، افزایش نیروهای کششی / خمشی، شکستگی و کنترل آسیب به طور عمده به دلیل تقسیم به طور تصادفی از فیبرهای تقویت کننده در اختلاط حاصل می‌شود.
در نتیجه بسیاری از تحقیقات انجام شده روی این نوع از بتن، نشان می‌دهد که FRC در شرایط بارگذاری دینامیکی نسبت به سایر انواع بتن‌ها ویژگی‌های کنترل آسیب فوق‌العاده‌ای دارد.
بطور مثال در ساخت کف سالن‌های صنعتی، می‌توان از این نوع بتن به جای بتن آرماتوری متداول سود جست. این نوع بتن از بهترین مصالح مورد استفاده در ساخت بناهای مقاوم در برابر ضربه، همچون سازه پناهگاه‌ها و انبارهای نگهداری مواد منفجره به شمار می‌رود و بناهای شکل‌گرفته از بتن، قابلیت فوق‌العاده‌ای در جذب انرژی ضربه دارد. همچنین در ساخت باند فرودگاه‌ها به خوبی می‌توان از این نوع بتن کمک گرفت. موارد دیگری از بکارگیری این بتن، ساخت قطعات پیش ساخته ساختمانی همچون پانل‌ها و یا پاشش بتن روی سطح انحنای یک سازه می‌باشد. علاوه بر موارد یاد شده می‌توان از مزایایی همچون عایق بودن سازه در باربر صدا و سرعت بالای اجرا نیز بهره‌مند گردید.

انواع الیاف کاربردی در بتن

تاکنون مشخص شده است که انواع الیاف‌ها می‌توانند ظرفیت کرنش مقاومت در برابر ضربه میزان جذب انرژی مقاومت سایشی و مقاومت کششی بتن را افزایش دهند. امروزه با استفاده از الیاف شیشه، پلی پروپیلن، فولاد و بعضاً کربن، تولید انواع بتن‌های کامپوزیتی در کاربردهای مختلف صنعتی ممکن گردیده و بکارگیری آن‌ها در کشورهای پیشرفته دنیا مورد قبول صنعت ساختمان واقع شده است.
الیاف‌های مورد استفاده در بتن بیشتر شامل الیاف شیشه، فولاد، پلی پروپیلن، آزبست و کربن نیز می‌باشند.

الیاف شیشه

الیاف شیشه بتن جزء اقتصادی‌ترین و گسترده‌ترین نوع از انواع الیاف بتن می‌باشد. پراکندگی بسیار بالای شیشه در بتن الیافی در حفظ مقاومت‌های فشاری و سایشی بتن تأثیر بسزایی دارد. این محصول جایگاه نسبتاً مناسبی در تعمیر بناها و تقویت سازه‌های صدمه‌دیده دارند و می‌توانند مقاومت پیچشی و برشی مناسبی نیز پدید آورد.

الیاف فولادی

مورد بعدی کاربرد الیاف فولادی در سازه الیاف است که می‌تواند نقش مکملی برای میلگرد داشته باشد. الیاف فولادی با پخش ترک‌ها مقابله می‌کنند و مقاومت بتن را در برابر خستگی ضربه جمع شدگی و تنش‌های حرارتی افزایش داده و بتن در همه مدهای شکست روی خواص مکانیکی بتن تأثیر مثبت می‌گذارد. از اهم متغیرهایی که بر خواص بتن با الیاف فولادی اثر می‌گذراند می‌توان

به خواص ماتریس بتن بازدهی الیاف و مقدار الیاف اشاره کرد.تکنولوژی بتن پر مقاومت توسعه‌ای جدید در صنعت ساخت سازه‌های بتنی محسوب می‌شود. در بتن سخت شده مقاومت و دوام دو عامل اصلی بوده و هر چه مقاومت فشاری بتن بیشتر می‌شود بتن تردتر شده و در نتیجه مقاومت کششی آن به نسبت افزایش مقاومت فشاری افزایش نمی‌یابد و نیز از تحمل کرنش پایین‌تر برخوردار است. بدین دلیل نیاز به استفاده از الیاف در بتن پر مقاومت کاملاً مشهود است .جهت افزایش مقاومت کششی و جلوگیری از گسترش ترک و به‌ویژه افزایش نرمی از الیاف در بتن استفاده می‌شود. مقدار افزایش با تغییر این مقاومت‌ها بستگی به مقاومت بتن بدون الیاف شکل الیاف و درصد الیاف دارد.

بتن پر مقاومت شامل الیاف فولادی، ترکیبی است از سیمان، مصالح سنگی، آب، فوق روان کننده، دوده سیلیس و همچنین درصدی از الیاف فولادی که به‌طور درهم و کاملاً اتفاقی و در جهات مختلف در مخلوط پراکنده شده است. وجود الیاف فولادی مشخصات مکانیکی بتن را نسبت به حالت بهبود می‌بخشد. بتن پر مقاومت یک ماده ترد و شکننده است در حالیکه افزودن الیاف فولادی به بتن پر مقاومت سبب بهبود رفتار ترد بتن و تغییر مد شکست آن می‌گردد.

مزایای بتن الیافی

بتن الیافی (FRC) نوع جدیدی از بتن است که عملکرد مؤثرتری را در مقایسه با همتایان بتنی خود ارائه می‌دهد. FRC دارای ویژگی‌های مکانیکی برتری از جمله مقاومت فشاری بیش از ۱۵۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته بالا، حد الاستیک بالا، استحکام کششی در دامنه ۱۵ تا ۱۵ MPa، سخت شدن کشش در تنش، انرژی شکست چندین برابر از مقادیر بتن سنتی و ظرفیت بالا پس از ترک‌خوردگی می‌باشد. در زیر به ذکر موردی برخی مزایای بتن الیافی پرداخته شده است :

۱. مقاومت در مقابل تورق و سایش
۲. مقاومت در مقابل تنش‌های خستگی
۳. مقاومت عالی در مقابل ضربه
۴. قابلیت کششی و ظرفیت زیاد تغییر شکل نسبی
۵. قابلیت باربری بعد از ترک‌خوردگی
۶. افزایش در میزان جذب انرژی

قابلیت انعطافی که بتن الیافی دارد همانند خواص مواد پلاستیکی باعث می‌شود که بتن الیافی گسیختگی ناگهانی نداشته باشد. از آنجا که الیاف در جسم بتن در همه جهات پراکنده می‌شود در صورت تشکیل یک ترک در جهات مختلف الیاف اتصالاتی را به

وجود آورده و از گسترش ترک جلوگیری می‌نماید. بنابراین رشته‌های الیاف به‌طور فعال در محدود کردن عرض ترک وارد عمل شده و با تشکیل ریز ترک‌های زیاد قابلیت بهره برداری بتن را افزایش می‌دهند.
مکانیزم تقویت را می‌توان بصورت زیر توجیه کرد:
تنش‌ها به‌وسیله برش محیطی و در صورتیکه رویه الیاف آجدار باشد به‌وسیله مقاومت چسبندگی (درون سطحی) از ماتریس به الیاف منتقل می‌شود. بنابراین مادامی که ماتریس بتن ترک نخورده است،تنش کششی بین الیاف و ماتریس تقسیم می‌شود. پس از ایجاد ترک، همه تنش به الیاف انتقال می‌یابد.
مهم‌ترین متغیرهایی که بر خواص بتن با الیاف اثر می‌گذارند عبارت‌اند از : خواص ماتریس بتن ، بازدهی الیاف و مقدار الیاف.
بازدهی الیاف به‌وسیله مقاومت الیاف در برابر بیرون کشیده شدن از مخلوط کنترل می‌شود این مقاومت به چسبندگی بین الیاف و ماتریس بستگی دارد.
برای الیاف با مقطع ثابت این مقاومت با افزایش طول، افزایش می‌یابد. بنابراین هر قدر طول بیشتر باشد اثر آنها در بهبود خواص ماتریس بیشتر خواهد بود چون مقاومت در برابر بیرون کشیده شدن متناسب با سطح مقطع دو جسم می باشد .
معمولا الیاف با سطح مقطع گرد و قطر کوچک بیشتر از الیاف با سطح مقطع گرد و قطر بزرگتر بازدهی دارند. این امر به این خاطر است که الیاف دسته اول سطح بیشتری در واحد حجم دارا می باشند بنابراین هر چه سطح تماس الیاف بیشتر باشد (و یا به عبارت دیگر قطر آنها کوچکتر باشد) بازده چسبندگی آنها بیشتر خواهد بود بنابراین روشن می شود که نسبت طول به قطر الیاف باید به اندازه ای بزرگ باشد که در هنگام شکست ماتریس، الیاف به حداکثر مقاومت کشش خود نزدیک باشند، با این وجود در عمل این کار معمولا ممکن نیست .
بسیاری از محققین نشان داده اند در صورتیکه از روشهای عادی اختلاط استفاده شود الیاف با نسبت طول به قطر بیشتر از ۱۰۰ باعث کم شدن کارآیی بتن به مقدار قابل ملاحظه ای می شوند و یا بطور نا همگون در بتن توزیع می گردند.

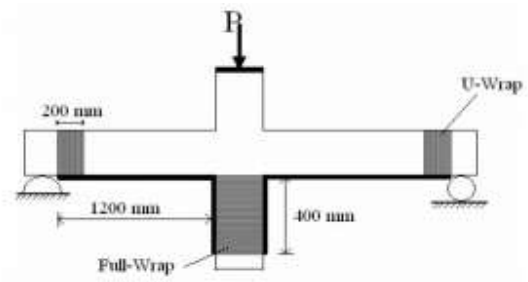
توجیه اقتصادی بتن الیافی

باید اعتراف کرد که استفاده از بتن الیافی در همه موارد از بتن سنتی به صرفه‌تر نمی‌باشد. اما بر اساس برآوردهایی که توسط بعضی از متخصصین کشور انجام گرفته است، در جاهایی که سرعت اجرای بالا مد نظر است و یا نیاز به پاشش بتن (شات کریت) روی سطوحی است که شبکه‌بندی‌های سنتی مشکل و زمان‌بر بوده یا جواب‌گوی کار نیست، هزینه استفاده از بتن الیافی نسبت به مشابه سنتی خود کمتر می‌باشد.
این مزیت‌ها، علاوه بر مزیت سادگی و سرعت عمل بالاتر موجود در تکنولوژی بتن الیافی است.
اگر می‌بینیم که در کشوری همچون ترکیه، به‌کارگیری بتن الیافی به جای روش‌های سنتی، مقرون به صرفه‌تر از کشور ماست، ریشه‌های آن را در سرمایه‌گذاری و تلاش سازمان‌یافته جهت اقتصادی نمودن استفاده از این تکنولوژی جدید می‌توان یافت.
اما اگر ما از روی‌آوردن به فناوری جدید به علت ریسک سرمایه‌گذاری پرهیز کنیم خواهیم دید که تکنولوژی سنتی در غیاب بهره‌گیری از فناوری نوین، رقم بسیار بالایی از سرمایه‌های ما را به هدر خواهد داد.
به طور مثال، ریزدانه‌های تولید شده در کشور ما که به روش‌های قدیمی غیراستاندارد تولید می‌شوند، باعث افزایش درصد سیمان به کار رفته در بنا می‌شود و همین امر موجب ظهور ترک و ضایعات در بتن حاصل نیز می‌گردد.
راهکارهایی که جهت اقتصادی نمودن استفاده از این تکنولوژی جدید، پیشنهاد می‌شود:

ارائه پیشنهاد

هزینه استفاده از تکنولوژی‌های نوین کاملاً وابسته به سطحی از آن تکنولوژی است که نسبت به کسب و انتقال آن اقدام می‌شود. کشورهای پیشرفته جهان که تکنولوژی نوین خود را از سطوح اولیه تحقیقاتی کسب کرده‌اند، چون کاملاً بر تکنیک‌ها و دانش پایه‌ای آن واقف و مسلط هستند، متحمل هزینه‌های کمتری شده‌اند. آن‌ها با تکیه بر همین آگاهی و اشراف، با بهبود فرایندها،

قیمت نهایی را در طول زمان کاهش خواهند داد. لذا فراهم نمودن بسری جهت تسلط کامل بر دانش پایه‌ای تکنولوژی، تخصیص سرمایه اولیه در این زمینه و گسترش آموزش ساخت آن در طول زمان از هزینه خواهد کاست.
این هزینه‌ها بعداً در طول عمر تکنولوژی و ارایه محصول به بازار جبران خواهد شد و نهایتاً به سوددهی منجر می‌گردد. عدم پرداختن به تحقیق و توسعه و بهره‌گیری از تکنولوژی نوین، علاوه بر آن که نمی‌تواند پاسخگوی نیاز روز صنعت ساختمان باشد، در درازمدت، هزینه بسیار بالایی نیز به ما تحمیل می‌کند
سازه‌های بتنی ممکن است به دلایل مختلفی دچار آسیب شده و نیاز به مرمت، تقویت و یا بهسازی داشته باشند. این آسیب‌ها از دو بعد ماده و سازه مطرح می‌باشند. آسیب ماده در سازه‌های بتنی در مواردی همچون خوردگی فولاد و یا فساد و خرابی بتن مطرح می‌شود که با استفاده از روش‌های مخصوص به خود و مواد تعمیراتی مانند انواع دوغاب و ... قابل‌ترمیم می‌باشند. آسیب سازه‌ای یک سازه بتنی در موارد متعددی مانند دقیق محاسبه نکردن نیرو زلزله در زمان طراحی سازه، تغییر کاربری و عدم رعایت ضوابط اجرایی ... مطرح می‌باشد. روش‌های متعددی جهت مرمت و ترمیم سازه‌های بتنی وجود دارد که مواد پلیمری مسلح شده با کربن و شیشه (GFRP & CFRP) دو ماده مناسب برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح می‌باشد. مواد FRP در شکل‌های الیاف (Fiber)، الیاف بافته‌شده (Sheet) و ورق پیش‌ساخته (Plate) در مقاوم‌سازی بکار می‌روند. در سال‌های اخیر، مقاوم‌سازی سازه‌ها با استفاده از FRP به دلیل راحتی نصب آن‌ها، وزن کم در مقابل افزایش مقاومتی که به سازه می‌دهند و عدم‌تغییر ظاهری سازه پس از مقاوم‌سازی، توسعه و گسترش روزافزونی یافته است. بنابراین تحقیقات گسترده‌ای به‌صورت آزمایشگاهی و تئوری بر روی مقاوم‌سازی اعضا بتن مسلح مانند تیر، ستون، دال، دیوار و اتصال... انجام‌گرفته است. استفاده از FRP در مقاوم‌سازی خمشی یا برشی، بهبود شکل‌پذیری (مانند دور پیچ کردن ستون) و ... در اعضا بتن مسلح قابل کاربرد می‌باشد. همچنین آئین‌نامه‌های مختلف دنیا بر اساس تحقیقات انجام‌شده توصیه و مقرراتی را در مورداستفاده از FRP در مقاوم‌سازی سازه بتنی پیشنهاد داده‌اند. اکثر مطالعات خمشی بر روی تیر دهانه ساده یعنی با تکیه‌گاه ساده انجام‌گرفته که لنگر خمشی مثبت در وسط تیر حداکثر می‌باشد. FRP بر وجه کششی آن‌ها جهت افزایش ظرفیت خمشی استفاده‌شده است، لذا طول کافی برای مهار FRP وجود دارد.



مقاوم‌سازی منطقه ممان منفی در تیرها به دودسته تقسیم می‌شود؛ دسته اول تیرهای سراسر مانند پل‌ها که ممان منفی در محل تکیه‌گاه می‌باشد، برای مقاوم‌سازی در منطقه ممان منفی جهت افزایش ظرفیت خمشی امکان ادامه دادن FRP در دو طرف تکیه‌گاه وجود دارد لذا طول مهاری تأمین می‌شود. دسته دوم در ساختمان‌های بتن مسلح قاب خمشی، معمولاً اتصالات تیر و ستون به‌صورت صلب می‌باشد. با توجه به این مطلب که لنگر در ناحیه اتصال، منفی است و بزرگ‌ترین مقدار لنگر در محل اتصال رخ می‌دهد، بنابراین نمی‌توان FRP را که برای مقاوم‌سازی بر روی تیر چسبانده می‌شوند، در محل اتصال و یا قبل از آن قطع کرد بلکه باید FRP را به نحو مناسبی در محل اتصال مهار کرد. مشکل مقاوم‌سازی تیرها در این قسمت، مهار FRP در محل اتصال می‌باشد. همچنین برای مقاوم‌سازی طولی ستون در بر اتصال همین مشکل وجود دارد. یکی از راه‌حل‌های پیشنهادی با اجراءآسان، ادامه FRP از روی تیر درممان منفی به روی ستون به‌صورت L شکل می‌باشد. مطالعات در این زمینه به‌صورت آزمایشگاهی که این روش را تائید کند، محدود می‌باشد. Cerino و همکاران چند نمونه به‌صورت T شکل که شرایط هندسی مقاوم‌سازی طولی ستون در محل اتصال با پی و مقاوم‌سازی برشی در محل آویز تیر را شبیه‌سازی می‌کند را موردبررسی قرار داند. آن‌ها در این

نمونه‌ها، چند روش مهار FRP طولی در محل زاویه ۹۰ درجه را آزمایش کردند. قابل‌ذکر است که در تمام نمونه‌ها، نیروی کشش در FRP به‌صورت مستقیم اعمال‌شده است. نتایج بررسی روی مطالعات گذشته نشان می‌دهد که مطالعه آزمایشگاهی روی مقاوم‌سازی خمشی در محل ممان منفی تیرها در بر اتصال به ستون انجام نگرفته است تا میزان کارایی مهار پیشنهادی L شکل در محل حداکثر لنگر بررسی گردد؛ بنابراین در این تحقیق به این موضوع پرداخته‌شده است.

نمونه‌های آزمایش

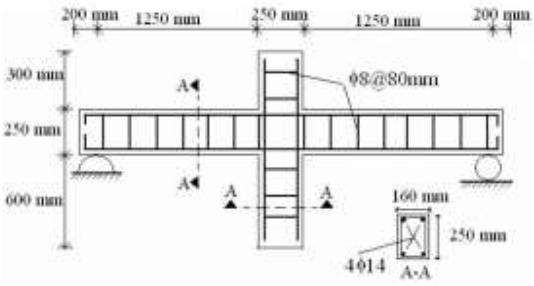
با توجه به برنامه‌ریزی انجام‌شده، ۴ نمونه بتن مسلح به‌صورت تیر صلیبی‌شکل با مقیاس بزرگ ساخته‌شده است. طول تیر از هر طرف ستون ۱۴۵۰ میلی‌متر و مقطع تیر ۱۶۰×۲۵۰ میلی‌متر و طول بالای ستون از بر تیر ۳۰۰ میلی‌متر و طول پائین ستون از بر تیر ۶۰۰ میلی‌متر می‌باشد. ابعاد مقطع ستون ۱۶۰×۲۵۰ میلی‌متر می‌باشد. برای میلگرد طولی تیر از چهار عدد میلگرد ۱۴ (دوتا بالا و دو تا پایین) استفاده‌شده است، همچنین از میلگرد ϕ۸ در هر ۸۰ میلی‌متر جهت خاموت استفاده‌شده است. همچنین در ستون‌ها از چهار میلگرد طولی ۱۴ استفاده‌شده است که توسط میلگردهای عرضی ۸ بافاصله ۸۰ میلی‌متر مسلح شده‌اند. شکل ۱-الف نمائی از شبکه آرماتوربندی نمونه را نشان می‌دهد. مقاومت فشاری نمونه‌ها پس از اعمال ضریب تعدیل مکعبی به استوانه‌ای (۰,۸۵)، ۲۰ مگا پاسکال به دست آمد. تنش تسلیم فولاد طولی ۴۰۰ مگا پاسکال و فولاد عرضی ۳۰۰ مگا پاسکال می‌باشد.

برنامه مقاوم‌سازی نمونه‌ها

نمونه‌ها جهت بررسی رفتار تیرهایی که ازیک‌طرف به ستون برخورد می‌کنند و ممان در آنجا حداکثر می‌باشد و با CFRP مقاوم‌سازی می‌شود، برنامه‌ریزی‌شده‌اند. مراحل نصب FRP به نمونه شامل آماده‌سازی سطح بتن و نصب CFRP و سپس GFRP می‌باشد. ابتدا سطح ضعیف بتن توسط سنگ فرز برداشته‌شده و جهت پیوستگی بیشتر بین FRP و سطح بتن، بعد از صاف کردن سطح بتن توسط دستگاه سنگ فرز شیارهای طولی ایجادشده است. برای مقاوم‌سازی از چسب Sikadur ۳۳۰ و CFRP به ضخامت ۰,۱۱ میلی‌متر با مقاومت کششی ۳۹۰۰ مگا پاسکال محصول شرکت Sika و GFRP به ضخامت ۰,۳۱ میلی‌متر و با مقاومت کششی ۲۳۰۰ مگا پاسکال محصول شرکت Sika استفاده‌شده است. یک عدد نمونه غیر مقاوم‌سازی به‌عنوان نمونه کنترل (شاهد) انتخاب‌شده و سه نمونه باقیمانده مقاوم‌سازی گردیدند. نمونه CB به‌عنوان نمونه کنترل می‌باشد. همانطوریکه در جدول ۱ نشان داده‌شده، پارامتر متغیر در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده، تعداد لایه CFRP می‌باشد. این تیرها به‌اختصار با BSn نام‌گذاری شده است. B مخفف Beam،S مخفف Strengthening و n نشان‌دهنده تعداد لایه‌های طولی CFRP برای مقاوم‌سازی خمشی می‌باشد. نحوه مقاوم‌سازی تیرها در شکل ۱-ب نشان داده‌شده است. در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده، لایه طولی CFRP در انتها تیر با استفاده از ورق GFRP به شکل U مهار می‌شود. جهت مهار CFRP در بر ستون که لنگر حداکثر می‌باشد، CFRP درروی ستون به طول ۴۰۰ میلی‌متر ادامه داده‌شده و سپس با استفاده از GFRP به عرض ۴۰۰ میلی‌متر دور پیچ می‌شود.

تجزیه‌وتحلیل نتایج آزمایش

همه تیرها تحت بارهای متمرکز بر روی ستون در وسط دهانه قرار گرفتند. در هر گام بارگذاری ضمن قرائت و ثبت داده‌ها، حس‌گرهای الکتریکی شامل نیروی وارده و تغییر شکل زیرستون به کمک دستگاه ثبت داده‌ها، گسترش ترک‌ها روی تیر ترسیم می‌شد و اندازه بزرگ‌ترین ترک با ترک سنج چشمی قرائت گردید. هر اتفاق و مشاهدات لازم برای تیر در هنگام بارگذاری ثبت می‌گردید. نتایج آزمایش تیرها در ترمهای نوع شکست تیر، بار – خیز و بار عرض ترک در ادامه بحث خواهد شد.



مقاوم-سازی-محل-اتصال

نوع شکست تیرها

با توجه به اینکه هر تیر در مقاوم‌سازی باهم اختلاف دارد، لذا نوع شکست آن‌ها باهم فرق دارد، بنابراین در ادامه نحوه شکست تیرها توضیح داده‌شده است.

تیر CB:

بار جاری شدن میلگرد کششی تیر در محل اتصال KN 38.80 می‌باشد. با رسیدن بار به KN 20 .43، بتن فشاری تیر در محل اتصال خرد شد. در این لحظه تیر تغییر شکل زیادی را تحمل کرد. در لحظه خرابی، ترک‌ها در محل اتصال از طرف پائین به‌طرف بالا به سمت بتن فشاری گسترش پیدا کرد. عرض ترک‌ها بعد از جاری شدن فولاد کششی بشدت افزایش پیدا کرد. شکل ۲ نمائی از لحظه خرابی این تیر را نشان می‌دهد.

شکل ۲- خرابی و گسترش ترک در تیر کنترل (CB)

تیر BS1:

میلگرد کششی تیر در محل اتصال این تیر تحت بار KN 39.33 جاری شد. با رسیدن بار به KN 46.00 و افزایش تنش در CFRP طولی در تیر باعث افزایش تنش GFRP در دور پیچ شده، تحت این بار پاره شدند، بعدازآن بار افت کرد .سپس بارگذاری ادامه پیدا کرد تا اینکه دربار KN 43.00 تیر در تار فشاری در محل اتصال دچار خرابی گردید. به خاطر پارگی زودهنگام دور پیچ، مقاومت خمشی تیر آن‌چنان نسبت به تیر شاهد افزایش نیافت. مقایسه دامنه ترک‌خوردگی این تیر با تیر کنترل نتیجه می‌شود که در تیر مقاوم‌سازی شده، عرض ترک نسبت به تیر شاهد کاهش پیداکرده است. شکل ۳ خرابی تیر BS1 را نشان می‌دهد.

تیر BS2:

میلگرد کششی در محل اتصال تیر به ستون تحت بار KN 42.66 جاری شد. به خاطر زیادشدن عرض ترک بعد از جاری شدن فولاد کششی و با رسیدن بار به KN 47.00، در محدوده کوچکی از CFRP طولی تیر در نزدیک ستون ، جداشدگی (debonding) اتفاق افتد که درنتیجه آن نیروی CFRP به دورپیچ منتقل می‌شود. نیروی انتقالی به دورپیچ باعث افزایش تنش در آن می‌گردد که نتیجه آن پارگی دورپیچ می‌باشد. بعدازاین CFRP روی تیر کارایی خود را ازدست‌داده و بار افت می‌کند. سپس

با بارگذاری مجدد تا KN۴۲,۰۰ که بتن فشاری تیر در محل نزدیک به اتصال تیر به ستون خرد می‌گردد. شکل ۴ خرابی تیر BS2 را نشان می‌دهد.

شکل ۳- خرابی تیر BS1 در اثر پارگی GFRP دور پیچ

شکل ۴- خرابی تیر BS2 در اثر جداشدگی CFRP از روی تیر و پارگی GFRP در دور پیچ

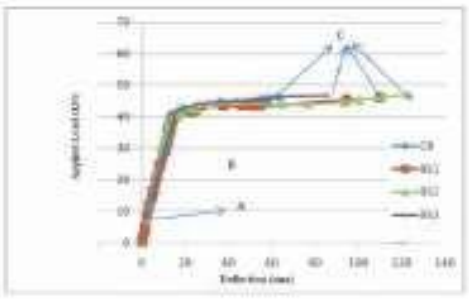
تیر BS3:

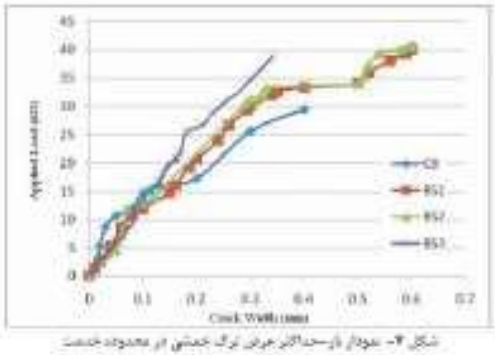
میلگرد کششی در محل اتصال این تیر تحت بار KN 42.00 جاری شد. به خاطر زیادشدن عرض ترک بعد از جاری شدن فولاد کششی و با رسیدن بار به KN 46.66 تنش برشی در چسب نزدیک ترک افزایش می‌یابد که حاصل آن جداشدگی CFRP تیر از بتن در نزدیکی محل اتصال می‌باشد . درنتیجه آن نیروی زیادی از طرف CFRP تیر به GFRP دور پیچ وارد می‌شود. افزایش نیروی وارده به دور پیچ باعث پارگی هم‌زمان دور پیچ و CFRP طولی تیر در محل برخورد دور پیچ می‌گردد. علیرغم استفاده از چندلایه FRP برای دور پیچ و سه لایه FRP طولی در تیر، پارگی هم در دور پیچ و هم در CFRP طولی تحت باری همانند تیر BS2 اتفاق افتاد. بعدازآن بار افت کرد، سپس مجدداً بارگذاری ادامه پیدا کرد تا اینکه تحت بار KN 42.00 خرابی در تیر به‌صورت خرد شدن بتن فشاری تیر در نزدیکی محل اتصال اتفاق افتاد. شکل ۵ خرابی تیر BS3 را نشان می‌دهد.

شکل ۶ نمودار بار- خیز نمونه‌های آزمایش‌شده را نشان می‌دهد. نمودارتقریبا به سه خط با شیب ثابت توسط سه‌نقطه A, B و C تقسیم‌شده است. نقطه A ، بار ترک‌خوردگی، نقطه B، بار جاری شدن فولاد کششی، نقطه C، بار نهایی تیر را بیان می‌کند.

افزایش تعداد لایه‌های CFRP در تیرهای BS1،BS2 و BS3 آن‌چنان ظرفیت تیر را افزایش نمی‌دهد. همه تیرها قبل از جاری شدن و بعد از جاری شدن دارای سختی همانند تیر کنترل می‌باشد، فقط در تیر BS3 به خاطر افزایش تعداد لایه‌های دور پیچ مقدار سختی بعد از نقطه جاری شدن فولاد کششی بیشتر از تیرهای دیگر شده است. تیر BS3 حدود ۸ درصد نسبت به تیر کنترل افزایش ظرفیت باربری داشته است. لازم به ذکر است که تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که FRP بیشتر در حالت نهایی تأثیر دارد نه در حالت خدمت. با افزایش تعداد لایه‌ها بار جاری شدن به مقدار جزئی افزایش می‌یابد که این نشانگر این مطلب است که تا قبل از پاره شدن دور پیچ‌ها، CFRP در رفتار تیر اثر دارد یعنی مهار CFRP طولی در ستون انجام می‌گیرد. دلیل آن را می‌توان این‌طور بیان کرد که بعد از جاری شدن فولاد کششی و زیادشدن نیرو در CFRP طولی، تنش در دور پیچ افزایش می‌یابد

که درنتیجه آن باعث پارگی دورپیچ یا CFRP طولی می‌گردد؛ با پاره شدن دور پیچ، CFRP طول مهار خود را از دست می‌دهد (در جائی که ممان حداکثر است) لذا بعد از جاری شدن فولاد کششی ظرفیت تیر آن‌چنان افزایش نمی یابد.





نتیجه گیری

در این مقاله عملکرد نوعی مهار متداول که بعضی آئین نامه ها برای مهار FRP در محل اتصال تیر به ستون پیشنهاد داده‌اند، به‌صورت آزمایشگاهی موردبررسی قرار گرفت و نتایج زیر استخراج شده است:

۱- مقاوم‌سازی کردن نمونه‌ها با باعث کاهش عرض ترک دربار ثابت در محدوده خدمت شده است.

۲- علیرغم افزایش تعداد لایه‌های درتیرهای BS2،BS1، و BS3 آن‌چنان ظرفیت باربری تیر افزایش نمی یابد. .همه تیر ها قبل از جاری شدن و بعد از جاری شدن دارای سختی همانند تیر کنترل می باشند و فقط در تیر BS3 با افزایش تعداد لایه‌ها دور پیچ مقدار سختی بعد از نقطه جاری شدن فولاد کششی به مقدار جزئی بیشتر از تیر های دیگر شده است. بنابراین براساس نتایج این تحقیق، این نوع از مهار برای FRP جهت مقاوم‌سازی تیر در محل اتصال عملکرد مناسبی ندارد.

بررسی رفتار ساختمان‌ها در برابر بارهایی همچون زلزله، بارهای ناشی از برخورد اجسام، بارهای ناشی از انفجارهای رویداده در مجاورت آنها و یا حتی در داخل آن‌ها، همواره از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده است. با توجه به اینکه کشور ما در منطقه‌ای زلزله‌خیز واقع است، بسیاری از سازه های کشور نیاز به تقویت و مقاوم‌سازی دارند. در این مقاله سعی میشود تا رفتار دیوارهای برشی دارای بازشو تحت بارهای چرخه ای مورد بررسی قرار گیرد. در این راستا، از روش اجزای محدود استفاده به عمل می‌آید. محل بازشوهای دیوار برشی بر تنش‌ها و تغییر شکل الاستیک و غیر الاستیک، و نیز بر شکل‌پذیری، مقاومت خمشی و قابلیت جذب انرژی دیوار برشی به هنگام زمین لرزه‌ها موثر است. لذا لازم است رفتار غیر خطی دیوار های برشی بتن مسلح دارای باز شو را در نظر گرفت و تمهیداتی را برای تقویت کنارههای بازشوها در نظر گرفت. وجود بازشوها در المانهای بتن مسلح فرض‌های ساده کننده‌ی طراحی را تغییر می‌دهد و باید به درستی در تحلیل آن منظور گردد. از طرف دیگر ضرورت وجود بازشو در دیوارهای برشی بتن مسلح به دلایل معماری اغلب اجتنابناپذیر است. دیوارهای برشی بتن مسلح سازهی کارآمدی برای تامین سختی

ساختمانهای بلند و میان‌مرتبه در برابر نیروهای جانبی به شمار میرود. دیوار برشی بتن مسلح سیستمی است برای جذب انرژی زمین‌لرزه و نیروی فشاری باد وارد بر ساختمان و در کل جهت جذب نیروهای افقی وارد بر سازه به کار برده می‌شود.

المان های استفاده شده

۱. **المان C3D8R**

نرمافزار آباکوس از یک المان سه‌بعدی C3D8R (از دسته المان های Solid)، برای تحلیل رفتار غیرخطی مصالح ترد نظیر بتن استفاده میکند. این المان سه بعدی و هشت گرهای است. این المان از نوع Solid برای تحلیل تنش یا تغییر مکان است.

۲. **المان T3D2**

با توجه به زمان بسیار زیاد تحلیل در مدلهای سه بعدی، مدل‌های دو بعدی میتواند در کاربرد مناسب خودش بسیار دقیق و مقرون بهصرفه باشد. این روش علاوه بر کاهش تعداد المان‌ها و زمان تحلیل جوابی مناسب و دقیق به دست می‌دهد. المان خرپایی یکی از المان‌های سازه‌ای معمول قابل استفاده در نرم‌افزار آباکوس می‌باشد. المان خرپا عضوی است دو نیرویی که نیروها فقط در گره‌های آن اعمال شده و این گره‌ها تنها دارای درجه آزادی انتقالی می‌باشند. این المان‌ها فقط دارای مقاومت محوری می‌باشند. در این المان‌ها فقط گره‌ها نیرو را انتقال می‌دهند و لذا المان‌های خرپا مقاومت خمشی و برشی از خود نشان نمی‌دهند. در واقع المان‌های خرپا اعضای سازهای هستند که فقط نیروی محوری را انتقال داده و ممان و برش را انتقال نمی‌دهند. از این المان‌ها برای مدل‌های اعضای سازهای که تحت نیروهای محوری کششی یا فشاری قرار دارند استفاده می‌شود.

۳. **المان S4R**

برنامه المان محدود آباکوس قادر است که برای آنالیزهای مدل هایی با ساختار مرکب استفاده شود. در واقع توسط این برنامه می‌توان مدل‌هایی با ترکیب مواد مختلف ایجاد نمود و نیز میتوان با استفاده از توانایی‌های این برنامه رفتاری مناسب در قسمت مرزی بین دو ماده برقرار کرد. المان پوسته چهار گرهی چند منظوره قابلیت کاهش دادن نقاط انتگرال‌گیری برای به حداقل رساندن محاسبات و در نتیجه کاهش زمان آنالیز را دارا میباشد. از آنجایی که اثر برش عرضی در این المان لحاظ شده است، می‌توان برای مدل‌های با ساختار باریک و ضخیم استفاده نمود. در این مطالعه از S4R که از المان های Shell است. برای مش بندی FRP استفاده شده است.

رفتار بتن

به منظور معرفی رابطه تنش-کرنش فشاری تک محوره بتن، از رابطه هاگستاد اصلاح شده استفاده شده است.

روابط زیر معرف شاخه صعودی این منحنی تنش- کرنش است.

$$f_c = f''_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$f''_c = k_s \times f'_c$$

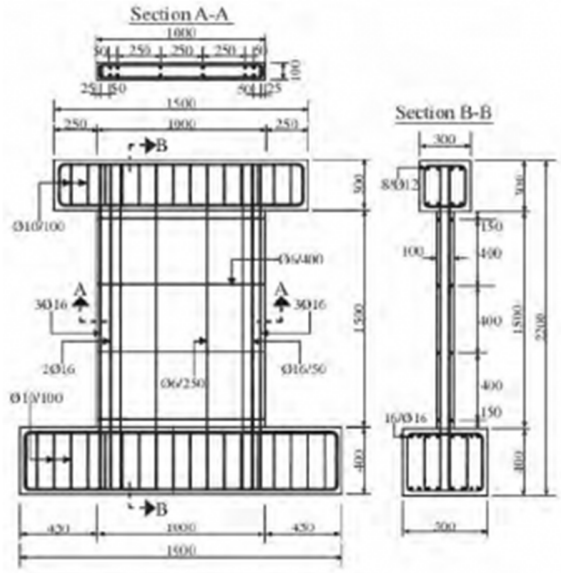
رفتار فولاد و نحوه آرماتورگذاری

منحنی تنش کرنش فولاد در کشش و فشار یکسان است. نرمافزار برای در نظر گرفتن بخش غیرخطی فولاد سه نوع مدل ارائه میکند، مدل ایزوتروپیک، کینماتیک، و ترکیب ایزوتروپیک با کینماتیک به صورت غیرخطی. مشخصات آرماتور های طولی و عرضی مدل های ساخته شده در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۱ : مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی

شماره آرماتور	خصوصیات آرماتورها		
	سطح مقطع (mm^2)	مقاومت تسلیم (Mpa)	مقاومت نهایی (Mpa)
(Φ 6)	۲۸.۲۶	۳۲۵	۴۲۰
(Φ 10)	۷۸.۵	۴۳۰	۵۲۲
(Φ 12)	۱۱۳	۴۲۸	۵۱۵
(Φ 16)	۲۰۰.۹۶	۴۲۵	۵۲۰

در شکل ۱ جزئیات آرماتورگذاری دیوار برشی آورده شده است.



شکل ۱ : جزئیات آرماتورگذاری

کامپوزیت های FRP

مشخصات االیاف استفاده شده در جدول ۳ آورده شده است.

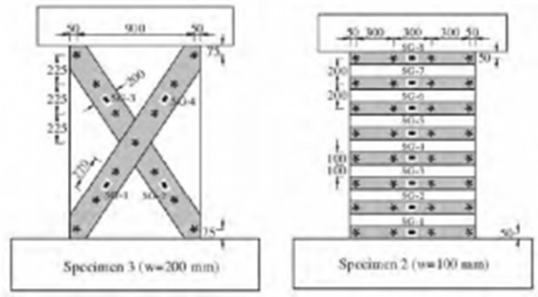
جدول ۲ : مشخصات CFRP

نوع الیاف استفاده شده	ضخامت (میلی‌متر)	مدول الاستیسیته (مگا پاسکال)	مقاومت کششی نهایی (مگا پاسکال)	درصد کرنش نهایی
الیاف کربن	12/0	230000	4100	7/1

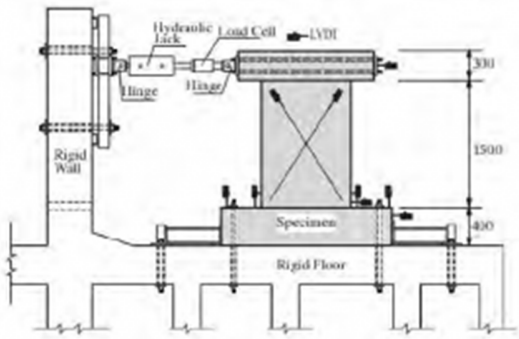
نمونه های مورد بررسی

در این مطالعه به بررسی ۹ دیوار برشی بتن مسلح تقویت شده با الیاف کربن تحت بارگذاری چرخه‌ای که ۳ دیوار قبلاً توسط سینان آلتین و همکاران مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار گرفته بود، توسط نرم‌افزار آباکوس پرداخته شد و در نهایت پس از صحت مدل‌سازی ۳ دیوار برشی بتن مسلح دارای بازشوی مستطیلی در دیوار S2 با ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ پیشنهاد شد. آرایش الیاف، دستگاه آزمایش و جزئیات آرماتورگذاری به کار برده شده در آزمایش‌ها در اشکال ۲ و ۳ آورده شده است. نتایج آزمایش‌ها

نشان‌دهنده عملکرد مناسب ورق‌های FRP در افزایش مقاومت نهایی، کاهش قابل‌ملاحظه عرض ترک، کاهش خیز و به‌طور کلی بهبود شرایط در حالت بهره‌برداری و نهایی بوده و ضعف عمده آن‌ها علت رفتار خطی تا لحظه شکست، در کاهش شکل‌پذیری مقطع هست. رفتار غیرخطی مدل ۳ بعدی نمونه‌های آزمایشگاهی توسط روش اجزا محدود با استفاده از نرم‌افزار Abaqus مورد بررسی قرار گرفته و نمودارهای به دست آمده از این مدل تطابق نسبتاً خوبی با نتایج آزمایشگاهی از خود نشان می‌دهند. بتن مورد استفاده در آزمایش‌های دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۱۶ مگاپاسکال و مقاومت کششی ۱۶ مگاپاسکال است.



شکل ۲ : جزئیات نمونه S2



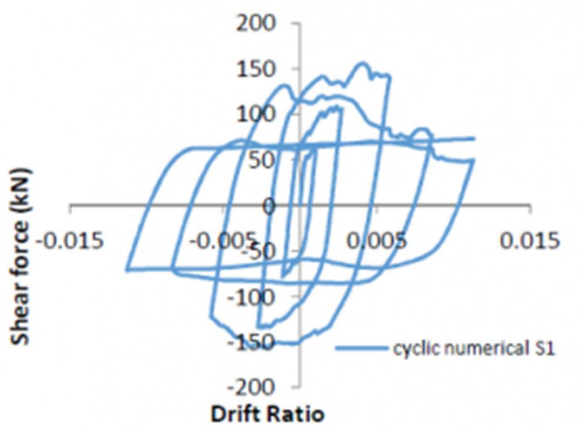
شکل ۳ : جزئیات بارگذاری

جدول ۳ : مشخصات نمونه ها

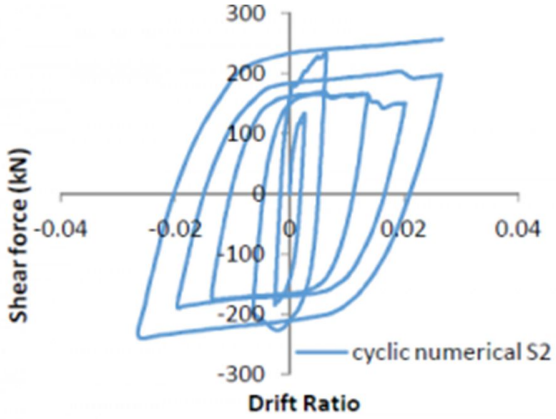
نام نمونه	نوع تقویت	ابعاد بازشو	تعداد بازشو	مقاومت فشاری
S1	دیوار مرجع	----	----	۱۶
S2	مقاوم سازی شده با نوار های افقی با عرض ۱۰۰ میلی متر و فواصل ۲۰۰ میلی متر	----	----	۱۶
S3	مقاوم سازی شده با نوار های قطری با عرض ۲۰۰ میلی متر	----	----	۱۶
S2-1	مقاوم سازی شده با نوار های افقی با عرض ۱۰۰ میلی متر و فواصل ۲۰۰ میلی متر	۱۰۰×۲۰۰	۳	۱۶
S2-2	مقاوم سازی شده با نوار های افقی با عرض ۱۰۰ میلی متر و فواصل ۲۰۰ میلی متر	۱۰۰×۲۰۰	۶	۱۶
S2-3	مقاوم سازی شده با نوار های افقی با عرض ۱۰۰ میلی متر و فواصل ۲۰۰ میلی متر	۱۰۰×۲۰۰	۹	۱۶

بررسی رفتار دیوار برشی بتنی مسلح مقاوم سازی شده با الیاف کربن

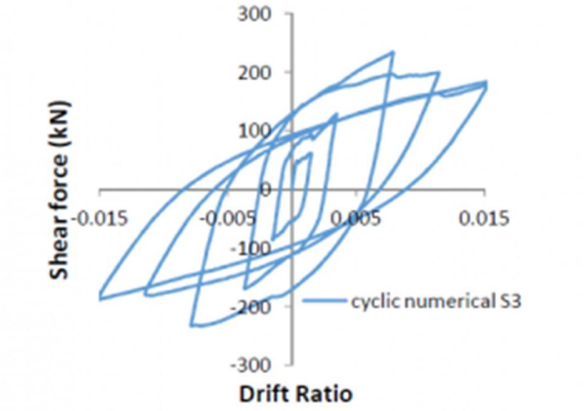
در مجموع نتایج ۳ نمونه دیوار برشی بتن مسلح با نام های S1، S2 و S3 مربوط به آزمایش سینان آلتین و همکاران مورد بررسی قرار می‌گیرد که شامل یک نمونه بدون مقاوم سازی و ۲ نمونه تقویت شده می‌باشد. با توجه به اینکه بار اعمال شده به سازه بهصورت رفت و برگشتی می‌باشد، نمودار بار جابجایی بصورت هیسترزیس (همان حلزونی) است. نمودار هیسترزیس چون از جنس بار- جابجایی است، هرچه سطح زیر نمودار هیسترزیس بیشتر باشد انرژی که سازه جذب میکند، بیشتر است، پس میزان شکلپذیری سازه بیشتر است. در نمودار هیسترزیس تقارن نشان‌دهنده یکسان بودن رفتار نسبت به زلزله است. هرچه عضو لاغرتر باشد سطح زیر نمودار کمتر است و در تعداد سیکل کمتری گسیخته می‌شود. همچنین هرچه نمودار هیسترزیس تقارن بیشتری داشته باشد یعنی هرچه شکل حلزون متقارن‌تر باشد عملکرد بهتری در برابر زلزله دارد. منحنی هیسترزیس نیرو- جابجایی حاصل از تحلیل عددی برای نمونه های S1، S2 و S3 تحت بار چرخ‌های در اشکال زیر نشان داده شده است.



شکل ۴ : نمودارهای هیسترزیس نیرو- جابجایی نمونه S1 حاصل از تحلیل عددی



شکل ۵ : نمودارهای هیسترزیس نیرو- جابجایی نمونه S2 حاصل از تحلیل عددی



شکل ۶ : نمودارهای هیسترزیس نیرو- جابجایی نمونه S3 حاصل از تحلیل عددی

با توجه به اینکه نمودار هیسترزیس تقارن دارد، عملکرد مناسبی در برابر زلزله دارد.

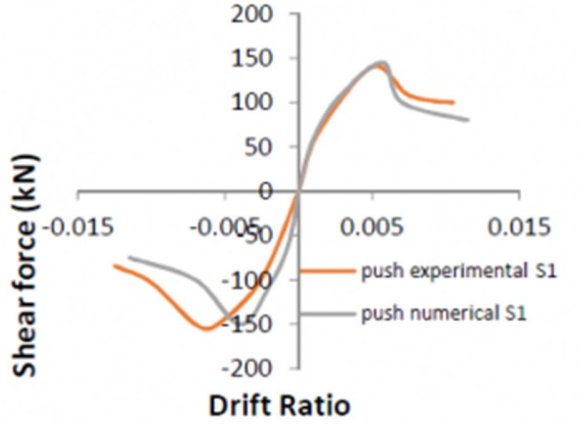
با مقایسه اشکال فوق، مشخص است که سطح زیر نمودار هیسترزیس نمونه های مقاومسازی شده با الیاف پلیمری بیشتر از نمونه S1 است، بنابراین انرژی که سازه‌های مقاوم‌سازی شده جذب میکند، بیشتر است و میزان شکل‌پذیری سازه‌های مقاوم سازی شده بیشتر است و با توجه به اینکه همه نمودارهای هیسترزیس متقارن است بنابراین این سازه‌ها عملکرد مناسبی در برابر زلزله دارند.

در جداول زیر حداکثر نیروی حاصل از مطالعه عددی و مطالعه آزمایشگاهی آورده شده است.

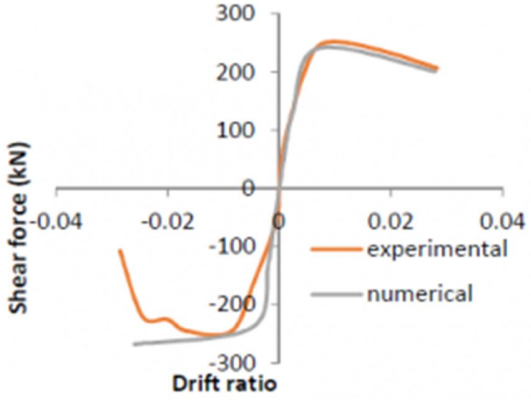
جدول ۴ : حداکثر نیروی حاصل از تحلیل عددی

نمونه	Push (KN)	Pull (KN)	Push (KN)	Pull (KN)
	حاصل از تحلیل عددی		حاصل از مطالعه آزمایشگاهی	
S1	۱۴۴٫۸	۱۴۹٫۶	۱۴۰	۱۵۰
S2	۲۳۶٫۳۴	۲۶۸٫۵	۲۵۰	۲۶۵
S3	۲۲۹٫۶	۲۳۰٫۱	۲۲۹	۲۲۵

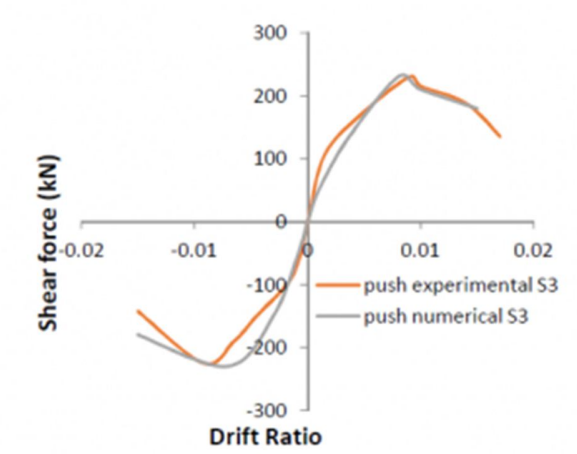
مقایسه پوش منحنی‌های هیسترزیس نیرو- جابجایی نمونه های تحت بار چرخه ای حاصل از مطالعات آزمایشگاهی با پوش منحنی های هیسترزیس تحلیل عددی در اشکال زیر نشان داده شده است. همانطور که در این اشکال مشخص است منحنی‌ها از سه قسمت تشکیل شده‌اند قسمت اول مربوط به ناحیه خطی نمودار میباشد که هنوز ترک‌خوردگی در نمونه دیوار برشی اتفاق نیافتاده است، مقدار جابجایی نسبی در این ناحیه بسیار کم است. از اینجا به بعد منحنی وارد ناحیه غیر خطی میشود و جابجایی نسبی با شیب بیشتری نسبت به مرحله قبل افزایش می‌یابد که این نشان دهنده شروع ترک‌خوردگی در بتن می‌باشد و این ناحیه تا بالاترین قسمت نمودار با رشد ترک خوردگی در بتن افزایش می‌یابد. ناحیه سوم مربوط به قسمتی از نمودار است که دچار افت شده است، در این مرحله همزمان با رشد ترک خوردگی در بتن آرماتورها نیز به تنش تسلیم رسیده‌اند و چون تحلیل بصورت کنترل جابجایی در نرم‌افزار آباکوس انجام شده است افت نیروی برشی در نمودارها نمایان شده است.



شکل ۷ : مقایسه پوش نمودار هیسترزیس حاصل از نتایج آزمایشگاهی با پوش تحلیل عددی نمونه S1



شکل ۸ : مقایسه پوش نمودار هیسترزیس حاصل از نتایج آزمایشگاهی با پوش تحلیل عددی نمونه S2



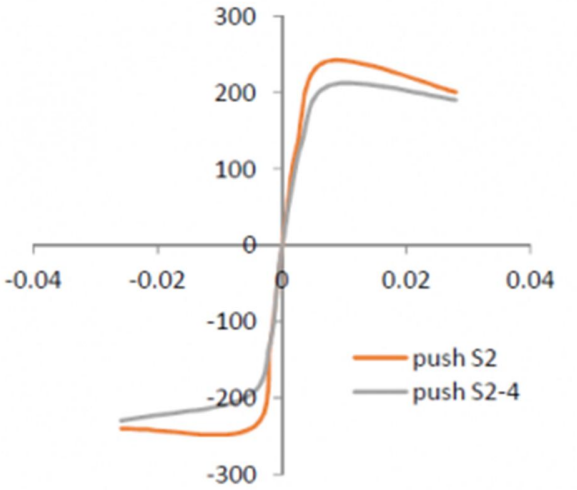
شکل ۹ : مقایسه پوش نمودار هیسترزیس حاصل از نتایج آزمایشگاهی با پوش تحلیل عددی نمونه S3

نتایج مطالعه آزمایشگاهی و مقایسه آن با نتایج حاصل از تحلیل عددی مربوط به حداکثر نیروی به دست آمده در سیکل های رفت و برگشت برای نمونه های S1، S2 و S3 در جدول زیر آورده شده است.

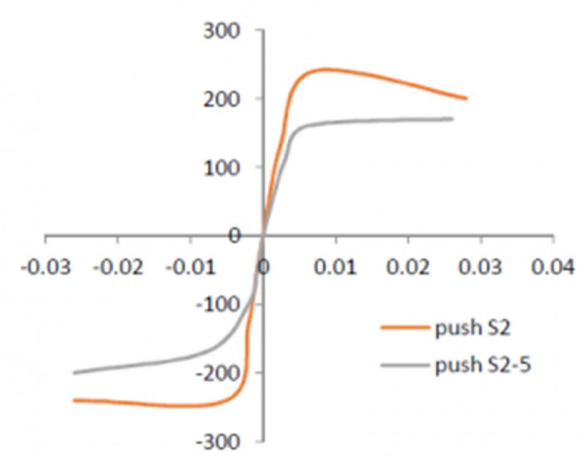
جدول ۵ : مقایسه حداکثر نیروی حاصل از تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی

نمونه	مطالعه آزمایشگاهی		مطالعه عددی		آزمایشگاهی/عددی	
	Push (kN)	Pull (kN)	Push (kN)	Pull (kN)	Push (kN)	Pull (kN)
S1	۱۴۰	۱۵۰	۱۴۴٫۸	۱۴۹٫۶	۱٫۰۳	۰٫۹۴۷
S2	۲۵۰	۲۴۵	۲۳۶٫۳۴	۲۶۸٫۵	۰٫۹۴۵	۱٫۰۹۵
S3	۲۲۹	۲۲۵	۲۲۹٫۴	۲۳۰٫۱	۱٫۰۰۱	۱٫۰۲۲

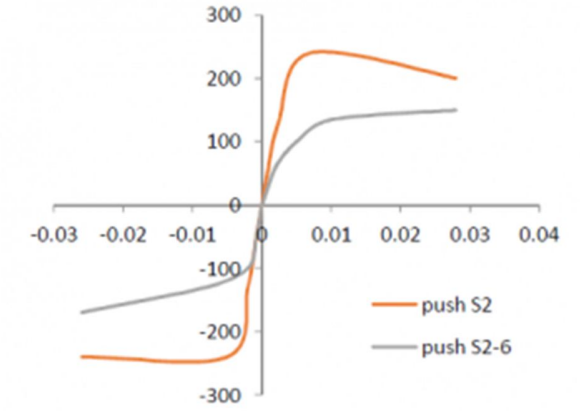
با توجه به جدول ۶ حداکثر نیروی به دست آمده ار تحلیل عددی برای نمونه های S1، S2 و S3 تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. بطوریکه در نمونه های S1، S2 و S3 بترتیب بار نهایی در حالت عددی نسبت به آزمایشگاهی ۳ درصد بیشتر، ۵،۵ درصد کمتر، تقریبا برابر در حالت رفت میباشد همچنین بار نهایی در حالت عددی نسبت به آزمایشگاهی تقریبا برابر، ۹،۵ درصد بیشتر، ۲،۲ درصد بیشتر و ۱۵،۴ درصد کمتر در حالت رفت می‌باشد. در ادامه به بررسی بازشو با ابعاد ۱۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر در دیوار برشی S2 می‌پردازیم.



شکل ۱۰ : مقایسه پوش نمودار هیسترزیس حاصل از نتایج آزمایشگاهی با پوش تحلیل عددی نمونه S2-4 با ۳ عدد بازشو به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر



شکل ۱۱ : مقایسه پوش نمودار هیسترزیس حاصل از نتایج آزمایشگاهی با پوش تحلیل عددی نمونه S2-5 با ۶ عدد بازشو به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر



شکل ۱۲ : مقایسه پوش نمودار هیسترزیس حاصل از نتایج آزمایشگاهی با پوش تحلیل عددی نمونه S2-6 با ۹ عدد بازشو به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر

نتایج مطالعه عددی مربوط به نمونه‌های دارای بازشو در مقایسه با نمونه S2 نتایج مطالعه عددی مربوط به نمونه‌های دارای بازشو در مقایسه با نمونه های رفت و برگشت برای نمونه های S2، S2-4، S2-5 و S2-6 در جدول ۶ آورده شده است.

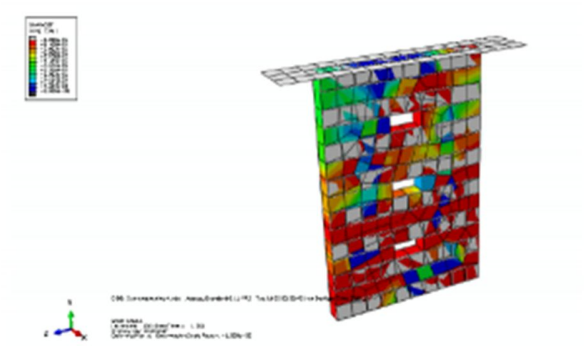
جدول ۶ : مقایسه حداکثر نیروی حاصل از تحلیل عددی نمونه‌های دارای بازشو در مقایسه با نمونه S2

نمونه	بار نهایی حاصل از مطالعه عددی		بار نهایی نسبت به نمونه S2	
	Push (kN)	Pull (kN)	Push (kN)	Pull (kN)
S2	۲۳۶،۳۴	۲۶۸،۵	۱	۱
S2-4	۲۰۹،۷۸	۲۳۱،۱	۰،۸۸	۰،۸۶
S2-5	۱۷۰،۳۲	۱۹۹،۸	۰،۷۲	۰،۷۴
S2-6	۱۵۲،۷	۱۶۸،۹۸	۰،۶۴	۰،۶۳

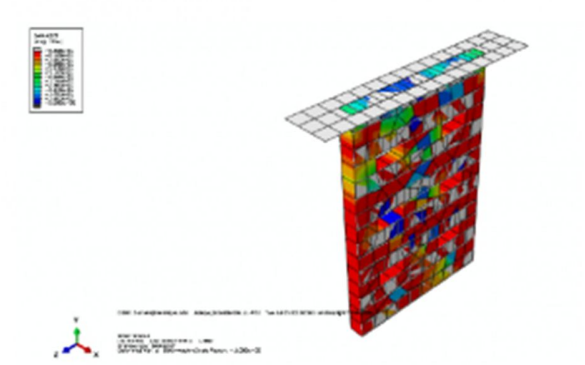
همانطور که از جدول ۷ مشخص است، نمونه S2-4 دارای ۳ عدد بازشو به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ دارای ۳ عدد بازشو به ابعاد کمتر نسبت به نمونه S2 است. نمونه S2-5 دارای ۶ عدد بازشو به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ حدودا دارای ۲۷ درصد بار نهایی کمتر نسبت به نمونه S2 است. نمونه S2-6 دارای ۹ عدد بازشو به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ حدودا دارای ۳۶ درصد بار نهایی کمتر نسبت به نمونه S2 است.

بررسی ترک خوردگی نمونه های دیوار برشی بتنی در بارگذاری چرخه ای

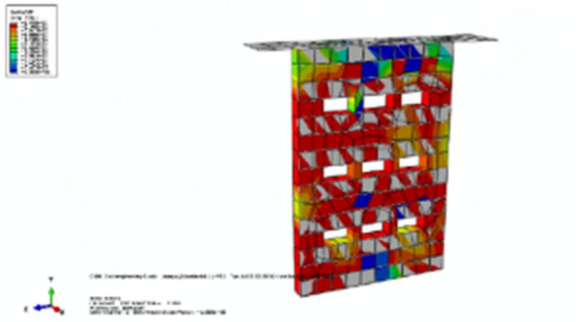
در اشکال زیر ترک خوردگی نمونهای دارای بازشو نشان داده شده است. همانطور که مشاهده میشود الیاف پلیمری مانع گسترش ترک خوردگی شده‌اند.



شکل ۱۳ : ترک خوردگی حاصل از تحلیل عددی نمونه S2-4



شکل ۱۴ : ترک خوردگی حاصل از تحلیل عددی نمونه S2-5



شکل ۱۵ : ترک خوردگی حاصل از تحلیل عددی نمونه S2-6

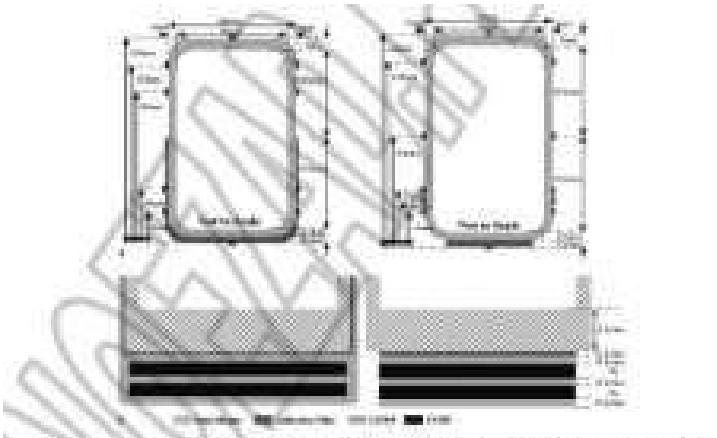
نتیجه گیری

آنالیز المان محدود دیوارهای برشی بتن مسلح تقویت‌شده با FRP بدون بازشو و با بازشو با استفاده از نرم‌افزار Abaqus ارائه گردید. ابعاد، تکیه‌گاه‌های انتهایی و مشخصات مدل‌های دیوار برشی با مشخصات دیوارهای مربوط به مطالعه آزمایشگاهی یکسان می‌باشد. از مقایسه نتایج تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی می‌توان به نتایج مهم زیر اشاره نمود :

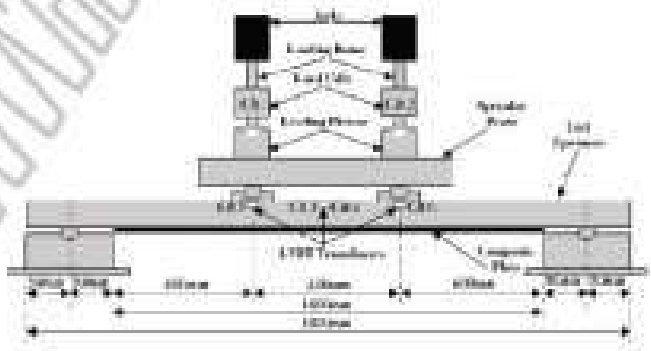
۱. همان‌طور که دیده می‌شود، بار نهایی به دست آمده از تحلیل عددی نسبت به نتایج آزمایشگاهی دارای تطابق نسبتاً خوبی برای کلیه دیوارها می‌باشد.

۲. نتایج عددی همانند نتایج آزمایشگاهی نشان داد که استفاده از مواد FRP سبب افزایش مقاومت نهایی و جابجایی مربوطه در دیوارهای تقویت‌شده در مقایسه با دیوارهای تقویت نشده می‌گردد.
۳. نتایج عددی نشان داد با افزایش تعداد بازشو در هر ردیف بار نهایی دیوار کاهش یافته است.
۴. حل‌های عددی علاوه بر نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که جهت قرارگیری الیاف تأثیر زیادی در افزایش مقاومت نهایی و جابجایی مربوطه دارد.
۵. سطح زیر نمودار هیسترزیس نمونه S2 بیشتر از نمونه S1 است. بنابراین انرژی که سازه S2 جذب می‌کند، بیشتر است پس میزان شکل‌پذیری سازه S2 بیشتر است. همچنین در این دو نمونه نمودار هیسترزیس متقارن است. بنابراین این دو سازه عملکرد مناسبی در برابر زلزله دارد.
۶. سطح زیر نمودار هیسترزیس نمونه‌های مقاومسازی شده با الیاف پلیمری بیشتر از نمونه S1 است، بنابراین انرژی که سازه‌های مقاوم‌سازی شده جذب می‌کند، بیشتر است و میزان شکل‌پذیری سازه‌های مقاوم‌سازی شده بیشتر است و با توجه به اینکه همه نمودارهای هیسترزیس متقارن است بنابراین این سازه‌ها عملکرد مناسبی در برابر زلزله دارند.
۷. بار نهایی نمونه S2-4 با ۳ عدد بازشوی مربعی به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر ۱۳ درصد کمتر از بار نهایی نمونه S2 است.
۸. با توجه به شکل فوق بار نهایی نمونه S2-5 با ۶ عدد بازشوی مربعی به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر ۲۷ درصد کمتر از بار نهایی نمونه S2 است.
۹. بار نهایی نمونه S2-6 با ۹ عدد بازشوی مربعی به ابعاد ۲۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر ۳۶،۵ درصد کمتر از بار نهایی نمونه S2 است.

زوال سازه‌های فولادی علت‌های گوناگونی می‌تواند داشته باشد اما یکی از فاکتورهای محتمل خوردگی می‌باشد . افزون برخوردگی، مسائل دیگر نظیر خستگی، افزایش بار بهره‌برداری و عدم نگهداری مناسب، در بسیاری از حالت‌ها ممکن است اعضای اصلی سازه را دچار آسیب کنند که در چنین حالاتی مقاوم‌سازی بسیار اقتصادی‌تر از ساخت مجدد کل سازه می‌باشد. یک روش برای افزایش باربری سازه‌های فولادی جوش دادن یا چسباندن ورق‌های فولادی می‌باشد. این روش مشکلات بسیاری را به همراه دارد، نظیر نیاز به تجهیزات بالابر برای جایگذاری ورق‌های سنگین فولادی و پیچیدگی فرآیند جوشکاری و چسباندن. از این گذشته جوشکاری می‌تواند باعث تولید تنش‌های پس‌ماند در مواد و بروز مسائل خستگی شود. خواص مکانیکی و خستگی ممتاز پلیمر فیبر مسلح شده‌ای کربن آن را جایگزین بسیار مناسبی برای مقاوم‌سازی و بهسازی شاه‌تیر فولادی پل‌ها نموده است. کامپوزیت‌های CFRP با مدول بالا مدول الاستیسیته‌ای برابر با فولاد دارند که باعث می‌شود افزایش باربری قابل‌توجه، پس از تسلیم فولاد رخ دهد. با استفاده از کامپوزیت‌های CFRP با مدول بسیار بالا که مدول الاستیسیته‌ای بسیار بیشتر از فولاد دارند، می‌توان به افزایش باربری قابل‌توجهی حتی پیش از تسلیم فولاد دست‌یافت اما باید خاطرنشان کرد که شکل‌پذیری این الیاف بسیار کم است. مشکل دیگر به هنگام تماس فولاد و CFRP در حضور یک الکترولیت تشکیل پیل الکتریکی و خوردگی فولاد است. اگر این الکترولیت آب دریا باشد کامپوزیت CFRP نیز تأثیر پذیرفته و سطح آن تاول می‌زند. برای غلبه بر این مشکل می‌توان یک‌لایه از پلیمر فیبر شیشه مسلح شده)GFRP(بین فولاد و CFRP قرارداد تا از تماس مستقیم این دو ماده جلوگیری شود. مزیت دیگر این کار بالاتر رفتن مقاومت شکست اتصال می‌باشد. علت این امر تغییر تدریجی در تنش برشی است، هنگامی‌که بار از فولاد و از طریق لایه‌ی چسب و GFRP به کامپوزیت CFRP منتقل می‌شود. فوتیو و همکارانش اثربخشی انتقال تنش به‌وسیله‌ی اضافه کردن یک‌لایه GFRP بین دو ماده با سختی بالا که توسط یک پلیمر با سختی کمتر به یکدیگر چسبانده شده‌اند، را اثبات کرده‌اند. در این مقاله آزمایش انجام‌شده به‌وسیله‌ی فوتیو و همکارانش توسط نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS مدل‌سازی شده و نتایج آزمایش و مدل‌سازی باهم مقایسه شده‌اند.



شکل ۱ الف- نمای شماتیک تیرها [۱] ب- پی‌رفت روی هم‌گذاری لایه‌های FRP [۱]

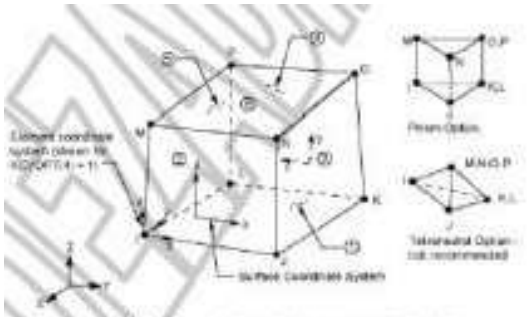


شکل ۲- چینش آزمایش تیر [۱]

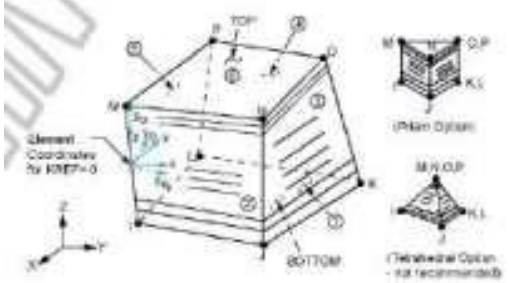
آزمایش-مقاوم-سازی-الیاف-شیشیه

مدل‌سازی عددی

در مدل‌سازی تیر فولادی از المان سازهای Solid 45 و برای مدل‌سازی ورقه‌های FRP از المان سازهای Solid 46 استفاده‌شده است. المان سازهای Solid 45 برای مدل‌سازی سه‌بعدی سازه‌های جامد بکار می‌رود. این المان به‌وسیله‌ی هشت گره تعریف می‌شود، که هر گره دارای سه درجه آزادی می‌باشد: جابجایی در جهت‌های گرهای x,y,z . این المان دارای قابلیت مدل‌سازی تغییر شکل پلاستیک، خزش، تورم و برآمدگی، سخت‌شوندگی تنشی، خیزهای زیاد، و کرنش‌های زیاد را دارد. المان سازهای Solid 46 نسخه‌ی لایه‌ای المان سازهای Solid 45 می‌باشد، با این ویژگی که دارای قابلیت مدل‌سازی مواد ناهمسانگرد نیز می‌باشد. این المان برای مدل‌سازی پوسته‌های ضخیم لایه‌ای و یا جامدات لایه‌ای، طراحی‌شده است و قابلیت مدل‌سازی ۲۵۰ لایه را دارد . شکل ۳ و ۴ به ترتیب هندسه‌ی المان Solid 45 و Solid 46 را نشان می‌دهند. هر المان شبکه دارای بعد ۵ میلی‌متر در راستای عرضی و ۵۰ میلی‌متر در راستای طولی تیر می‌باشد و ضخامت هر المان به‌اندازه‌ی ضخامت هر لایه از مواد (فولاد یا FRP)می‌باشد. بدین ترتیب شبکه‌ی تیر فولادی دارای ۲۵۸۴ المان، شبکه‌ی CFRP دارای ۷۶۸ المان و شبکه‌ی GFRP دارای ۱۱۵۲ المان در سیستم تخت و ۱۹۸۴ المان در سیستم U شکل می‌باشد. شکل ۵ شبکه‌بندی تیر تقویت‌شده با سیستم تخت را نشان می‌دهد.



شکل ۳- هندسه‌ی المان سازه‌ای Solid 45 [۸]



شکل ۴- هندسه‌ی المان سازه‌ای Solid 46 [۸]

هندسه-المان-سازه

برای پیش‌بینی شکست در نرم‌افزار ANSYS سه معیار شکست از پیش تعریف‌شده وجود دارد که عبارت‌اند از:

معیار شکست بر اساس ماکزیمم کرنش

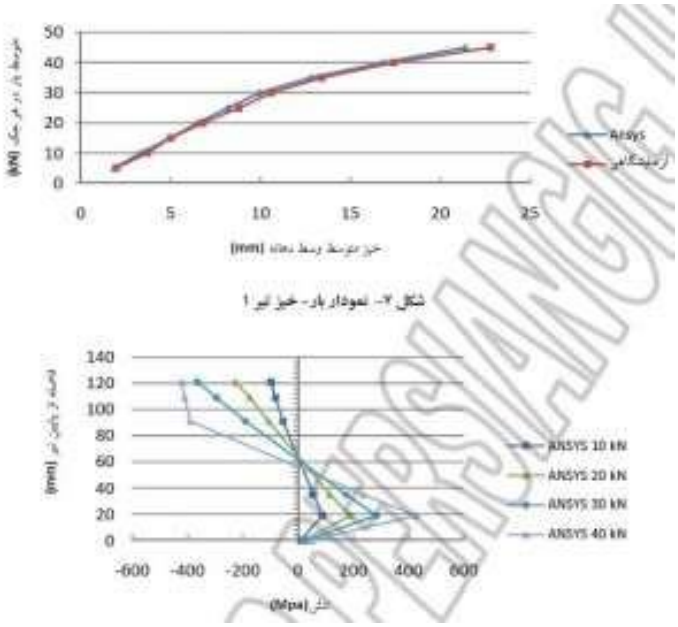
معیار شکست بر اساس ماکزیمم تنش

معیار شکست Tsai-Wu

افزون بر معیارهای شکست بالا، یک معیار شکست قابل‌تعریف به‌وسیله‌ی کاربر (user written)نیز وجود دارد. ازآنجاکه نمی‌توان به‌صورت قطعی مشخص نمود، برای هر مادهای چه معیار شکستی درست‌ترین پاسخ را می‌دهد، پس باید همه‌ی معیارهای شکست محتمل را امتحان کرده و معیار شکستی را که نزدیک‌ترین پاسخ را به پاسخ آزمایش دارد برگزید. در این مدل‌سازی برای کلیه‌ی بارهای وارده و در همه‌ی مدل‌ها هیچ‌گونه شکستی بر اساس هیچ‌کدام از معیار شکست‌های تعریف‌شده، مشاهده نشد.

مقایسه‌ی نتایج

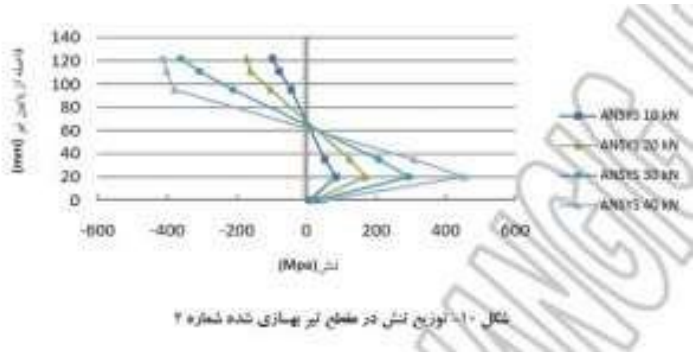
شکل ۶ نمودار بار خیز تیر فولادی را نشان می‌دهد. شکل ۷ نمودار بار- خیز تیر ۱ را نشان می‌دهد. در تیر شماره ۱ ضخامت هر لایه از CFRP، 0.6 میلی‌متر می‌باشد. گسیختگی تیر ۱ در بار 45 KN در هر جک و در کامپوزیت CFRP به‌ویژه در منطقه‌ی خمش خالص رخ داد، ولی در مدل اجزای محدود ANSYS هیچ‌گونه گسیختگی در هیچ‌یک از مواد مشاهده نشد. در آزمایش مشاهده‌شده است که به دلیل استفاده از سیستم U شکل، پس از شکست CFRP نیز تا حدودی عملکرد مرکب بین تیر فولادی و سیستم بهسازی حفظ می‌شود. بار نهایی مقطع تقویت‌شده از بار تسلیم پلاستیک پروفیل فولادی اولیه (با بال کامل) بیشتر شده است که نشانگر توانایی سیستم مقاوم‌سازی با FRP در برگرداندن ظرفیت خمشی کامل تیر می‌باشد. شکل ۸ توزیع تنش در مقطع تیر بهسازی شده شماره ۱ را نشان می‌دهد.



شکل ۷- نمودار بار- خیز تیر ۱

نتایج-مقاوم-سازی-الیاف-شیشه

شکل ۹ نمودار بار- خیز تیر ۲ را نشان می‌دهد. در تیر شماره ۲ ضخامت هر لایه از CFRP، 1/2 میلی‌متر می‌باشد. در تیر ۲ هیچ‌گونه گسیختگی رخ نداد و آزمایش به دلیل خیز بیش‌ازحد متوقف شد، در مدل اجزای محدود ANSYS نیز هیچ‌گونه گسیختگی در هیچ‌یک از مواد مشاهده نشد. بار نهایی مقطع تقویت‌شده از بار تسلیم پلاستیک پروفیل فولادی اولیه (با بال کامل) بیشتر شده است که نشانگر توانایی سیستم مقاوم‌سازی با FRP در برگرداندن ظرفیت خمشی کامل تیر می‌باشد. شکل ۱۰ توزیع تنش در مقطع تیر بهسازی شده شماره ۲ را نشان می‌دهد.

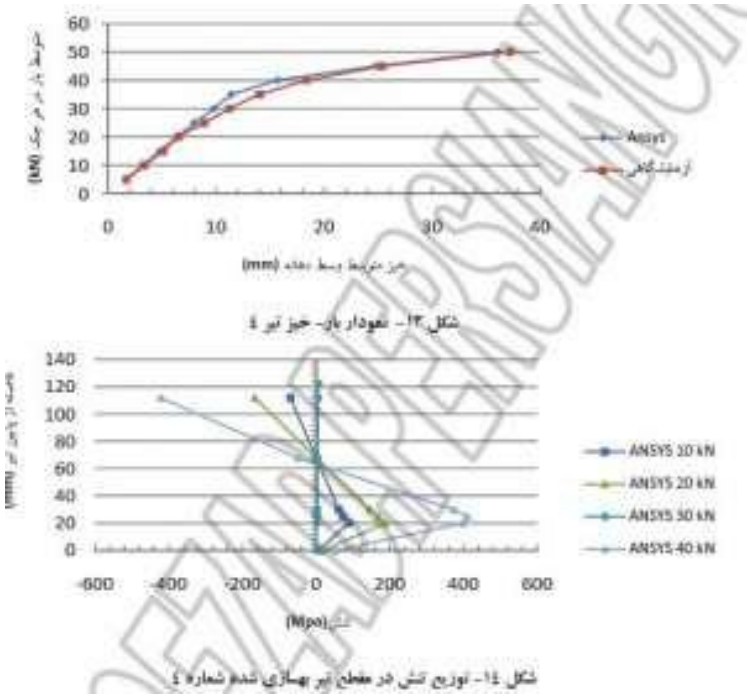


شکل ۱۰- توزیع تنش در مقطع تیر بهسازی شده شماره ۲

شکل ۱۱ نمودار بار- خیز تیر ۳ را نشان می‌دهد. در تیر شماره ۳ ضخامت هر لایه از CFRP، 0/6 میلی‌متر می‌باشد. گسیختگی تیر ۳ همانند تیر ۱ در بار 45 KN در هر جک و در کامپوزیت CFRP رخ داد، ولی در مدل اجزای محدود ANSYS هیچ‌گونه گسیختگی در هیچ‌یک از مواد مشاهده نشد. در آزمایش مشاهده‌شده است که به دلیل استفاده از سیستم U شکل، پس از شکست CFRP نیز تا حدودی عملکرد مرکب بین تیر فولادی و سیستم بهسازی حفظ می‌شود. بار نهایی مقطع تقویت‌شده از بار تسلیم پلاستیک پروفیل فولادی اولیه (با بال کامل) بیشتر شده است که نشانگر توانایی سیستم مقاوم‌سازی با FRP در برگرداندن ظرفیت خمشی کامل تیر می‌باشد. شکل ۱۲ توزیع تنش در مقطع تیر بهسازی شده شماره ۳ را نشان می‌دهد.

شکل ۱۳ نمودار بار- خیز تیر ۴ را نشان می‌دهد. در تیر شماره ۴ ضخامت هر لایه از CFRP، 1.2 میلی‌متر می‌باشد. در تیر ۴ همانند تیر ۲هیچ‌گونه گسیختگی رخ نداد و آزمایش به دلیل خیز بیش‌ازحد متوقف شد، در مدل اجزای محدود ANSYS

نیز هیچ‌گونه گسیختگی در هیچ‌یک از مواد مشاهده نشد. بار نهایی مقطع تقویت‌شده از بار تسلیم پلاستیک پروفیل فولادی اولیه (با بال کامل) بیشتر شده است که نشانگر توانایی سیستم مقاوم- سازی با FRP در برگرداندن ظرفیت خمشی کامل تیر می‌باشد. شکل ۱۴ توزیع تنش در مقطع تیر بهسازی شده شماره ۴ را نشان می‌دهد.



توزیع-تنش-درمقاطع-بهینه-سازی-شده

نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش و مدل‌سازی عددی نتایج زیر حائز اهمیت می‌باشند:

۱- استفاده از HM-CFRP باعث شکل‌پذیرتر شدن تیر، جذب انرژی بیشتر، عدم وقوع شکست در لایهٔ CFRP و افزایش ۱۱ درصدی بارنهایی تیر در مقایسه با استفاده از UHM-CFRP شده است.

۲- استفاده از سیستم بهسازی U شکل باعث شده است که حتی در تیرهایی که در آن‌ها لایهٔ CFRP دچار شکست شده است، تیر تا حدودی عملکرد مرکب خود با سیستم بهسازی را حفظ نماید و شکل‌پذیری تیر تا حدودی حفظ شود.

۳- با توجه به برازش بسیار خوب پاسخ‌های مدل اجزای محدود برنامه‌ی ANSYS با پاسخ‌های آزمایشگاهی، از مدل‌سازی انجام‌گرفته مقدار تنش در محل آسیب‌دیده‌ی تیر فولادی بال کششی به دست آمد. در تیر بهسازی شده‌ای شماره ۱،۱۰،۴۶٪، تیر شماره ۲،۷،۳۲ ٪، تیر شماره ۳، ۷،۹۵٪، و تیر شماره ۴، ۴،۸۱٪، مقدار تنش در بال کششی نسبت به تیر فولادی بهسازی نشده کاهش‌یافته است.

۴- استفاده از سیستم بهسازی کامپوزیت کربن/ شیشه معایب سیستم‌های پیشین بهسازی همچون جداشدگی، بلند شدگی، و شکل‌پذیری کم را برطرف کرده است.

به دنبال فرسوده شدن سازه های زیر بنایی و نیاز به تقویت سازه ها برای برآورده کردن شرایط سخت گیرانه طراحی و لرزه ای، طی دو دهه اخیر تأکید فراوانی بر روی تعمیر و مقاوم سازی سازه ها در سراسر جهان، با تکنیک های استفاده از مواد مرکب FRP به عنوان مسلح کننده خارجی صورت گرفته است. اطلاعات زیادی که از تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده بر روی اتصالات تیر- ستون بتنی بدست آمده، نشان دهنده وقوع شکست برشی در اتصال تحت بارهای لرزه ای می باشد. جهت بررسی آزمایشگاهی اتصال بتن آرمه خارجی تقویت شده با FRP، دو نمونه با مقیاس ۱،۲ ساخته شده و تحت بارهای چرخه ای قرار گرفتند. در هر دو

نمونه ضوابط شکل پذیری متوسط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در مورد خاموت گذاری فشرده در ناحیه بحرانی تیر و چشمه اتصال رعایت نشده است. نمونه اول به عنوان مرجع ضعیف در نظر گرفته شده و نمونه دوم نیز با یک الگوی تقویت توسط ورق های FRP مقاوم سازی شد. پس از آزمایش های اتصالات، نتایج حاکی از آن بود که تقویت صورت گرفته در نمونه دوم باعث افزایش مقاومت و ظرفیت باربری اتصال شده است، همچنین از ایجاد شکست برشی در ناحیه بحرانی تیر و چشمه اتصال و انهدام و تخریب بتن در این نواحی جلوگیری شد.

برای تأمین شکل‌پذیری کافی اعضا و نیز اتصالات بتنی در برابر بارهای وارده، ضوابط ویژه‌ای در آئین‌نامه‌های مختلف وارد گردیده که رعایت آن‌ها در ساخت سازه‌های بتن‌آرمه ضروری می‌باشد و این در حالی است که بسیاری از ساختمان‌های بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی که در نیم‌قرن گذشته در سرتاسر دنیا احداث‌شده‌اند، به دلیل طراحی بر مبنای آئین‌نامه‌های قدیمی که ضوابط لرزه‌ای را منظور نکرده‌اند و یا به دلیل مشکلات اجرایی، ناحیه ویژه خاموت گذاری فشرده در تیر رعایت نشده که موجبات شکست برشی در این ناحیه حساس از تیر را فراهم می‌آورد و همچنین به دلیل کمبود آرماتورهای عرضی در این ناحیه، محصور شوندگی بتن فشاری به‌خوبی انجام‌نشده که درنتیجه شکل‌پذیری تیر و اتصال کاهش می‌یابد. از طرفی دیگر اتصالات تیر- ستون بتنی نیز در سازه‌های با سیستم قاب خمشی، در ناحیه چشمه اتصال و در ستون در زلزله‌های اخیر بیشترین خرابی و خسارت را داشته‌اند که این خسارات ناشی از ضعف اجرای اتصالات بتنی به دلیل عدم خاموت گذاری و یا ناکافی بودن خاموت های چشمه اتصال بوده و درنتیجه موجب ایجاد مفصل پلاستیک و ضعف برشی در اتصال می‌شود. لذا مقاوم‌سازی ساختمان‌ها برای جلوگیری از آسیب‌های احتمالی هنگام زلزله امری ضروری به نظر می‌رسد. از طرف دیگر پس از وقوع زلزله بسیاری از ساختمان‌های بتنی که ضوابط آرماتور گذاری عرضی را رعایت نکرده‌اند دچار آسیب‌های سازه‌ای شده و در اکثر موارد سطح کم این آسیب‌ها به‌گونه‌ای است که جایگزینی ساختمان موجود با یک ساختمان نوساز، امری اقتصادی نیست و می‌توان با یکی از تکنیک های ترمیم با هزینه‌های به‌مراتب کمتر، سازه ساختمان را دوباره جهت تحمل بارهای لرزه‌ای آماده ساخت.

بنابراین در این مطالعه یک روش مقاوم‌سازی پیشنهادی با ورق‌های FRP برای تقویت این نوع اتصالات ضعیف ارائه می‌شود تا میزان تاثیر این روش مقاوم‌سازی بر کاهش آسیب‌های ناحیه چشمه اتصال و نواحی بحرانی تیر و ستون بررسی شده و محل تشکیل مفصل پلاستیک و قابلیت جابجایی آن از ناحیه چشمه اتصال و برِ تیر در نمونه مرجع ضعیف، به فاصله ای دورتر در نمونه مقاوم‌سازی شده بررسی می‌شود. ضمنا وضعیت شکست برشی در ناحیه بحرانی تیر و میزان شکل‌پذیری ناحیه اتصال، در نمونه مرجع ضعیف و نمونه تقویت شده بررسی و مقایسه می‌شود.

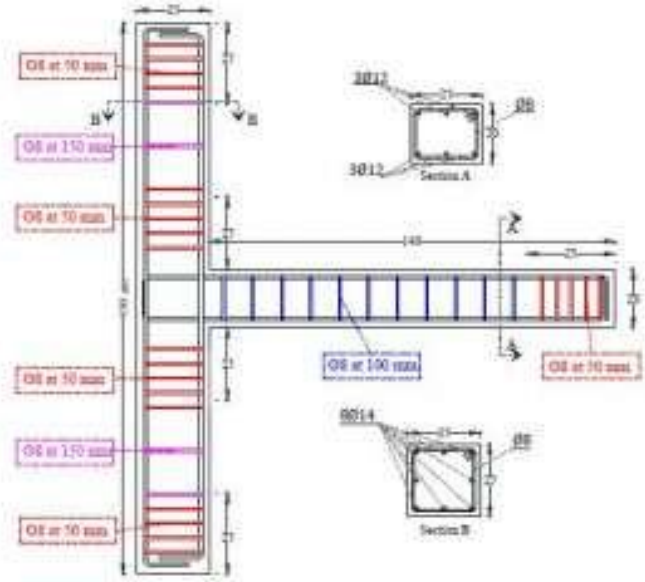
دو اتصال تیر- ستون خارجی بتن‌آرمه طراحی، ساخته و سپس تحت بار جانبی چرخه ای تا ظرفیت باربری نهایی مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه اول به عنوان نمونه مرجع و نمونه دیگر نیز به عنوان نمونه تقویت شده با ورق‌های FRP درنظر گرفته شدند. سپس رفتار کلی و موضعی این دو اتصال مشاهده شد و پارامترهای مهمی همچون ظرفیت باربری و شکل‌پذیری آنها مورد ارزیابی قرار گرفت.

جزئیات اتصالات

دردو اتصال ساخته شده در این کار آزمایشگاهی ضوابط شکل‌پذیری متوسط در مورد خاموت گذاری فشرده در ناحیه بحرانی تیر و چشمه اتصال رعایت نشده است. نمونه اول به عنوان مرجع ضعیف (WR) انتخاب شد و نمونه دیگر (RW1) نیز با الگوی مقاوم‌سازی مناسب توسط ورق‌های FRP، مقاوم‌سازی شد. اتصالات مورد نظر که یک اتصال خارجی را در طبقات میانی یک قاب دوبعدی شبیه سازی می کنند، با مقیاس ۱:۲ ساخته شده و ابعاد کلیه نمونه ها یکسان می‌باشد که در آن‌ها ستون اتصال به طول ۱۹۰۰ میلیمتر دارای مقطع مربعی به عرض ۲۵۰ میلیمتر بوده و تیر اتصال نیز به طول ۱۴۰۰ میلیمتر دارای مقطعی با ارتفاع و عرض ۲۰۰ و ۲۵۰ میلیمتر می‌باشد. ابعاد مقطع و آرایش میلگردهای نمونه ها در شکل ۱ نشان داده شده که با توجه به آن از ۸ عدد آرماتور با قطر ۱۴ میلیمتر به عنوان آرماتور طولی در ستون استفاده شده و از ۶ عدد آرماتور با قطر ۱۲ میلیمتر به عنوان آرماتور کششی هم در بالا و هم در پایین تیر استفاده گردید. همچنین فاصله کلیه خاموت های تیر در هر دو نمونه در ناحیه

بحرانی و در خارج از آن ۱۰۰ میلیمتر می‌باشد که درنتیجه ضابطه خاموت گذاری فشرده در ناحیه بحرانی تیر رعایت نشده است. در ستون تمامی نمونه ها در ناحیه بحرانی فاصله خاموت ها ۵۰ میلیمتر و در نواحی دیگر فاصله خاموت ها ۱۵۰ میلیمتر می‌باشد در حالی که ضابطه خاموت گذاری فشرده ناحیه بحرانی ستون در مورد چشمه اتصال رعایت نشده و چشمه اتصال فاقد هر گونه خاموت می‌باشد.

WR: Weak Reference, RW1: Retrofitted Weak-1



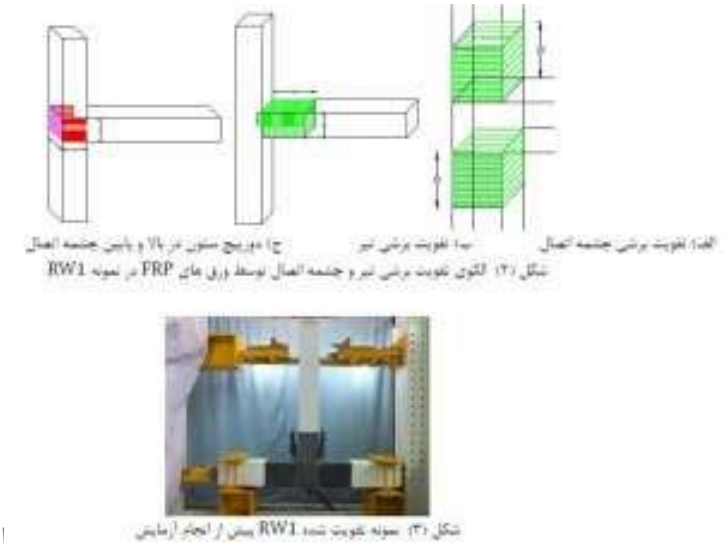
شکل (۱) ابعاد مقطع و آرایش میلگردهای اتصالات WR و RW1

ابعاد-مقطع-آرایش-میلگرد-مقاوم-سازی

مقاوم‌سازی نمونه ضعیف با ورق‌های تقویتی FRP

در نمونه ضعیف با توجه به حذف خاموت های ناحیه چشمه اتصال و بررسی کارهای تحقیقاتی پیشین انتظار می رود با شروع بارگذاری، ترک های قطری در ناحیه چشمه اتصال بوجود آمده و با ادامه بارگذاری ، چشمه اتصال کارایی خود را از دست داده و سازه ناپایدار و منهدم شود. بنابراین نمونه ضعیف RW1، قبل از بارگذاری طبق ضوابط آیین نامه ACI-440 و توسط ورق‌های FRP مقاوم‌سازی می‌شود. طرح تقویت در این نواحی به‌گونه‌ای انتخاب می گردد که از ایجاد و گسترش ترک های برشی ۴۵ درجه و توسعه خرابی در این نواحی مهم جلوگیری شده و امکان باربری درتغییر مکان های بالاتر فراهم شود که این موجبات افزایش شکل‌پذیری در اتصال را فراهم می‌آورد. در شکل ۲ الگوی تقویت تیر و چشمه اتصال در نمونه RW1 همراه با ابعاد مربوطه نشان داده شده است. از یک ورق U شکل بر روی چشمه اتصال که جهت الیاف آن موازی طول تیر بوده، استفاده می‌شود که عرض آن ۲۰ سانتیمتر (برابر ارتفاع تیر)و طول آن نیز ۷۵ سانتیمتر (سه برابر بعد ستون) می‌باشد الف). همچنین در طرح تقویت تیر از یک ورق U شکل در زیر تیر که دو وجه کناری یا جان تیر و سطح زیرین تیر را پوشانده، استفاده می‌شود که جهت الیاف آن در راستای عمودی می‌باشد. این ورق علاوه بر افزایش ظرفیت برشی تیر،ویژگی محصور کنندگی ناحیه بتن فشاری قسمت زیرین تیر را نیز دارد. همچنین صفحات U شکل طوری در بالا و پایین تیر نصب می شوند که هیچ گونه همپوشانی بر روی یکدیگر نداشته و به عبارت دیگر از ایجاد دورپیچ در تیر جلوگیری شود که لبه های این دو ورق U شکل باید در نصف ارتفاع در دو طرف تیر با یکدیگر تلاقی کنند. ورق‌های U شکل مورد نظر دارای عرض ۴۰ سانتیمتر (برابر طول ناحیه بحرانی تیر) و طول ۴۵ سانتیمتر (برابر مجموع عرض و دو نیم ارتفاع تیر) می باشند. در این نمونه پیش بینی می گردد با بهره گیری از دورپیچ ستون،

آرماتورهای تیر بتوانند رفتار غیرارتجاعی بیشتری از خود نشان دهند و شکل‌پذیری اتصال افزایش یابد. بنابراین همانطور که در شکل ج) نشان داده شده از دو عدد دورپیچ ستون در بالا و پایین چشمه اتصال که جهت الیاف آن به صورت افقی و در راستای طول ورق بوده استفاده می‌شود که دارای عرض ۳۵ سانتیمتر و طول ۱۱۰ سانتیمتر (برابر محیط مقطع ستون به اضافه ۱۰ سانتیمتر برای همپوشانی لبه های ورق به منظور دورپیچ کردن آن) می باشند. در شکل ۳ نمونه تقویت شده RW1 پیش از انجام آزمایش نشان داده شده است.



لگوی-تقویت-نمونه-های-مقاوم-شده

خصوصیات مصالح

مقاومت استوانه ای استاندارد ۲۸ روزه بتن به کار رفته در اتصالات ۳۵ مگاپاسکال بود و میلگرد های طولی ستون های اتصالات دارای مقاومت تسلیم ۵۱۰ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۵۸۸ مگاپاسکال بود. میلگرد های طولی مورد استفاده در تیرهای اتصالات نیز دارای مقاومت تسلیم ۴۴۴ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۶۷۷ مگاپاسکال بود. الیاف FRP به کار رفته در تقویت اتصالات از الیاف کربنی (CFRP) بوده که نمونه ای از این الیاف در شکل ۴ نشان داده شده است. همچنین رزین بکار رفته در چسباندن ورق ها شامل دو قسمت رزین پایه (Base) و واکنش دهنده (Reactor) می‌باشد.

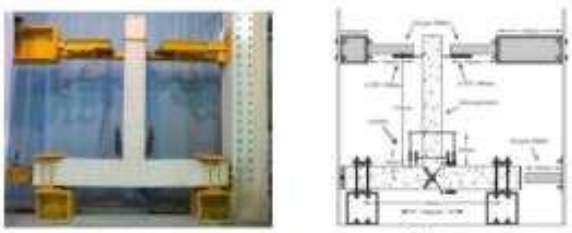
لیاف-FRP-مقاوم-سازی-افزیر

مشخصات ساخته شده برای آزمایش اتصالات و ابزارهای اندازه گیری و ثبت اطلاعات

در شکل ۵ جزئیات سیستم setup برای آزمایش اتصالات نشان داده شده است. به منظور تعیین کرنش چشمه اتصال و دوران تیر، تغییر مکان سنج هایی LVDT(مطابق شکل الف) در محل های نشان داده شده نصب گردید و از دو عدد LVDT نیز به منظور

اندازه گیری تغییر مکان بالای تیر استفاده شد. همه ابزارهای اندازه گیری به منظور ذخیره سازی اطلاعات آن‌ها، به دستگاه ثبت اطلاعات متصل شدند. از دو جک ۲۰۰ کیلونیوتن که به صورت افقی در بالای نمونه قرار داده شده اند به منظور اعمال بار چرخه ای به انتهای تیر استفاده گردید. جهت اعمال بارمحوری به ستون، یک جک ۵۰۰ کیلونیوتن در انتهای ستون، در محل تکیه گاه غلطکی قرار داده شده و انتهای دیگر ستون به تکیه گاه مفصلی متصل شد. نیروی محوری ثابت ۳۵۰ کیلونیوتن اعمال شده به ستون در طول آزمایش، ۲۰ ظرفیت باربری محوری اسمی ستون بوده که به وسیله رابطه زیر محاسبه می گردد.

که در آن Ag سطح مقطع ناخالص مقطع ستون و Ast سطح مقطع کل فولادهای ستون می‌باشد. فاصله محل اعمال نیروی افقی به انتهای تیر تا بر ستون ۱۲۵۰ میلیمتر می‌باشد. نیروی افقی اعمالی به تیر به صورت کنترل تغییر مکان با سه چرخه در هر دریفت بوده که با دریفت ۰٫۵٪ با تغییر مکان نظیر ۶٫۲۵ میلیمتر آغاز گردید تا ترک های الاستیک خمشی نمایان گردند. در نهایت بارگذاری تا دریفت ۸٪ و تغییر مکان نظیر ۸۵ میلیمتر ادامه پیدا کرد که در الگوی بارگذاری چرخه ای افزایشی ، بارگذاری تا دریفت ۸٪ و تغییر مکان نظیر ۸۵ میلیمتر ادامه پیدا کرد.

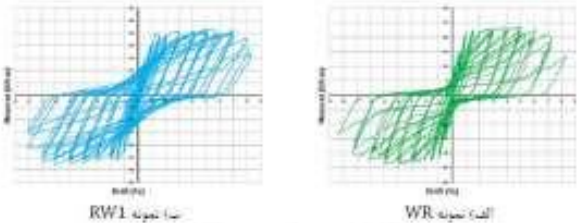


شکل (۵) جزئیات Set-Up آزمایش

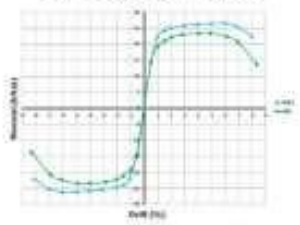
جزئیات-آزمایش

نتایج اولیه

مقادیر ممان متناظر با لحظه جاری شدن آرماتور های طولی تیر My، ممان حداکثر Mmax و ممان نهایی Mu(متناظر با تغییر مکان حداکثر اتصال قبل از گسیختگی)برای هر یک از نمونه ها و نیز درصد افزایش این مقادیر در نمونه RW1 نسبت به نمونه مرجع ضعیف WR در جدول ۱ آورده شده است. منحنی هیسترزیس ممان- دریفت نمونه های WR و RW1 تا دریفت ۸ در شکل ۸ نشان داده شده است. پوش منحنی ممان- دریفت اتصالات در شکل ۹ نشان داده شده و با هم مقایسه شده اند. میزان شکل‌پذیری اتصالات بر اساس نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان جاری شدن تعریف می گردد که تغییر مکان نهایی برابر کمترین مقدار بین تغییر مکان نهایی و تغییر مکان نظیر ۱۵ درصد افت بار حداکثر درنظر گرفته می‌شود.



شکل (۸) منحنی ممان- دریفت اتصالات



شکل (۹) پوش منحنی ممان-دریفت اتصالات

منحنی-مقاوم-سازی-پوش

تاثیر مقاوم‌سازی نمونه های ضعیف با ورق‌هایFRP

وضعیت خرابی ها و خسارات بوجود آمده در دو اتصالWR و RW1 در شکل ۱۰ نشان داده شده که با توجه به آن در اتصال مرجع ضعیف WR، چشمه اتصال دچار ترک خردگی های شدید شد به طوری که تخریب و ریزش بتن در وجه زیرین چشمه اتصال مشاهده گردید. ضمنا ترک های خمشی شدید در بر اتصال تیر به ستون مشاهده شد به طوری که سطح مقطع بتنی تیر در بر اتصال، کاملا از روی ستون جدا شد لف). در اتصال RW1 نیز در تیر ترک خوردگی خمشی قابل توجه در بر اتصال تیر به ستون به وقوع پیوست و در طول تیر و در بالای قسمت تقویت شده، ترک های خمشی جزئی مشاهده شد. در پایان آزمایش، ترک خمشی در تمام سطح مقطع تیر گسترش یافته بود بنابراین با الگوی تقویت بکار رفته در مقاوم‌سازی این اتصال، این آسیب‌های اساسی در اتصال ضعیف برطرف شدند.

الف) اتصال WR ب) اتصال RW1

شکل (۱۰) وضعیت خرابی های اتصالاتWR و RW1 در پایان آزمایش

وضعیت-خرابی-در-پایان-آزمایش

شکل وضعیت خرابی های اتصالاتWR و RW1 در پایان آزمایش مطابق شکل ۸ مشاهده می‌شود منحنی ممان- دریفت اتصال WR دارای جمع شدگی قابل توجهی بیشتری می‌باشد و نیز برای مقایسه جمع شدگی منحنی ها، عرض منحنی ممان- دریفت اتصال WR در مبدا برابر ۳ واحد می‌باشد، در حالی که این مقدار برای اتصال RW1 برابر ۶,۲ واحد می‌باشد که با توجه به این مقدار و نیز شکل ظاهری منحنی هیسترزیس اتصال RW1 در مقایسه با عرض منحنی و نیز شکل ظاهری منحنی هیسترزیس اتصال WR که لاغر و جمع شده می‌باشد،رفتار شکل پذیرتر و قابلیت جذب و استهلاک انرژی بیشتر این اتصال تقویت شده نسبت به اتصال WR قابل دریافت می باشد.

نتیجه گیری

مقاومت های تسلیم، حداکثر و نهایی در لحظه پایان بارگذاری نمونه RW1 نسبت به نمونه WR، به ترتیب ۴۸،۱۳ و ۶۱ درصد افزایش می یابند که نشان‌دهنده بهبود مطلوب مشخصه های مقاومتی اتصال می باشند.

در نمونه تقویت شده، افت بار در آخرین دریفت بارگذاری نسبت به بار حداکثر بسیار کمتر از نمونه ضعیف می‌باشد به طوری که نسبت بار نهایی به بار حداکثر در نمونه تقویتی تقریبا ۰,۸۴ و برای نمونه ضعیف حدودا ۰,۵۹ می‌باشد.

شکل‌پذیری نمونه RW1 نسبت به نمونه WR، 16 درصد افزایش دارد که بوضوح موثر بودن الگوی تقویت بکار رفته در نمونه RW1 نتیجه می‌شود.در مجموع می‌توان این گونه بیان کرد که با توجه به مشکلات اجرائی و نیز تغییرات آئین نامه ای، اتصالاتی که در سازه ها از نوع WR اجرا شده اند، با بکار گیری الگوی مقاوم‌سازی بکار رفته در تقویت نمونه RW1، رفتار و مشخصه های مقاومتی و لرزه‌ای بهبود یافته ای در مقایسه با اتصالات ضعیف (با نقیصه عدم خاموت گذاری فشرده در ناحیه بحرانی تیر و چشمه اتصال) کسب خواهند کرد.

ارزیابی عددی المان محدود رفتار تیرورق های تقویت شده با CFRP

شکل۲- تیرورق دو سر مفصل بارگذاری شده

جدول ۱- مشخصات هندسی تیرورق

	طول آزاد دهانه(cm)	ارتفاع جان (cm)	ضخامت جان(cm)	عرض بال(cm)	ضخامت بال بالا(cm)	ضخامت بال پایین(cm)	عرض سخت کننده (cm)	ضخامت سخت کننده (cm)	فاصله سخت کننده(cm)
نمونه(۱)	۲۴۰	۲۵	۰.۱۲۵	۹	۰.۴	۰.۴	۳	۰.۴و ۰.۱۲۵	۲۰و۲۵
نمونه(۲)	۲۴۰	۲۵	۰.۱۲۵	۹	۰۶	۰.۴	۳	۰.۴و ۰.۱۲۵	۲۰و۲۵
نمونه(۳)	۲۴۰	۲۵	۰.۱۲۵	۹	۰۸	۰.۴	۳	۰.۴و ۰.۱۲۵	۲۰و۲۵

تیر ورق یکی از اعضای سازه ای است که عناصر آن به منظور تامین کارایی بهتر از نیمرخ های نورد شده از ورق ساخته شود. استفاده از تیرورق زمانی اقتصادی خواهد بود که دهانه تیر به اندازه کافی بزرگ باشد.تیر ورقها را میتوان با اتصالات پیچی ، پرچی و یا جوشی ایجاد کرد. از آغاز دهه ۱۹۵۰ میلادی که استفاده از صنعت جوشکاری توسعه یافت به تدریج تهیه ی تیرورق از ترکیب سه ورق جایگزین روش های قبلی شد. تیرورق‌ها به دلایلی از جمله اصلاح ضرایب آئین نامه ها، کاهش سختی بدلیل خوردگی و نیز اضافه بار ناشی از وسایل نقلیه نیاز به تقویت خواهند داشت. روش‌های مختلفی از جمله جوش کردن ورق فولادی و پس کشیدگی اعضا برای مقاوم سازی این نوع سازه ها وجود دارد که در این میان روش نوین تقویت با مصالح FRP بدلیل داشتن مزایایی از جمله اجرای سریع و راحت، هزینه‌های نسبتا پایین، افزایش عمر مفید سازه بعد از تقویت و همچنین امکان اجرای کار در محل هایی که دسترسی به سازه با مشکل مواجه است، بیشتر مورد توجه محققین قرار گرفته است.

کامپوزیت های FRP از الیاف با مقاومت بالا مانند کربن، شیشه و کولار که به صورت رزین ماتریسی در کنار هم قرار می گیرند، تشکیل شدند.کامپوزیت های کربنی CFRP خصوصیات مکانیکی بهتری از لحاظ مقاومت کششی و مدول الاستیسیته دارند به طوری که متوسط مقاومت کششی شان ۱۰ برابر بیشتر از فولاد می باشد و دارای مدول الاستیسیته کم میزان Gpa۱۴۰ تا Gpa۱۶۵ و مدول الاستیسیته متوسط در محدوده Gpa۲۰۰ تا Gpa۲۳۰ و مدول الاستیسیته بالا به میزان Gpa۴۰۰ تا Gpa۵۰۰ می باشند، از طرفی وزن مخصوصی معادل ۲۰٪ وزن مخصوص فولاد دارند.در این تحقیق از ورق های CFRP با مدول الاستیسیته متوسط برای تقویت و افزایش ظرفیت تیرورق های فولادی در زیر بال کششی استفاده شده است.

در سال های اخیر مطالعات متعددی درباره استفاده از لمینیت های CFRP برای مقاوم سازی سازه های فولادی انجام گرفته است. در سال ۲۰۰۲ در نیوکاسل پل فولادیAshland بوسیله لمینیت های CFRP به عرض mm۳۷ و ضخامت mm۵.۲۵ تقویت شد. پل فولادی Acton در لندن جهت افزایش مقاومت خستگی که در معرض چرخه بارهای افزایش در اثر ترافیک زیاد بود با چسباندن لمینیت های CFRP به بال پایینی تیرها تقویت شد. همچنین پل Pottawattamie county در آمریکا جهت تقویت خمشی تیرورق ها با چسباندن ورق های CFRP به بال کششی تقویت شده است. در دانشگاه بیرمنگام یک تحقیق در مورد تقویت بال کششی تیرهایI شکل غیر متقارن فشرده فولادی صورت گرفت که نتایج تحقیق افزایش۶۲ درصدی در ظرفیت خمشی مقطع را نشان داد.

نقش جان در نیمرخ خمشی تیر ورق ها عملا متصل کننده دو بال و تحمل کننده ی برش موجود می باشد و لذا اختصاص ضخامت بالا برای جان به جز افزایش وزن نیمرخ نقشی ایفا نخواهد کرد و بدین جهت هر قدر ضخامت جان کمتر و بجای آن از ورق های تقویت شده استفاده شود، وزن تیرورق کمتر خواهد بود.

اگر تیر ورقی به درستی طراحی شده باشد، یعنی دارای قطعات تقویتی قائم با فواصل صحیح باشد بعد از کمانش، جان تیر ورق مانند خرپایی عمل خواهد کرد که در آن جان کمانش یافته بمانند قطر های کششی و قطعات تقویتی قائم به عنوان اعضای قائم و فشاری خرپا رفتار خواهند نمود.به عبارتی می توان گفت که اگر تیرورقی توسط دوبال و چندین ورق تقویتی قائم تقویت شده باشد درای استحکام پس کمانشی قابل ملاحظه ای خواهد بود که این امر ظرفیت نهایی تیرورق را به طور چشمگیری افزایش می دهد.

شکل ۲- تیرورق دو سر مفصل بارگذاری شده

جدول ۱- مشخصات هندسی تیرورق

تیر-ورق-مشخصات-هندسی

مشخصات مصالح

لمینیت های CFRP به صورت الیاف تک جهته می باشند. لمینیت ها از لحاظ مدول الاستیسیته در رده متوسط و از لحاظ مقاومت کششی در رده بالا قرار دارند. چسب مدل سازی شده اپوکسی نوع Sikadur-۳۰ که مورد سفارش کارخانه سازنده لمینیت های CFRP است، برای چسباندن لمینیت ها به سطح تیرورق ها استفاده می شود. چسب بکار رفته از مخلوط یک رزین اپوکسی با یک ماده سخت کننده با نسبت اختلاط ۳ به ۱ بدست می آید.

برای مدل سازی فولاد تیر ورق منحنی تنش کرنش بصورت الاستوپلاستیک دو خطی و از المان ۴ گرهی S4Rاستفاده شده است.همچنین لمینیت CFRP با المان ۴ گرهی S4R مدل شده و برای مدل سازی خرابی CFRP از گزینه Hashin damage استفاده شده است. برای تعریف خصوصیات الاستیک لمینیت ها مشخصات به صورت Lamina فرض شده و المان های چسب به صورت المان Cohesiveمدل شده است.

نمونه آزمایشگاهی

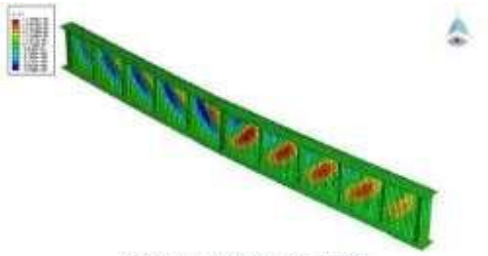
نمونه ۱ که برای نرم افزار المان محدود طراحی شده بود در آزمایشگاه ساخته شد و پس از set up کردن کرنش سنج ها و LVDT ها در محل های پیش بینی شده نصب شدند و به دستگاه Data logger متصل شدند.مهارهای جانبی در فواصل cm۴۰ از هم بر روی مدل تعبیه شدند. در زیر جک بار گذاری یک Load cell برای کنترل بار وارده قرار داده شد.برای جلوگیری از لهیدگی موضعی هنگام اعمال بار متمرکز در زیر Load cell یک صفحه مربعی صلب به ضخامت cm۲ و طول cm۹ قرارگرفت. برای اعمال بار به صورت استاتیکی سرعت بار گذاری نمونه خیلی کم انتخاب شد.شمای کلی تیرشاهد وLVDT ها در شکل(۳) آورده شده است.

شکل۳- تیرورق دو سر مفصل بارگذاری شده

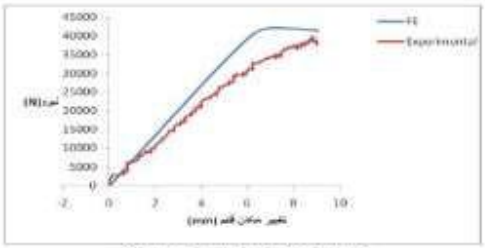
تیر-ورق-دو-سر-مفصل-بارگذاری-شده

تحلیل نتایج

بعد از تست نمونه در آزمایشگاه، نتایج مورد نیاز از Data logger استخراج شد و با نتایج حاصل از نرم افزار مقایسه گردیدند، شکل (۵) مربوط به مقایسه نمودارهای نیرو-تغییرمکان قائم در این دو حالت میباشد. داده های آزمایشگاهی نیرو مربوط به قرائت Load cell وتغییرمکان مربوط به LVDT قرار داده شده در مرکز دهانه و بال پایینی می باشد و داده های نرم افزاری نیز از نقاط مشابه انتخاب گردیدند.



شکل۴- مدل نرم افزاری بعد از تحلیل



شکل۵- نمودار نیرو-تغییرمکان وسط تیر

مدل-نرم-افزاری-نمودار-تغییر-مکان

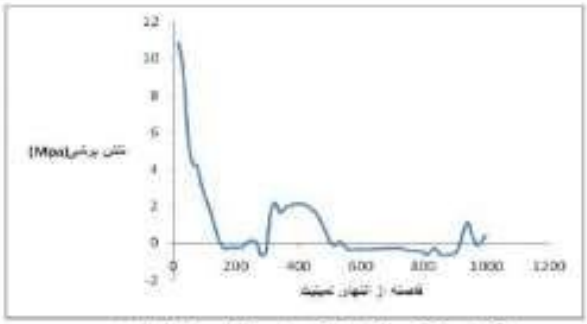
در شکل(۵)با مقایسه دو نمودار و اختلاف سختی بین دو حالت، به نظر می رسدکه علت این اختلاف وجود یک ناکاملی اولیه در محل استقرار بار متمرکز بر روی نمونه آزمایشگاهی است که در آزمایشات نیز منجر به اعمال نامتقارن بار بر نمونه گردید و از اوایل نمودار با جذب انرژی توسط بال فوقانی موجب کاهش سختی تیر شد. ناکاملی در نمونه آزمایشگاهی فقط٪۵ در ظرفیت نهایی اثر داشته و سختی سیستم را نیز کاهش می دهد. شکل(۶) که مربوط به نمودار نیرو-تغییرمکان در راستای عمود بر جان در مرکز پانل های مرکزی است، موید تطبیق نتایج المان محدود با نتایج بدست آمده از آیین نامه ی طراحی سازه های فولادی AISC-LFRD می باشد.

با توجه به نتایج حاصل از نمودارهای مربوط به نرم افزار المان محدود، آزمایشگاهی مربوط به نمونه ۱ و آئین نامه طراحی سازه های فولادی AISC-LRFD ، مشاهده می شود که هم خوانی خوبی بین نتایج وجود دارد که این می تواند دلیلی بر صحت نتایج حاصل از نرم افزار ABAQUS باشد.

بررسی عددی تاثیر تقویت بال کششی با لمینیت CFRP

برای بررسی تاثیر چسب، در حالت اول، نمونه (۳) از جدول شماره(۱) را با نرم افزار مدل سازی کرده و در حالت دوم همین نمونه را یک بار با اتصال CFRP بدون لغزش(Merge) و در حالت سوم با در نظر گرفتن لغزش، المان چسب را نیز در روند مدل سازی وارد می کنیم. بعد از بارگذاری و تحلیل مدل ها نتایج حاکی از آن بود که در حالت سوم ظرفیت بار بری نسبت به حالت دوم مقدار ناچیزی کاهش یافته و نمودارها تقریبا روی هم هستند، ولی ظرفیت باربری آن از مدل حالت اول بیشتر است. در شکل(۷) مقایسه ای میان ظرفیت باربری در سه حالت مذکور، تحت بارگذاری افزایشیRiks صورت گرفته است. از آنجایی که حالت سوم واقعی تر از حالت دوم می باشد ظرفیت باربری آن اندکی کمتر از حالت دوم می باشد در کل هر دو حالت دوم و سوم افزایش ظرفیت ٪ ۱۹ را نسبت به حالت اول نشان می دهد.

از نتایج مهم این تحلیل دستیابی به نحوه توزیع تنش های برشی طولی در محل اتصال CFRP به تیرورق است که ا زآن به عنوان تنش های چسبندگی نام برده می شود. با توجه به خروجی تحلیل حالت سوم نحوه توزیع این تنشها در عرض نوار CFRP، در قسمت انتهای لمینیت بصورت شکل(۸) است.



شکل۸- توزیع تنش های برشی طولی در المان چسب

توزیع-تنش-های-برشی

وجود یک تغییر ناگهانی در توزیع تنش ها در فاصله cm۳۰ از انتهای لمینیت به نظر میرسد که مربوط به نوع بار گذاری نقطه ای در این مدل باشد چون این تغییر ناگهانی در مرجع که مربوط به بارگذاری گسترده است دیده نشد. با این حال طبق شکل(۸) مشاهده می شود که تمرکز تنش ها در انتهای لمینیت اتفاق می افتد که این تنشها عامل وقوع پدیده جداشدگی می باشد. با بررسی بیشینه مقدار تنش برشی می توان گفت که ما جداشدگی بین CFRP و تیرورق نخواهیم داشت چون در این مدل مقاومت برشی چسب Mpa۱۸ میباشد که میتواند به سادگی تنش برشی Mpa 11 را تحمل کند.

نتیجه‌گیری:

- با بررسی نمونه های تقویت شده، با ضخیم تر شدن بال فوقانی، درصد افزایش ظرفیت نهایی تیرورق مقاوم سازی شده بیشتر می شود.
- در مورد روند تغییرات سختی سیستم مقاوم سازی با افزایش ضخامت بال فوقانی دقیقا نمی توان اظهار نظر کرد.
- با تقویت بال کششی، کمانش قطری جان تیرورق در بارهای کمتری نسبت به حالت تقویت نشده اتفاق می افتد.
- با بکار بردن لمینیت CFRP انعطاف پذیری در راستای قائم اندکی کاهش می یابد.
- مدل لایه چسب بین فولاد و لمینیت CFRPتاثیر چندانی در نتایج نداشت.
- نتایج نمونه آزمایشگاهی با دقت قابل قبول، موید نتایج آنالیز عددی و تئوری می باشد.

آغاز دهه شصت میلادی مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی آغاز گشت. یکی از اولـین روش‌های مقاوم‌سازی دورگیـری تیرها و ستون‌های بتنی با ورق‌های فولادی بود. این روش به دلایلی مانند اعمال وزن اضافی به سازه و سخت بودن اجرا امـروزه کمتـر مورداستفاده قـرار می‌گیرد. پیشنهاد دیگری که بعدازآن برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی ارائه گشت، اسـتفاده از پلیمرهـای الیاف مصـنوعی (FRP) بـود. اولـین مقالـه در رابطه با استفاده از این پلیمرها در سال ۱۹۷۳ ارائه گشت. اولین پل در سوئیس در سـال ۱۹۸۶ بـا FRP مقاوم‌سازی گشـت و به‌تدریج اسـتفاده از ایـن مصالح گسترش یافت به‌گونه‌ای که در آغاز هزاره سوم میلادی FRP تبدیل به مهم‌ترین مصـالح مقاوم‌سازی در سـطح جهـان گردیـد. خـواص بسـیار مناسب پلیمرهای الیاف مصنوعی و سادگی اجرای آن باعث گردیده است که مهندسان تمایل بسیاری به استفاده از آن داشـته باشـند. عـلاوه بـر ایـن تـوان FRP درترمیم سازه‌های بتنی در خمش و برش، همچنین توانایی درترمیم سازه‌های بنایی و ساختمان‌های باستانی بر محبوبیت این مصالح افزوده اسـت. در کنار همه مزایای فنیFRP قیمت تمام‌شده این مصالح نیز نسبتاً مناسب است. اگرچه امروزه FRP به پرکاربردترین مصالح مقاوم‌سازی در جهان تبدیل‌شده است، اما متأسفانه در ایـران مهندسـان از ایـن مصـالح شـناخت کافی ندارند و از آن به‌صورت بسیار محدود استفاده می‌شود. شاید یکی از دلایل این امر عدم اهمیت مقاوم‌سازی در ایـران باشـد. به‌هرحال بی‌تردید امروزه شناخت و ترویج فرهنگ مقاوم‌سازی و مصالح آن‌یکی از ضروری‌ترین مسائل مهندسی کشـور ماسـت. در ایـن تحقیـق سـعی گردیـده اسـت کـه وضعیت مقاوم‌سازی تیرهای T شکل تحت برش و خمش موردبررسی قرار گیرد.

خواص FRP

در حال حاضر FRP مصالحی است که معمولاً در بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی مورداستفاده قـرار می‌گیرد. گرچـه اخیـراً تحقیقـاتی بـر روی FRP به‌عنوان مسلح کننده اصلی بتن نیز انجام‌گرفته است اما بیشترین کاربرد اجرایی FRP تاکنون در شاخه مقاوم‌سازی بـوده اسـت. در این صورت ایـن مصالح در محاسبات اولیه مقاومت سازه موردمحاسبه قرار نمی‌گیرند بلکه عموماً جهت افزایش طول عمر سازه و تعمیر یا بهسـازی آن مورداستفاده قـرار می‌گیرند. اگرچه درترمیم سازه‌های بنایی نیز از FRP استفاده‌شده است، اما عموم کاربرد آن در تیرها، ستون‌ها و اتصالات بتنی می‌باشد. درمجموع FRP بانام کامل Fiber Reinforced Polymer نوعی کامپوزیت است که به آن پلیمر الیاف مصنوعی نیز می‌گویند.

کاربرد

برای مقاوم‌سازی به دو شکل لایه‌های پیوندی و میله‌های نزدیک به سطح (NSM) می‌باشد. هر دو مورد فـوق ازنظر فنـی غالـب مشخصـات بـتن را تقویت می‌نمایند ازجمله کارایی در کرنش‌های بالا را امکان‌پذیر می‌سازند و در برابر خستگی مقاومت زیادی ایجاد می‌کنند و دارای عمـر مناسـب می‌باشند. اغلب سازه‌هایی که از اوایل دهه هشتاد میلادی با FRP بهسازی شده‌اند نتایج قابل قبولی را ارائه داده‌اند بطوریکه امروزه بسـیاری از سازه‌های حیاتی با FRP مقاوم‌سازی می‌شوند. میله‌های نزدیک به سطح میله‌هایی از جنس FRP هستند که در نزدیکی سطح بتن جاسازی می‌شوند امـا لایه‌های پیوندی مانند باند دور تیر یا ستون بتنی پیچیده می‌شوند. این لایه‌ها از دو بخش متمایز الیاف و ماتریس تشکیل‌شده‌اند. الیاف عضو باربر سازه بـوده و بسـته به نوع، قطر فیبر آن ۵ تا ۲۵ میکرون می‌باشد و ماتریس الیاف‌ها را در محل و آرایش مطلوب نگه می‌دارد. الیاف‌ها که فاز تقویت‌کننده هسـتند قسـمت اصلی مقاوم‌سازی را بر عهده‌دارند و درواقع قسمت اعظم نیرو را تحمل می‌نمایند و بنابراین الیاف‌ها بایسـتی اسـتحکام کششـی بـالایی داشـته باشـند. امـا ماتریس پلیمری است که الیاف را در برمی‌گیرد و ضمن حفاظت الیاف از صدمات فیزیکی و شیمیایی، کار انتقال نیرو را به الیاف انجـام می‌دهد. ضـمناً همانند یک چسب الیاف را کنار هم نگه می‌دارد و البته گسترش ترک را محدود می‌نماید. عموماً به ماتریس قبل از سخت شدن رزین می‌گویند. اما جدا از بحث مقاوم‌سازی اخیراً کاربرد FRP به‌عنوان مسلح کننده اصلی بتن موردنظر محققان واقع گردیده است.

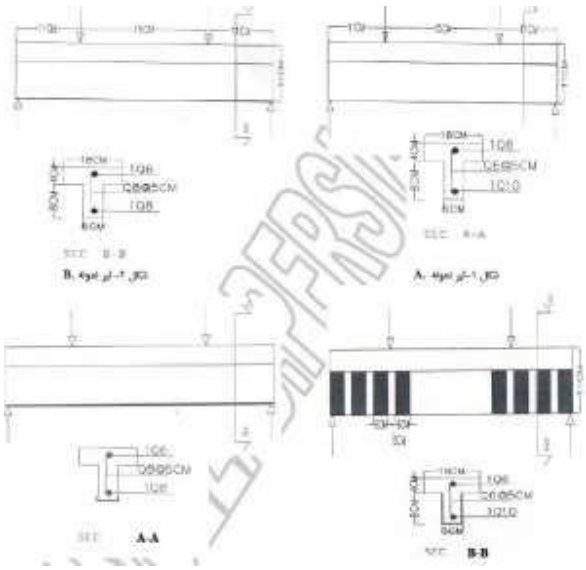
تقویت برشی و خمشی توسط الیاف

گسیختگی‌های برشی و خمشی از مهم‌ترین مدهای گسیختگی برای تیرهای تقویت نشده می‌باشند. گسیختگی خمشی عموماً بر گسیختگی برشی ارجح می‌باشد. زیرا که اولی نرم و دومی ترد می‌باشد. گسیختگی نرم اجازه می‌دهد که تنش بار توزیع شود و این خود می‌تواند هشداری برای کاربر باشد درصورتی‌که گسیختگی ترد باشد، می‌تواند به‌صورت ناگهانی سبب فاجعه گردد. در مقاوم‌سازی خمشی به کمک ورقه‌های خارجی FRP، نشان داده‌شده که شکل‌پذیری تیر نسبت به حالت مقاوم‌سازی نشده بسیار کمتر می‌باشد. بااین‌وجود این مد گسیختگی از گسیختگی برشی نرم‌تر می‌باشد بنابراین یک تیر مقاوم‌سازی شده باید دارای ظرفیت برشی کافی بوده به‌طوری‌که به ظرفت خمشی برسد. زمانی که یک تیر بتن‌آرمه دربرش ناقص باشد یا ظرفیت برشی آن از ظرفیت خمشی تیر کمتر باشد پس از انجام مقاوم‌سازی خمشی، مقاوم‌سازی برشی باید موردتوجه قرار گیرد. باید دانست که اندازه‌گیری ظرفیت برشی تیر مقاوم‌سازی شده بسیار مهم می‌باشد مقاوم‌سازی برشی، برخی مواقع نقشی کلیدی از استراتژی مقاوم‌سازی برای ساختمان‌های بتن‌آرمه را بازی می‌کند. اخیراً استفاده از نوارهای FRP برای تقویت خمشی و برشی بیشتر موردتوجه قرارگرفته است. در کنار سایر نتایج عالی FRP ها ازجمله مقاومت در مقابل خوردگی و مقاومت بالا در مقابل وزن کم انعطاف‌پذیری FRP ها جهت فیت شدن با سایر شکل‌ها و گوشه‌ها همواره برای مقاوم‌سازی سودمند واقع‌شده‌اند مطالعات بر روی مقاوم‌سازی برشی از سال ۱۹۹۰ شروع‌شده است.

نمونه‌های آزمایشگاهی

به‌منظور بررسی رفتار تیرهای T شکل بتنی تقویت‌شده به الیاف CFRP 4 تیر بتنی ساخته و تحت آزمایش قرار گرفتند، نمونه‌های آزمایشگاهی به دو گروه تقسیم شدند.

گروه اول شامل تیرهای A1 و A2 بودند که این تیرها دارای ضعف خمشی بودند. در گروه دوم تیرهای B1 و B2 بودند که ضعف این تیرها در برش بود. شکل‌های (۱) تا (۴) تیرهای A1 و B1 بدون تقویت مورد آزمایش قرار گرفتند و تیرهای A1 و B2 بسته به نیاز سازهای توسط ورق‌های CFRP تقویت شدند. بارگذاری توسط جک ۱۰ تنی تا مرحله شکست انجام گرفت. اطلاعات مربوط به کرنش و تغییر مکان وسط در هر مرحله از بارگذاری اندازه‌گیری و ثبت گردید. هدف از انجام این آزمایش‌ها، تعیین خمشی و برشی تیرهای تقویت‌شده با ورق‌های CFRP با رزین مناسب تحت بار استاتیکی و همچنین بررسی نوع شکست و علل شکست تیرها قبل و بعد از تقویت بود.



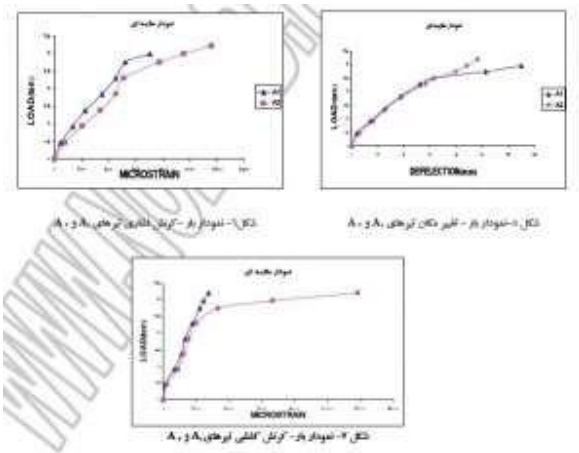
نمونه-های-تیر-Tشکل-مقاوم سازی-FRP

پس از چسباندن ورق‌های تقویتی، حداقل باید یک هفته منتظر ماند تا چسب به‌خوبی خود را بگیرد و بعد عمل بارگذاری را انجام داد که برای انجام ایـن آزمایش ۱۰ روز پس از تقویت اقدام به بارگذاری گردید. سیستم بارگذاری بر روی تیر A ۲ دقیقاً با تیر A1 به یک‌شکل انجام گرفت. در این تیر نیز نتایج کرنش‌سنج و تغییر مکـان وسـط تیـر بعـد از هـر مرحله بارگذاری ثبت شدند. که در شکل‌های (۵) تا (۷) مشخص‌شده است. اولین ترک ایجادشده در این تیر از نوع خمشی و بـه مقـدار ton۱,۳ بـوده که بیش از ۲ برابر تیر A 1 می‌باشد. همچنین اولین ترک برشی آن نیز در بار ton۱,۳ صورت گرفت که تقریباً برابر با تیر A 1 می‌باشد.شکست این تیر در بار ton۳,۴ اتفاق افتاد و نوع شکست آن نیز به‌صورت برشی بود و امتداد شکست آن از محل بارگذاری شـده به‌صورت مورب تا نزدیکی‌های تکیه‌گاه ادامه می‌یابد.

تیرهای گروه A

تیر A1: طراحی این تیر به صورتی انجام شد که ضعف این تیر در خمش باشد. مقاومت ۲۸ روزه نمونه مکعبی آن ۲۰ مگا پاسکال بود.

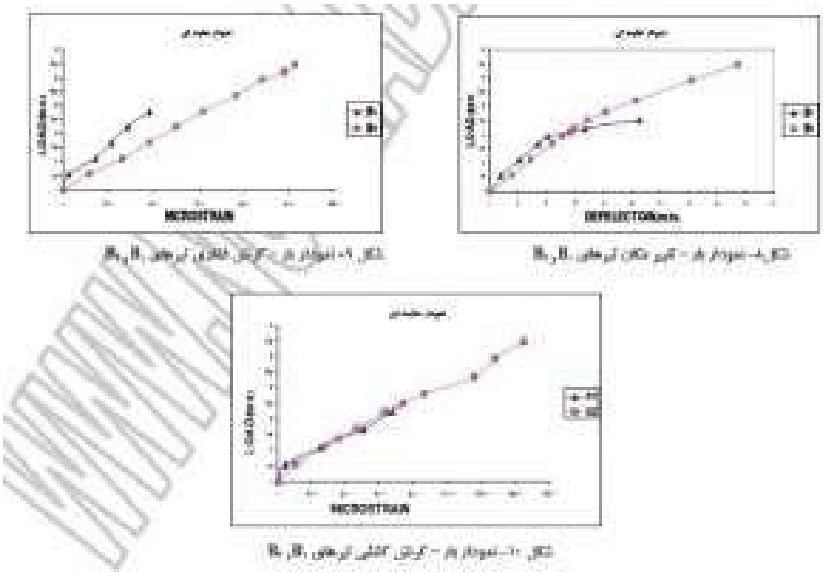
بارگذاری بر روی تیر A1 اعمال گردید. اولین ترک خمشی این تیر در بار ton۰,۶۰ مشاهده شد و با افزایش مقدار بار به ایـن تیـر، ترک‌های خمشی دیگری نیز در اطراف اولین ترک ایجاد گردید با ادامه بارگذاری، ترک‌های برشی نیز در تیر پدیدار شدند اولین تـرک برشـی در ton۱,۲ به وجود آمد که با ادامه روند بارگذاری، تعداد ترک‌های برشی افزایش یافت و همچنین عرض ترک‌های خمشی هم به میزان قابل‌توجهی افزایش یافـت تـا اینکـه دربار ton 2.6 این تیر گسیخته شد. شکست این تیر همان‌طور که انتظار می‌رفت از نوع خمشی بوده و بـه دلیـل جـاری شـدن میلگردهـای کششـی صـورت پذیرفت.



نمودار-بار-تغییر-مکان-کرنشی-مقاوم-سازی

تیرهای گروه B:

تیر: B 1 طراحی این تیر به صورتی انجام شد که ضعف آن در برش باشد. مقاومت ۲۸ روزه نمونه مکعبی آن ۱۸۰ مگا پاسکال بـود. بارگـذاری بـر روی تیـــر B1، مطـــابق تیرهـــای قبـــل صـــورت گرفتـــه کـــه بـــار اولـــین تـــرک خمشـــی آن ton۱,۰۱ می‌باشد. بـــا ادامـــه رونـــد بارگـــذاری، ترک‌هایی به‌صورت خمشی، برشی در بار ton۱,۳ ایجاد گردید که با افزایش بار، ترک‌های برشی نیز در تیر ایجاد گردید. با ادامه رونـد بارگـذاری، بـه تعدادترک‌های برشی اضافه گردید تا اینکه این تیر در بار ton۲,۶ گسیخته شد؛ و شکست این تیر همان‌طور که انتظار می‌رفت از نوع برشی بود.



نمودار-مقاوم-سازی-تیر-B

نتیجه‌گیری

- عمل تقویت برشی بر روی تیرهایی انجام گردید که به لحاظ پایین بودن مقاومت فشاری از مقاومت کششی کمی برخوردار بودند، لذا در این تیرها مقاومت رزین اپوکسی از مقاومت کششی بتن بیشتر بوده و قبل از اینکه CFRP گسیخته شود CFRP همراه با لایه‌ای از بتن از تیر جدا می‌شود که این شکست نامطلوب‌ترین نوع شکست تیرهای تقویت‌شده می‌باشد. علت این امر عدم استفاده از تمام ظرفیت برشی CFRP می‌باشد.

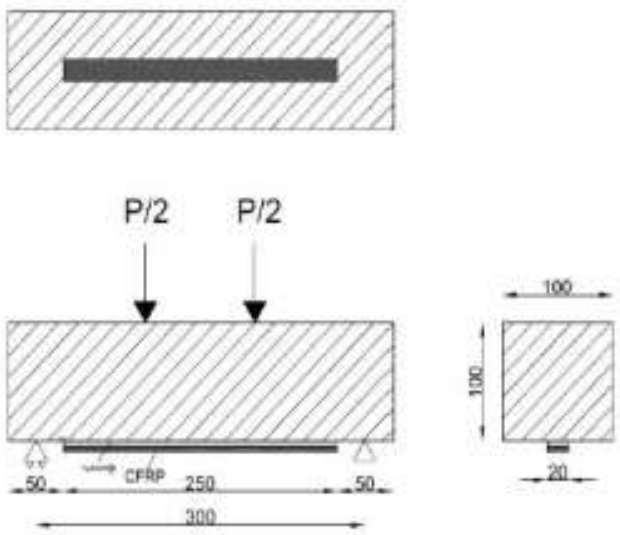
- شکل‌پذیری تیرهایی که تقویت خمشی و برشی بر روی آن‌ها انجام شد به مقدار اندکی کاهش یافت که این مقدار قابل صرف‌نظر کردن است.

- هرچقدر مقاومت فشاری بتن بیشتر باشد افزایش مقاومت باربری بیشتر می‌باشد.

- تغییر شکل تیر تقویت‌شده خمشی تقریباً برابر با تغییر شکل تیر تقویت نشده خمشی بوده که این برخلاف انتظار می‌باشد که دلیل آن ضعف مقاومت بتن در تیر تقویت‌شده نسبت به تیر تقویت نشده می‌باشد.

در تیرهای تقویت‌شده برشی شکست به‌صورت ترکی که از نقطه بارگذاری شروع‌شده و تا نزدیکی تکیه‌گاه ادامه‌دار می‌باشد و در این شکست‌ها نزدیک‌ترین قسمت ورق CFRP به تکیه‌گاه از تیر جدا می‌شود که می‌بایست در نزدیکی‌های تکیه‌گاه تمهیدات خاصی در نظر گرفت.

جمله پیشرفت های اخیر در صنعت مقاوم سازی، استفاده از روکش های تقویت کننده پلیمر های مسلح شده با الیاف (FRP)است که برای مقاوم سازی سازه های بتنی، فولادی، بنائی و حتی چوبی به کار گرفته میشود. پذیرش روش مقاوم سازی با سیستم FRP ارتباط نزدیکی با سطح اعتماد مهندسان سازه، مسئولان و کارفرمایان به این روش دارد. اعتماد کافی میتواند از طریق انجام آزمایش های استاندارد و درک بهتر رفتار سازه های تقویت شده با FRP در شرایط مختلف بدست آید. درک درست از رفتار سازه در شرایط عادی، دمای بالا ودمای پایین،برای پذیرش این روش ضروری است.



مشخصات-نمونه-تست

در سال ۲۰۰۳ میلادی،برای بررسی نیاز های تحقیقاتی در حوزه مواد FRP برای مقاوم سازی سازه های بتنی، کمیته ای تشکیل شد. در این بررسی ها مشخص شد که "دوام" و "مقاومت در برابر آتش" سیستم های FRP ،نیازمند بررسی های جدی است. یکی از جنبه های "دوام" این بررسی ها که ارتباط نزدیکی با مقاومت در برابر آتش دارد، اثر دمای بالا بر رفتار سازه های تقویت شده با FRP است.

در مطالعه ای دیگر که برای شناسایی و اولویت بندی اطلاعات مهم مرتبط با دوام ورق ها و میلگرد های FRP انجام شد، مشخص شد که اطلاعات موجود در رابطه با سازه های تقویت شده با FRP ،زمانی که در معرض دماهای بالا و یا چرخه های یخ و ذوب قرار می گیرند،بسیار اندک است.

در نشریه شماره ۳۴۵ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، اثر آتش سوزی روی سازه های تقویت شده با FRP بصورت یک بار ویژه بهشمار میرود که در آن سهم FRP در مقاومت، ناچیز در نظر گرفته میشود . این موضوع بدان معناست که پس ازنبود FRP ،سازه باید توانایی مقاومت در برابر بارهای وارده با ضرایب ایمنی مورد نظررا (ضرایب بار و مصالح) داشته باشد. اعتقاد بر این است که بدین ترتیب از ریزش ناگهانی سازه تقویت شده با FRP پس ازبین رفتن یک باره چسبندگی بین بتن و FR (بطور مثال در هنگام آتش سوزی و یا خرابکاری) جلوگیری می شود .

این پیشنهاد ها، مقدار حداکثرافزایش مقاومت حاصله را به تفاوت ضرایب ایمنی مربوط به ترکیب بارهای ویژه و ترکیب بارهای نهایی محدود می کند. در مطالعات صورت گرفته، مشخص شده است که چسبندگی موجود بین بتن و لایه FRP ،در نزدیکی و یا بالای دمای گذار شیشه ای چسب یعنی Tg ،از بین میرود. رفتار FRP های تقویتی میتواند تحت تاثیر تغییرات دمایی محیط بهره برداری، به دلیل اختلاف زیاد بین ضرایب انبساط دمایی بتن و FRP باشد. وجود این اختلاف، تنش های حرارتی در محل اتصال FRP با چسب وچسب با بتن را موجب می‌شود که بر رفتار سازه تاثیر می گذارد. علاوه بر این، مشخصات فاز های مختلف بتن، چسب، FRP و مرز بین آنها تحت تاثیر قرار می گیرند. گفته میشود که افزایش دما، تاثیرات منفی خاصی روی چسب موجود، حتی در دماهای پایین تر از دمای گذار شیشه ای چسب دارد.

هدف اصلی تحقیقاتی که نتایجش در این مقاله آورده شده است، درک صحیح از رفتار تیرهای بتنی مقاوم شده با CFRP انعطاف پذیر و سخت، تحت شرایط دمایی بالا و نیز یخ زدگی بوده است که با بکارگیری تیر های بتنی و چسباندن ورق های CFRP و تعیین مقاومت نهائی آنها در خمش، نوع شکست این نمونه ها نیز مورد بررسی قرارگرفت. بدین منظور ۲۴ نمونه تیر بتنی بدون آرماتور به ابعاد ۳۵۰×۱۰۰×۱۰۰ میلیمتر ساخته شدند. در این نمونه ها از سه رده مقاومتی بتن استفاده

وسپس با CFRP سخت وانعطافپذیر بصورت خمشی تقویت شده و تحت سیکل های تغییر دمایی 50+° C, 20-° C و C 80+° قرار گرفته و بوسیله دستگاه آزمون خمشی ۴ نقطه ای تست شده و با نمونه های شاهد قرار گرفته در محیط اتاق از نظر مقاومت نهایی، نوع شکست و غیره مقایسه شدند.

اثر گرما برخواص مواد

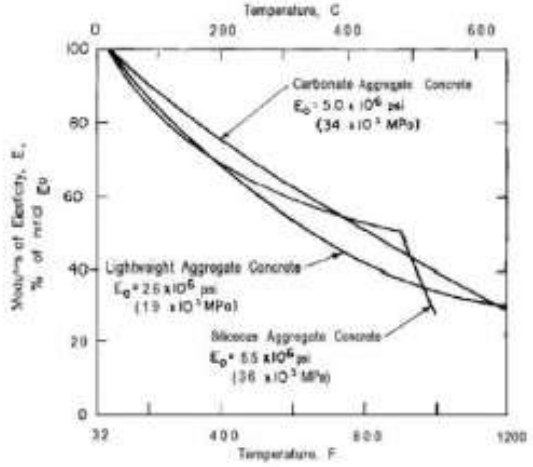
یک سازه بتنی مقاوم شده با FRP از موادی مانند بتن، میلگرد، FRP و چسب تشکیل شده است. بعضی از این مواد بیشتر تحت تاثیر حرارت قرار میگیرند، بویژه مشخصات چسب بطور قابل توجهی حدود دمای گذار شیشه ای تغییر می کند. دمای گذار شیشه ای دمایی است که در آن مواد بیشکل مانند شیشه یا پلیمرهایی با جرم مولکولی بالا، از حالات شکنندگی به حالات خمیری تبدیل می شوند.

بتن

اثر گرما بر خواص بتن توسط بسیاری از پژوهشگران مورد بررسی قرار گرفته و بعضی ها به این نتیجه رسیده اند که گرما منجر به تبخیر آب از بتن و تغییرات در ترکیب شیمیایی و ساختار فیزیکی آن میشود. معمولا این تغییرات محدود به خمیره سیمان هستند و سنگدانه ها تاثیر کمی می پذیرند. در دمای ۹۰ درجه سانتیگراد، مقاومت فشاری بتن به ۶۵ تا ۹۰ درصد مقاومت اولیه کاهش می یابد. این کاهش مقاومت عموما" به دلیل تبخیر آب آزاد بتن و از دست رفتن چسبندگی بین خمیره سیمان و سنگدانه ها به دلیل وجود اختلاف ضریب انبساط دمایی بین مواد است.

به همین منظور، در آئین نامه ((R89-216 ACI)2001))نمودارهایی برای کاهش مقاومت فشاری بتن در دماهای بالا بر اساس نوع سنگدانه های بکار رفته در بتن ارائه شده است.

همچنین گفته میشود مدول یانگ بتن با افزایش گرما به دلیل فقدان چسبندگی در ریز ساختارهای خمیره سیمان، کاهش مییابد. مقایسه نتایج تحقیقات مختلف انجامشده به دلیل تاثیرات رطوبت، خشک شدن بتن، بارگذاری اولیه و نرخ گرمادهی مشکل است. شکل(۱)اثر دماهای بالا برمدول یانگ بتن های ساخته شده با سه نوع سنگدانه را نشان میدهد. این اطلاعات از مطالعاتی بدست آمده است که در آن از یک روش اپتیکی استفاده شده است. همچنین نشان داده شده است که نوع سنگدانه و مقاومت بتن تاثیر قابل توجهی بر مدول یانگ بتن در دماهای بالا ندارند.



اثر-گرما-بر-مدول-یانگ-با-سنگ-دانه-مختلف

الیاف FRP

اطلاعات در مورد مشخصات FRP در دماهای بالا محدود است. به علاوه، اثر گرما بر خواص مواد تشکیل دهنده FRP در تولیدات مختلف تفاوت دارد، چون FRP از چند نوع الیاف (شیشه، آرامید و کربن) و چند نوع ماتریس (وینیل استر، پلی استر

و اپوکسی) تشکیل شده است. بویژه اینکه خواص ماتریس در دماهای بالا تغییر می کند که میتواند روی خواص FRP نیز تاثیر بگذارد. با افزایش دما، مقاومت انواع مختلف FRP ، کاهش می یابد. همچنین باور این است که کاهش مقاومت کششی مصالح FRP ،بیشتراز کاهش مقاومت الیاف است که دلیل آن وجود ماتریسی است که الیاف در آن قرار دارند.همچنین روابطی برای تاثیر دما بر مقاومت کششی انواع FRP پیشنهاد شده است. بر اساس این روابط، با اینکه مقاومت کششی CFRP و AFRP تا C۱۰۰۰ بدون تاثیر می ماند، مقاومت کششی GFRP با افزایش دما بطور ناگهانی کاهش می یابد.

چسب

اثرات گرما بر چسب هایی که برای چسباندن FRP به بتن استفاده می شوند مانند مواد ماتریس است، چون در اصل آنها مشابه هستند. چسب ها رفتار متفاوتی در مقابل گرما داشته و ضرایب انبساط حرارتی متفاوتی دارند. به هر حلا ضریب انبساط حرارتی چسب به مراتب پایین تر از مواد ماتریس است.

چسب مورد استفاده در این تحقیقات یک چسب دو جزئی است که رزین آن با نام تجاری اپیکوت۸۲۸ و جزء سخت کننده آن با نام تجاری اپیکور شناخته میشود . رزین اپوکسی بر پایه دیگلیسریل اترفنول و اف۲۰۵ سخت کننده بر پایه جزء عمل آورنده آمینی است. طبق اطلاعات کارخانه تولید کننده چسب، نسبت استوکیومتری اختلاط این دو جزء بصورت ۵۸ جزء عمل آور به ازای ۱۰۰ واحد وزنی رزین اپوکسی است.

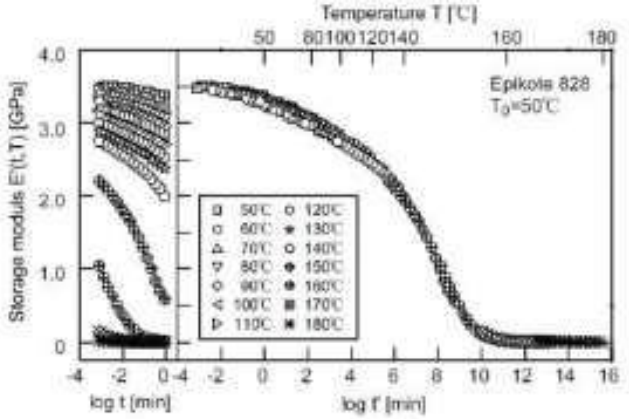
یکی از محققین تحقیقات گسترده ای بر روی دمای گذار شیشهای و همچنین مدول الاستیسیته اپوکسی مورد نظر با تغییر نسبت جزء سختکننده انجام داده است. او این پارامترها را به عامل نسبت(r)مربوط کرده است. مقادیر مختلف نسبت اختلاط و r مربوط به هر کدام در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱: نسبت نمونه های رزین اپوکسی اپیکوت ۸۲۸ و جزء سخت‌کننده اپیکور اف ۲۰۵[۱۱]

نسبت اپوکسی معادل با آمین (r)*	جرم اپیکوت ۸۲۸ (گرم)	جرم اپیکور اف ۲۰۵ (گرم)	حجم آمین (قسمت در صد)*
۰/۵	۳۱/۰	۹/۰	۲۹/۰
۰/۶	۲۹/۷	۱۰/۳	۳۴/۷
۰/۷	۳۲/۰	۱۳/۰	۴۰/۶
۰/۸	۲۴/۰	۱۱/۰	۴۵/۸
۰/۹	۲۹/۶	۱۵/۴	۵۲/۰
۱/۰	۲۵/۳	۱۵/۰	۵۹/۲
۱/۲	۲۳/۹	۱۶/۶	۶۹/۵
۱/۳	۲۲/۹	۱۷/۳	۷۵/۵

نسبت-نمونه-ها-رزین-اپوکسی

دمای گذار شیشه ای می تواند با افزایش سیکل های دمایی افزایش یابددر این ارتباط، اثر دما بر روی چسب مورد استفاده در این تحقیقات نیز در شکل (۴)آورده شده است.

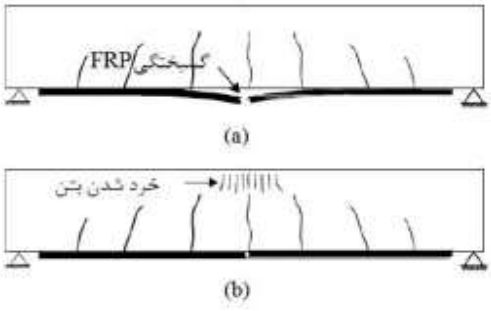


اثر-گرما-بر-مدول-یانگ

گسیختگی سازه های بتنی مقاوم شده با FRP درخمش

برای پی بردن به اثرات دمای بالا و پائین بر عملکرد سازه های بتنی مقاوم شده با FRP ،باید رفتار سازه های مقاوم شده با FRP در دماهای عادی مورد توجه قرارگیرد. بطور کلی حالات گسیختگی این سیستم هارا می توان به گسیختگی خمشی، گسیختگی برشی و جداشدگی لایه های FRP از بستر بتنی تقسیم نمود. گسیختگی خمشی و برشی یک تیر همان حالات گسیختگی معمول در سازه های بتن مسلح معمولی است

حالات اول گسیختگی خمشی معمولا جاری شدن فولاد به دنبال گسیختگی FRP(شکل۵(a))حالات دوم گسیختگی خمشی جاری شدن فولاد به دنبال خرد شدن بتن یا خرد شدن بتن بدون جاری شدن فولاد(شکل۵(b))و حالات سوم گسیختگی خمشی گسیختگی خمشی، جداشدگی لایه FRP است.



شکل ۵: گسیختگی خمشی در اثر گسیختگی FRP (a) وخرد شدن بتن (b)

گسیختگی-خمشی-مقاوم-سازی-خرد-شدن

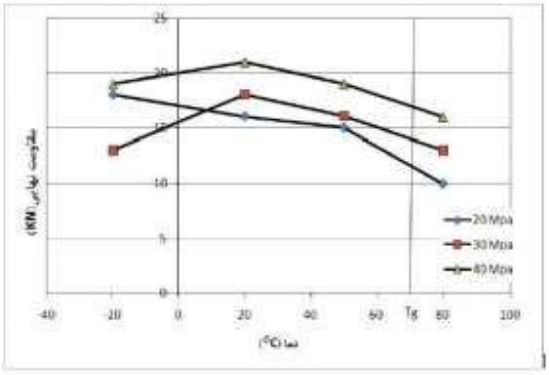
مراحل ساخت نمونه ها

پس از انجام دانه بندی و طرح اختلاط بتن مورد نظر، برای هر رده مقاومتی، در یک مرحله قلاب های آماده شده در سه لایه پر شده و هر بار با ۲۵ ضربه متراکم شدند. همچنین به دیواره های قلاب با چکش پلاستیکی ضربه هایی وارد آمد تا تراکم مناسب حاصل شود. سپس قلاب ها روی میز لرزان قرار داده شدند و بوسیله ماله و یا خط کش فلزی سطوح بالایی تسطیح شدند. قلاب ها در شرایط آزمایشگاهی به مدت ۲۴ ساعت باقیمانده و سپس قلاب ها به آرامی باز شده و اطلاعات مربوط به تاریخ و مقاومت هر نمونه روی آن نوشته شده و به حوضچه آب انتقلا یافته و به مدت ۲۸ روز عملآوری شدند.

پس از ۲۸ روز نمونه ها از آب خارج شدند تا سطح آنها خشک شده و برای چسباندن CFRP آماده شوند. قبل از چسباندن ورقه های CFRP ،سطح بتن بوسیله سمباده برقی برای از بین بردن لایه ضعیف رویی و گرد و غبار آماده شدند. سپس ورقه های CFRP به ابعاد مورد نظر بریده و با بکارگیری چسب مربوطه که شامل مخلوطی از مولفه های رزین اپوکسی و سختکننده با اوزان توصیه شده می شدند، چسبانده شده و به مدت یک هفته، برای عمل آوری چسب در محیط آزمایشگاه نگهداری شدند.برای اعمال شرایط یخ زدگی به نمونه های تیرهای تقویت شده با CFRP از ، استاندارد دستورلاعمل ASTM C884/C884M-98 استفاده شد. بر اساس این دستورلاعمل، پس از عمل آوری اپوکسی، نمونه ها در معرض ۵ سیکل تغییر دما بین 25° C تا 21- C° قرارداده می شوند. بنابراین پس از عمل آوری چسب اپوکسی، تیر های تقویت شده به مدت ۲۴ ساعت، درون فریزر با دمای C°-21 و سپس به مدت ۲۴ ساعت در دمای اتاق (23±1 C °)قرار گرفت. این روند یک سیکل آزمایش را تشکیل میدادندبرای اعمال شرایط دمای بالا نیز نمونه های تیر های تقویت شده، به همان ترتیب با ۵ سیکل ۴۸ ساعته در درون اون قرار گرفت. برای یک سیکل نمونه هابه مدت ۲۴ ساعت در دمای ۵۰ ویا ۸۰ درجه و سپس به مدت ۲۴ ساعت در دمای اتاق قرار داده میشوند. درون اون، سطح تقویت شده با CFRP رو به بالا قرار داده شدند.

مقاومت نهایی به عنوان تابعی از درجه حرارت

با مشاهده نتایج حاصل از انجام آزمون خمشی بر روی تیرهای تقویت شده با CFRP که در **شکل های ۱۵ و ۱۶** نشان داده شدهاند، مشخص است که در نمونه های قرار گرفته در دمای بالاتر از دمای اتاق، کاهش مقاومت نهایی رخ داده است. همچنین مشاهده میشود که این کاهش مقاومت، در نمونه های تقویت شده با ورقه های CFRP انعطافپذیر در دمای C 80° +نسبت به دمای 50+° C بیشتر است. همچنین ملاحظه میشود که در نمونه های تقویت شده با CFRP سخت، این کاهش مقاومت با شیب کمتری ادامه مییابد. همچنین پیداست که مقاومت نهایی مربوط به دمای 20° C ،-نسبت به مقاومت متناظردردمای اتاق، افزایش مقاومت را در نمونه های با مقاومت فشاری 19.68 MPa و کاهش مقاومت نهایی را در نمونه های با مقاومت فشاری 30.75 MPa و 39.55 MPa را نشان می دهد.



مقاومت-نهایی-تیر-های-تقویت-شده-باCFRP-در-مقابل-دما

نتیجه گیری

از مباحث بالا می توان نتیجه گرفت که گرما هم بر روی مقاومت نهایی و هم بر روی نوع رفتار گسیختگی تیر های بتنی تقویت شده با CFRP تاثیر میگذارد. تصور اینست که تاثیر افزایش دما بر روی پخش تنش برشی در بتن، ناشی از سه عامل مهم: گسترش تنش های حرارتی در نتیجه اختلاف ضریب انبساط حرارتی، کاهش سختی چسب و کاهش مقاومت چسبندگی سطح تماس چسب-بتن، در دماهای بالا است.

همچنین می توان گفت که میزان کاهش مقاومت نهایی در دمای C °+80 نسبت به مقاومت نهایی در دمای اتاق، با بالا رفتن رده مقاومت بتن کاهش یافته و مقدار کاهش مقاومت نهایی در دمای اتاق تا رده مقاومتی MPa30.79 افزایش یافته و پس از آن کاهش می یابد. تیرهای تقویت شده با CFRP انعطاف پذیر، در هر سه رده مقاومتی بتن، نسبت به تیرهای تقویت شده با CFRP سخت، در دماهای C °+20 و C °+50 مقاومت نهایی بالاتری از خود بروز دادند.

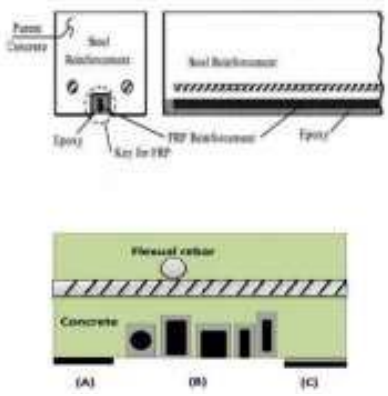
تیرهای تقویت شده با CFRP قرار گرفته در دمای C °+50 و C °+80 در هر سه رده مقاومتی بتن و هر دو نوع CFRP ،مقاومت نهایی کمتری داشتند. نمونه های با CFRP انعطافپذیر با رده مقاومتی بتن MPa 19.68 که در دمای C°-20قرار گرفته اند، مقاومت نهایی بالاتری را نسبت به نمونه های دمای اتاق نشان دادند که میتواند ناشی از کنش تنش های حرارتی بر خلاف تنش های بارگذاری باشد. این مسئله در نمونه های با رده مقاومتی MPa 30.79 و MPa 39.55 دیده نمیشود که احتمالا ناشی از مشارکت کمتر تنش های حرارتی در مقاومت برشی کلی است، ولی نمونه های مقاوم شده با CFRP سخت که در دمای C°-20قرار گرفته اند، در هر سه رده مقاومتی بتن، مقاومت کمتری از خود نشان دادند.

روند شکست تیرهای بتنی مقاوم شده با CFRP انعطافپذیر بدین صورت است که در دماهای C °-+20 جداشدگی CFRP ،لایه نازکی از بتن چسبیده به لایه چسب باقی می ماند (گسیختگی در بتن) در حالیکه در دمای C°50 +و C°80 +پس از جداشدگی، بتن خیلی کمتری باقی می ماند (گسیختگی بین سطحی چسب-بتن)

روند شکست تیرهای بتنی مقاوم شده با CFRP سخت بدین صورت است که در دماهای C °20 -و C °20 +پس از جداشدگی CFRP ،لایه نازکی از بتن چسبیده به لایه چسب باقی می ماند (گسیختگی در بتن)، در حالیکه در دمای C °50 +پس از جداشدگی بتن خیلی کمتری متصل یه چسب روی CFRP باقی مانده (گسیختگی بین سطحی چسب- بتن) و در دمای C °80 +پس از جداشدگی هیچ بتن و چسبی روی CFRP باقی نمی ماند (سیختگی بین سطحی چسب-CFRP)

در دمای v 20 +در هر سه رده مقاومتی بتن، نتایج آزمایشگاهی تیر های مقاوم شده با CFRP انعطافپذیر تطابق بهتری با مقاومت بدست آمده از روابط آئین نامه های ACI440-۰۲ و نشریه ۳۴۵ نشان دادند. در دماهای C °50 +و C °80 ،+در هر سه رده مقاومتی بتن، نتایج آزمایشگاهی تیر های بتنی مقاوم شده با CFRP سخت، تطابق بهتری با مقاومت بدست آمده از روابط آئین نامه های ACI-02۴۴۰ و نشریه ۳۴۵ نشان دادند. در دمای C °20 -در هر سه رده مقاومتی بتن، نتایج آزمایشگاهی تیر های بتنی مقاوم شده با CFRP سخت، تطابق بهتری با مقاومت بدست آمده از روابط آئین نامه های ACI-02۴۴۰ نشان دادند

مقاوم سازی سازه های بتن مسلح با استفاده از الیاف تقویت کننده پلیمری در مقایسه با سایر روش های مقاوم سازی به دلیل رسیدن به مقاومت بیشتر در ازای زحمت کمتر و بدون تغییر باقی ماندن ابعاد و شکل سازه پس از مقاوم سازی، به عنوان روشی متداول در سرتاسر جهان پذیرفته شده است. نسبت بالای مقاومت به وزن، مقاومت دربرابر خوردگی و حمل و نصب آسان، مواد تقویت کننده پلیمری را به عنوان گزینه ای مورد توجه در بسیاری از پروژه های مقاوم سازی مطرح کرده است. اخیرا روش جدیدی به منظور تقویت سازه های بتن مسلح به کمک مصالح تقویت کننده پلیمری به نام "روش نصب در نزدیکی سطح/ روش نصب سطحی مطرح شده است.کاربرد این روش ها با توجه به معضل خوردگی مصالح جایگزین فولاد در بتن تحت شرایط مهاجم و افزایش توان مقاومتی سازه های بتنی، افزایش یافته اند، که در میان شیوه های مورد استفاده می توان "روش نصب سطحی" به صورت کار گذاشتن میلگرد یا تسمه در شیارهای تعبیه شده را معرفی کرد. در این تحقیق سعی گردیده تا با معرفی کامل "روش نصب سطحی" به عنوان روشی موثر و مناسب در مقاوم سازی سازه های بتنی با مصالح کامپوزیت، مزیت های آن در مقایسه با "روش تسلیح با اتصال خارجی نشان داده شده است.و تحقیقات انجام شده بر کاربرد این روش در زمینه های مختلف مقاوم سازی مورد اشاره قرار گیرند. نتایج حاصل از این بررسی نشان داد که افزایش مقاومت در روش نصب سطحی بیش از روش تسلیح با اتصال خارجی است و از طرفی کاربرد این روش، نگرانی های موجود در خصوص جداشدگی الیاف تقویت کننده را نیز مرتفع می سازد.



مقاوم-سازی-به-روش-نصب-سطحی

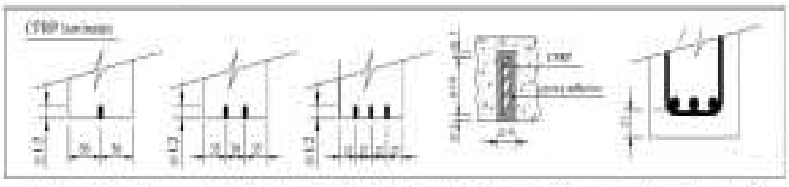
تلاش محققان در سال های اخیر در راستای مقاوم سازی به منظور تقویت ساختمان های فرسوده و یا به خاطر بالا بردن ظرفیت خمشی اعضای بتنی باعث ارائه راهکارهای جدیدی در علم مهندسی ترمیم سازه ها شده است، که با جایگزینی شیوه های جدید مقاوم سازی در جهت سهولت مقاوم سازی و بالا بردن ظرفیت سازه ها، باعث شده تا مهندسین سازه به استفاده از سیستم های پلیمری تقویت شده با الیاف تقویت کننده پلیمری روی بیاورند.

تعمیر یک سازه بتنی در زمانی که اجزای آن قادر به تامین سرویس دهی یا مقاومت لازم نباشند، اشتباه در ساخت و یامحاسبات ویا به دلیل قصور عوامل ذیربط و نبود کیفیت لازم برای مصالح و اجراء امری ضروری است. از دیدگاه عملی می توان گفت سازه ها بر اساس اصول و ضوابط حال حاضر آیین نامه های طراحی، اجراء نشده اند، لذا امکان مقاوم سازی این قبیل سازه ها به لحاظ زمان ، هزینه و راهکار اجرایی وجود ندارد. بنابراین راه حل مناسب برای موضوع مقاوم سازی به روش نوین توسط الیاف تقویت کننده پلیمری می باشد. روش های مقاوم سازی متعددی، بسته به نوع ساختمان و شرایط مورد نظر، توسعه داده شده اند. به طورسنتی تعمیر یا بازسازی سازه های بتنی به کمک چسباندن ورقه های فولادی انجام شده است.

این روش دارای دو اشکال مشخص و اثبات شده می باشد.

الف: ورقه های فولادی در معرض خوردگی و جداشدگی می باشند.

ب: وزن ورقه های فولادی در تیرهای با دهانه زیاد ایجاد مشکل می نماید.



شکل ۱- مقاوم سازی به روش "نصب سطحی" با استفاده از انواع نسمه های الیاف پلیمری تقویتی کربنی[۱۸]

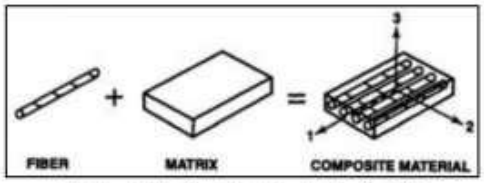
مقاوم-سازی-به-روش-نصب-سطحی-NSM

معرفی مواد الیافی مقاوم پلیمری

کامپوزیت ها (مواد مرکب)، دسته ای از مواد هستند که همان طور که از نام آنها بر می آید، از اجزا مختلفی تشکیل یافته اند. به طور کلی الیاف تقویت کننده پلیمری از دو جزء تشکیل شده اند که اجزای این ماده مرکب را می توان در شکل (۴) مشاهده نمود. جزء اول که قانواسمت باربر آن محسوب می شود، الیاف هستند. این جزء کاملا ارتجاعی رفتار می کند، شکننده هست و مقاومت کششی بسیار بالایی دارند. قطر این الیاف بسته به نوع آنها در محدوده ۵ تا ۲۵ میکرون قرار دارد. جنس الیاف می تواند از شیشه، کربن، آرامید، یا وینیل باشد که الیاف ساخته شده با هریک از این مواد را به ترتیب از نوع شیشه،

کربن،آرامیدوالیاف بازالتی می نامند. تصویر این الیاف در شکل(۳) قابل مشاهده است. در بین انواع ذکر شده، جنس کربن آن به خاطر خواص بهتر نسبت به سه دسته دیگر، دارای بیشترین کاربرد است. الیاف بکار رفته در نوع کربنی، با نام شیمیایی پلی از خود نشان می دهند. جزء دوم آکریلونیتریل، مقاومت بسیار بالایی دارند، به طوری که مقاومتی نزدیک به ۴۰۰۰ Mpa از خود نشان می دهند. ساختار این الیاف، چسب یا رزین است. این جزء که به عنوان یک محیط چسبنده الیاف را در کنار هم نگه می دارد، نقش چندانی در باربری ندارد.چسب های موجود در ساخت این الیاف از دو نوع ترکیب ترموست ۱ و ترموپلاستیک ۲ ساخته می شوند.مقاومت این الیاف در برابر خوردگی با هیچ ماده ای قابل مقایسه نیست. این خصیصه از الیاف تقویت کننده پلیمری آنها را به عنوان جایگزین مناسبی برای فولاد در بتن مطرح ساخته است.

شکل ۳- انواع مختلف پلیمرهای تقویتی از نظر جنس



شکل ۴- اجزای یک ماده مرکب (کامپوزیت)

انواع-مختلف-پلیمر-های-مقاوم-سازی

اجرای-یک-ماده-مرکب

رزین (ماتریس) را می توان از مخلوط های ترموست و یا ترموپلاستیک انتخاب کرد. رزین های ترموست با اعمال حرارت سخت شده و دیگر به حالت مایع یا روان در نمی آیند در حالی که رزین های ترمو پلاستیک را می توان با اعمال حرارت، مایع کرده و با اعمال برودت به حالت جامد در آورد. به عنوان رزین های ترموست می توان از پلی استر، وینیل استر و اپوکسی و به عنوان رزین های ترموپلاستیک از پلی وینیل کلرید ، پلی اتیلن و پلی پروپیلن نام برد. الیاف پلیمری تقویت شده، نوعی ماده کامپوزیت متشکل از دو بخش فیبر یا الیاف تقویتی است که به وسیله یک ماتریس رزین از جنس پلیمر احاطه شده است. الیاف تقویت کننده پلیمری به روش پلی اکریلونیتریل ساخته می شوند و میلگردها و پروفیل ها به روش پالتروژن تولید می گردند که در این روش دسته های الیاف پس از آغشته شدن با رزین پس از عبور از یک قالب در کنار هم قرار گرفته و یک پروفیل دارای مقطع ثابت را به وجود می آورند. محصولات پلیمری مورد استفاده در سازه ها به شکل ورق های الیاف تقویت کننده پلیمری، میلگردهای کامپوزیت، شبکه های آماده کامپوزیتو پروفیل های کامپوزیت با الیاف تقویت کننده پلیمری وجود دارد. از این محصولات برای ساخت و تقویت سازه ها استفاده می شود.

معرفی روش تسلیح با اتصال خارجی

روش تسلیح با اتصال خارجی، رایج ترین روش تقویت سازه های بتن آرمه می باشد. در این روش بعد از آماده سازی سطحی از ورقه های تقویت کننده ی پلیمری به وسیله ی چسب در وجه کششی بال استفاده می شود. در طول دهانه، نظیر الیاف قرار گرفته در جهت عمودی وبه صورت یو شکل در اطراف سطح مقطع تیر و همچنین فرآیند آماده سازی سطحی نظیر زبرسازی سطح با جت آب، هوا و یا ماسه پاشی می توانند پدیده جداشدگی را تا حدودی به تعویق بیندازند.در این روش ابتدا باید سطح مورد نظر را با انجام یکسری عملیات، جهت نصب کامپوزیت ها آماده کرد. این عملیات عبارتند از: تسطیح سطوح عضو سازه، تخریب قسمت های آسیب دیده از حملات شیمیایی، تمیز کردن سطح عضو، زدودن سطح عضو از روغن و رطوبت و آغشته کردن سطح عضو به بتون.

نتیجه گیری:

به طور کلی مزایا و معایب روش تسلیح با اتصال خارجی به شرح زیر می باشد:

مزایای روش تسلیح با اتصال خارجی:

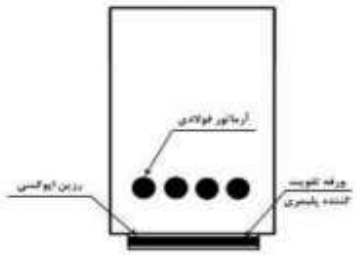
نصب آسان، هزینه اجرای پایین، استفاده فوری از سازه تقویت شده.

معایب روش تسلیح با اتصال خارجی:

– مود شکست ترد به دلیل جداشدگی زودرس ورقه تقویت کننده پلیمری از سطح بتن، که سبب می شود این مصالح به مقاومت نهایی کششی خود نرسند و نتوان از تمام ظرفیت باربری این سیستم استفاده شود.

– با توجه به اینکه در این روش، مصالح کامپوزیت در سطح خارجی نمایان هستند، آسیب پذیری آنها تحت تاثیر عوامل محیطی نظیر چرخه های حرارت / یخ زدگی، ضربه های مکانیکی، محیط های اسیدی و قلیایی، آتش سوزی، خرابکاری و پرتوهای فرابنش وجود دارد.

تغییر ظاهر سازه پس از مقاوم سازی که در شکل(۶) این موضوع قابل مشاهده است.



شکل ۶- مقطع تقویت شده به روش تسلیح با اتصال خارجی

مقطع-تقویت-شده-مقاوم-سازی

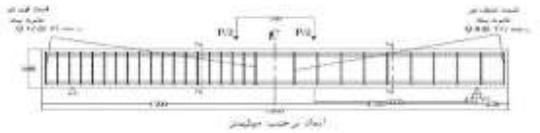
یکی از مهم‌ترین کاربردهای الیاف پلیمری FRP استفاده برای مقاوم‌سازی تیرها و اعضای بتنی و صفحات جانبی تیر برای افزایش ظرفیت برشی تیرها می‌باشد. در سال‌های اخیر مطالعات و آزمایش‌ها وسیعی در عرصه استفاده از تقویت برشی سازه‌های بتنی به روش " تسلیم بااتصال خارجی " EBR صورت گرفته است که موجب پیشرفت‌های زیادی در آنالیز و مدل‌سازی این روش گردیده است.

یکی از متداول‌ترین روش‌های تقویت سازه‌های بتن آرمه، استفاده از ورق‌های تقویتی FRP جهت بالا بردن مقاومت خمشی وبرشی اعضاء بتنی می‌باشد. نسبت بالای مقاومت به وزن, مقاومت در برابر خوردگی و حمل و نصب آسان، مواد FRP را به‌عنوان گزینه‌ای موردتوجه در بسیاری از پروژه‌ها مطرح کرده است. مدول الاستیسیته ورق‌های FRP با بتن تفاوت زیادی دارد که این مسئله منجر به جداشدگی سریع صفحات تقویتی از سطح بتن می‌گردد. به‌طوری‌که اگر روش مرسوم آماده‌سازی سطحی EBR برای اتصال این صفحات به کار گرفته شود، استفاده از مقاومت نهایی ورق‌های FRP بسیار مشکل است. برای این منظور روش‌های جدیدی جهت تقویت تیرهای بتنی مطرح گردید که مؤثرترین این روش‌ها روش "نصب در نزدیک سطح "NSM که بر اساس ایده‌ی کار گذاشتن مصالح مقاوم کننده در شیارهای تعبیه‌شده در سطح تیرها شکل‌گرفته است.

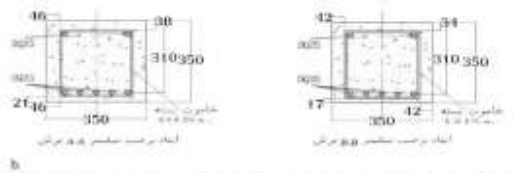
این مقاله شرح برنامه آزمایشگاهی جهت آزمایش تیر بتنی RC 5در مقیاس واقعی و در شرایطی کاملاً کارگاهی جهت شناخت بهتر ظرفیت و رفتار تیرهای بتنی RCتقویت‌شده به روش NSM دربرش و مقایسه ظرفیت و رفتار این تیرهای تقویت‌شده با روش EBR را در این روش تقویت بیان نماییم. پارامترها و متغیرهای در نظر گرفته‌شده برای این آزمایش عبارت‌اند از:

نحوه پوشش و تقویت تیرهای RC و فاصله قرارگیری میلگردهای FRP و همچنین فاصله قرارگیری این میلگردها با در نظر

گرفتن شرایط کارگاهی می‌باشد. همه تیرهای تقویت‌شده افزایش مقاومتی را نسبت به تیر کنترل از خود نشان دادند که به‌تفصیل در ادامه به آن خواهیم پرداخت.



هندسه-طرح-مقاوم-سازی-الیاف-شیشیه



مشخصات-تیر-های-بتنی-مقاوم-سازی

برای انجام این آزمایش تیر بتنی RCبه طول ۳۹۹mmو با مقطع عرضی مستطیلی و به ابعاد ۳۴۹mm ×349mmشکل در نظر گرفته شد.

همگی تیرها توسط آرماتور طولی در بخش خمشی به نحوی طراحی و ساخت گردید که مکانیزم غالب شکست تیرها مکانیزه برشی گردد. برای همین منظور ۴عدد میلگرد ۲۴mmدر قسمت کششی تیر و ۲عدد میلگرد ۲۴mmدر بخش فشاری تیر استفاده گردید شکل . بخش برشی تیر که متشکل از دو ناحیه از خاموت فولادی بسته می‌باشد، ناحیه کنترل ۳شکل مقطع Aکه نصف تیرها و ناحیه قوی ۵شکل مقطع Bنصف دیگر تیرهای مورد

آزمایش را تشکیل می‌دهد علت این تقسیم‌بندی صرفه‌جویی در میزان میلگرد GFRPمصرفی در آزمایش می‌باشد. در این آزمایش تنها بخش کنترل تیرها با FRPتقویت‌شده و استرین گیج های کنترل در آن بخش نصب شد. طراحی صورت گرفته برای سیستم برشی تیر با توجه به دو ناحیه برشی تیر شامل خاموت بسته میلگرد ۸mmدر فواصل ۱۷۵mmدر ناحیه کنترل شکل مقطع Aو خاموت بسته میلگرد ۱۲mmدر فواصل ۷۵ mmدر ناحیه قوی شکل مقطع Bمی‌باشد. ضخامت بتن و پوشش‌های در نظر گرفته‌شده در شکل نشان داده‌شده است.یکی از تیرها بدون تقویت و تیر دیگ ۳ر در ناحیه ضعیف تقویت برشی شده‌اند. متغیرهای آزمایش عبارت‌اند از:**سیستم آزمایش** : **FRP**توجه این تحقیق به تقویت برشی تیر به روش NSMمی‌باشد لذا ۲تیر به روش NSMتقویت‌شده و به‌منظور مقایسه بین این روش و روش تقویت خارجی EBRیکی از تیرها به روش پوشش دورتادور U-Warpو با توجه به آیین‌نامه‌های مربوطه با CFRP تقویت‌شده است.**زاویه قرارگیری میلگردهای NSMبا توجه به محور تیر** : دو زاویه ۰۹درجه Vertical Reinforcementو ۵۴درجه جهت قرارگیری میلگردهای NSMدر نظر گرفته‌شده است.**فاصله قرارگیری میلگردهای : NSM**فواصل قرارگیری میلگردهای NSMعبارتند از : ۷۳ mmبرای میلگردهای ۰۹درجه و ۱۴۵ mmبرای میلگردهای ۵۴درجه که همه این اندازه‌ها نسبت به محور تیر می‌باشد. نوع رزین مورداستفاده برای همه تیرها از یک نوع بوده و جزء متغیرها محسوب نمی‌گردد.کدهای تیر متشکل از دو پارامتر بوده که قسمت اول نمایانگر نوع تقویت برشی که UWنمایانگر پوشش پوشَنی شکل توسط ورق CFRPو علامت NSنشان‌دهنده تقویت به روش NSMمی‌باشد. قسمت دوم بیانگر زاویه قرارگیری میلگردها و الیاف پلیمری می‌باشد.

سطح تیری که با روش EBRتقویت‌شده است کاملاً آماده‌سازی شده و خلل و فرج‌های باقی‌مانده نیز توسط بتونه اپوکسی پرشده و دوباره سطح آن پرداخت گردید تا سطحی کاملاً صاف و پرداخت‌شده و آماده جهت نصب ورق CFRPداشته باشیم. تیرهای که با میلگردهای NSM تقویت‌شده‌اند برای جاسازی میلگردها از شیارهای به عرض ۲۹میلیمتر و عمق ۵۹میلیمتر استفاده گردید که = bعرض شیار ، = aعمق شیار می‌باشد. قبل از جاسازی میلگردها نیز ابتدا سطح این شیارها کاملاً پرداخت گردیده و سپس با جاسازی میلگردهای ۲میلیمتر آجدار GFRPدر داخل این شیارها توسط رزین پر گردید.

تیرها بر روی تکیه‌گاه ساده و تحت بارگذاری ۵نقطه‌ای قرارگرفته و دهانه خالص بارگذاری ۲۶۹۹میلیمتر بوده و دهانه برشی در طرفین میلی‌متر ۹۹۹ می‌باشد. شکل سه عدد LVDTجهت ثبت میزان خیزهای ایجادی در وسط دهانه و dاز بر تکیه‌گاه در ناحیه کنترل و ناحیه قوی نصب‌شده است و جهت اعمال بارگذاری بر روی تیر از جک ۹۹تنی با میزان تغییر مکان ۰,۰۲ mm/sاستفاده‌شده است.

مصالح تشکیل‌دهنده این آزمایش را می‌توان به بتن، آرماتور فولادی، آرماتور GFRP، ورق CFRPو رزین تقسیم‌بندی نمود.

جدول ۲.

طبقه بندی	علامت مشخصه	آزمون کشش		
		حداقل تنش ۰.۲ تسلیم	حداقل مقاومت کششی U.T.S	حداقل ازدیاد طول نسبی (درصد)
میلگرد آجدار جدید	آج ۴۰۰	400	600	16

مشخصات-مصالح

مقاومت فشاری بتن استفاده‌شده در ساخت تیرها ۲۹,۲۳ Mpaنمونه مکعبی ۴ x 4 سانتی‌متر بوده و دارای مدول الاستیسیته ۲۵۴۱۰ Mpaمی‌باشد. آرماتورهای فولادی دارای مشخصات مقاومتی به شرح جدول ۲بوده و دارای مدول الاستیسیته ۲۱۱,۳ Gpaمی‌باشد.

ویژگی‌های ساختاری میلگردهای FRPبر اساس آیین‌نامه .ACI440.3R-04بوده و میلگردهای استفاده‌شده در این آزمایش از نوع میلگردهای آجدار ساخت شرکت FiRePکشور سوئیس می‌باشد و دارای مشخصات به شرح جدول ۳می‌باشد.

ورق‌های CFRPبه‌کاربرده شده در این تحقیق ساخت کارخانه T & Korea RE کره می‌باشد که از نخ‌های کربن تریکای آمریکا استفاده نموده است و دارای مشخصات به شرح جدول ۵می‌باشد.

نتایج آزمایش :

نتایج اصلی آزمایش در جدول شماره ۴آورده شده و توضیحات مربوط به آن در ادامه بیان‌شده است. در این جدول در ستون اول نام تیرها، ستون دوم بار نهایی تحمل شده، ستون سوم باربرشی تحمل شده، در ستون چهارم درصد افزایش ظرفیت باربری نسبت به تیر کنترل و ستون پنجم میزان نیروی برشی تحمل شده توسط FRPبیان‌شده است

در مدت بارگذاری تیر کنترل، ترک‌های قطری در دهانه برشی در وسط تیر شروع‌شده و این ترک‌ها از بار اعمالی ۲۹۹کیلونیوتن نمایان شده و با افزایش بارگذاری به تعداد ترک‌ها افزوده‌شده و هنگامی‌که به محدوده بارگذاری ۲۸۹اری کیلو نیوتن رسیده ترک برشی از فاصله dاز بر تکیه‌گاه و با زاویه ۵۴درجه شروع گشته و تا محل بارگذاری ادامه پیدا می‌کند.

مشخصات-ملیگردها-ورق ها-CFRP-GFRP

نوع الیاف	رزین	مدول کشسانی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	دانسیته (g/cm^3)	قطر (mm)	کرنش نهایی (%)	وزن (g/m^2)
Fiber Glass	Vinyl Ester Resin(Vg)	>1,000	>40,000	Approx.1.3	12	3.1 - 3.5	700

نوع الیاف	وزن واحد مساحت الیاف (g/m^2)	ضخامت (mm)	مقاومت کششی (MPa)	مدول (Gpa)	طول هر برند (m)	کرنش نهایی (%)	عرض الیاف (cm)
Fiber Carbon	160	0.09	4900	230	100	1.9	50

نمونه	بار نهایی (KN)	بار برشی نهایی (KN)	افزایش ظرفیت برشی نسبت به تیر کنترل (%)	V_{max} (KN)
BT	379.56	189.78	-	-
UW90	423.79	211.895	11.65	22.115
NS45	403.86	201.93	6.40	12.15
NS90	226.455	226.455	19.23	36.675

شکل ۴. میلگرد GFRP

جدول-نتایج-آزمایش-مقاوم-سازی

در تیر NS45در ابتدا ترک‌های برشی به‌صورت ترک‌های در داخل رزین و با زاویه ۵۴درجه ایجاد گشته و با افزایش بار اعمالی ترک‌های از ناحیه خمشی تیر به سمت دهانه برشی امتداد پیداکرده و با ادامه پیدا کردن این ترک‌ها با زاویه ۵۴درجه تا زیر محل بارگذاری موجب شکست تیر گردید. این تیر به دلیل جدایش میلگردهای GFRPاز رزین احاطه‌شده و ترک برداشتن شیارهای ایجادی در بار ۴۰۳,۸۶کیلونیوتن دچار شکست

گردید.شکل .۴ در تیر NS90که میلگردهای GFRPبه‌صورت قائم در داخل شیارها جاسازی‌شده بودند، تردی ایجادی به علت کمی فاصله‌ها موجب شده بود که در هنگام بارگذاری ۲۴۹کیلونیوتن تقریباً هیچ ترکی در تیر نمایان نبوده و بعدازاین حد بارگذاری بود که اولین ترک‌ها در رزین استفاده‌شده

نمایان گردید. این ترک‌های ابتدایی در داخل شیارها و با زاویه ۵۴درجه تشکیل و نرخ رشد آن‌ها به سمت محل بارگذاری پدیدار گشت. در محدوده بارگذاری بین ۳۲۹-۲۴۹کیلونیوتن ترک‌های از ناحیه خمشی تیر شروع‌شده و به سمت محل بارگذاری در حال پیشروی بودند. با افزایش بارگذاری مشاهده گردید که ترک‌های برشی وجه جانبی تیر در حال افزایش هستند ولیکن ترک‌های عمیقی در انتهای محل شیارهای ایجادی تشکیل می‌شود شکل .b۶که در امتداد d از محل اعمال بار می‌باشد.

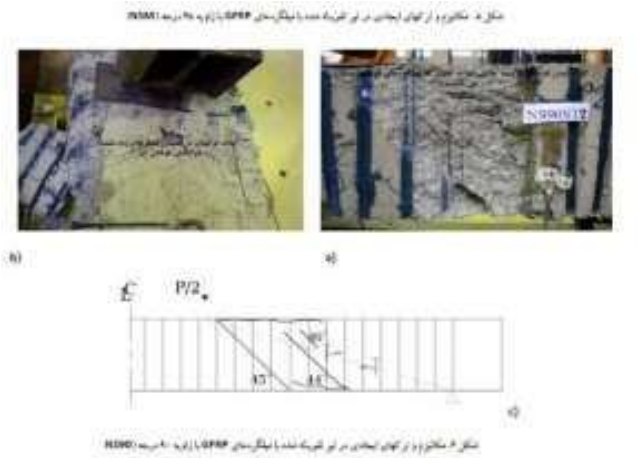
مکانیزم-ترک-های-ایجاد-شده-مقاوم-سازی

بر اساس گزارش‌ها مندرج در جدول ۲تمامی تیرهای تقویت‌شده نسبت به تیر کنترل افزایش مقاومت داشتند به‌طوری‌که در تیر UW90که توسط ورق‌های CFRPبه روش پوشش کامل تقویت‌شده بود افزایش ۶۴/درصدی در مقاومت و تیر NS45و NS90که با میلگردهای GFRPو آن‌هم به روش جاسازی در نزدیک سطح تقویت‌شده بودند افزایش مقاومت برشی ۶ /۹تا ۲۳/۰درصدی را از خود نشان داده‌اند . برای تقویت تیرها با ورق‌های CFRPبه‌صورت چسباندن ورق‌ها در سطح صاف تیرها EBRروش‌های مختلفی جهت طراحی وجوددارد . جهت محاسبه میزان VFRPبرای تیر UW90استاندارد آمریکا و اروپا و از مدل Teng and Chenاستفاده‌شده است . که در آن‌ها میزان ۸/۲۸-۴/۵۴ VFRPکیلو نیوتن بیان‌شده است .بر اساس نتایج میزان VFRPتیر ۲۲/ ۲ UW90کیلو نیوتن به‌دست‌آمده و با توجه به استفاده یک‌لایه از ورق CFRPو آن‌هم با دانسیته پایین ، تقریباً از ۷۷درصد پتانسیل مقاومتی ورق‌های CFRPاستفاده‌شده است . درصد اختلاف موجود را با توجه به گسیختگی صورت گرفته در ورق‌های CFRP در آزمایش را می‌توان در عواملی چون شرایط ساخت کارخانه‌ای و نصب ورق‌ها دانست .

§در تیرها NS90و NS45زاویه قرارگیری میلگردها تفاوت نموده است به‌طوری‌که در NS90میلگردها به‌صورت قائم و در NS45با زاویه ۵۴درجه جاسازی‌شده است که همین امر باعث شده تا با کاهش زاویه ۰۹به ۵۴مقاومت تیرها نیز کاهش پیدا کند ولی با کاهش مقاومت سختی نیز کاهش پیداکرده و موجب رفتار نرم‌تر تیر NS45نسبت به تیر NS90گشته است .

§فاصله قرارگیری میلگردها رابطه مستقیم با ظرفیت برشی تیرها دارد به‌نحوی‌که با کاهش فاصله میلگردها افزایش مقاومت و سختی و کاهش انعطاف‌پذیری را شاهد هستیم . به عبارتی با کاهش فواصل جاسازی ظرفیت و مقاومت افزایش پیدا می‌کند. در تیرهای NS90و NS45فاصله قرارگیری میلگردها باهم اختلاف زیادی دارند به عبارتی این فواصل تقریباً دو برابر هستند. در تیر NS90،S = 73 mm ،S = 146 mm

§تیرهای آزمایش‌شده همان‌طور که اشاره شد در شرایط کاملاً کارگاهی ساخته‌شده‌اند و طی مقایسه صورت گرفته با نتایج آزمایش‌ها در دسترس که تیرهای مورد آزمایش آن‌ها در شرایط کاملاً آزمایشگاهی و ایدئال ساخته‌شده‌اند.در تیرهای NS90و NS45کاهش مقاومت ۳۹تا ۴۹درصدی و تیر UW90کاهش مقاومت ۳۶درصدی مشاهده گشته است که نشان‌دهنده عملکرد تقریباً ضعیف روش NSMدر استفاده از ظرفیت FRPدر شرایط واقعی می‌باشد. و درحالی‌که درروش EBRاین اختلاف کمتر می‌باشد.



مکانیزم-ترک-های-ایجاد-شده

با افزایش فاصله قرارگیری و تغییر زاویه قرارگیری میلگردها رفتار تیرهای تقویت‌شده همانند تیر کنترل‌شده و عملکردی شبیه تیر کنترل از خود نشان می‌دهند نمودار ، و این در حالی است که چنین رفتاری در تیر UW90مشاهده نمی‌شود.

اساس نتایج به‌دست‌آمده در این تحقیق جواب به سؤالات مطرح‌شده در مقدمه این تحقیق که مقایسه روش‌های مقاوم‌سازی دربرش می‌باشد.

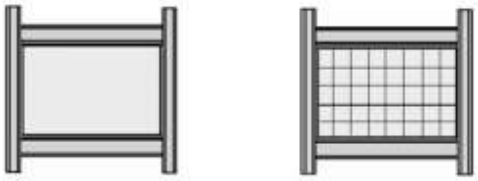
نتیجه گیری:

۱. تیر تقویت‌شده با میلگردهای GFRPو به‌صورت قائم NS90بیشترین میزان افزایش مقاومت را در مقابل کمترین میزان جابجایی از خودمشان داده است. تردترین رفتار را داشته است.
۲. تیر تقویت‌شده با میلگردهای GFRPو با زاویه جایگذاری ۵۴درجه جابجایی مناسب و افزایش مقاومت کمی را داشته است. نرم‌ترین رفتار را از خود نشان داده است.
۳. میلگردهای GFRPاستفاده‌شده به‌صورت ۵۴درجه و در فواصل زیادتر، بیشتر کشیده شده و از ظرفیت بیشتری از آن‌ها استفاده‌شده است. به عبارتی اگر میلگردها در فواصل بیشتر از ۷۳میلی‌متر استفاده شود از ظرفیت مناسبی از میلگردها می‌توان بهره برد.
۴. تیر جکت شده UW90عملکرد مقاومتی و تغییر شکلی مناسبی از خود نشان داده است ولی افزایش مقاومت آن به‌اندازه تیر NS90نمی‌باشد.
۵. کنده شدن تکه بزرگ از وجه برشی تیر NS90نشان‌دهنده یکی از ضعف‌های بزرگ این روش در هنگام نزدیک کردن شیارها به هم می‌باشد، چون با نزدیک شدن شیارها به هم احتمال کنده شدن کلی این شیارها زیادتر می‌شود.

در میان بلایای طبیعی مختلف زلزله به دلیل ماهیت غیر قابل پیش بینی بودن و نحوه ایجاد خسارت در سازه های ساخت انسان بیش از سایر حوادث طبیعی ذهن بشر را به خود معطوف داشته است. بنابراین به دنبال سازه هایی با ضرایب اطمینان بالاست که مقاومت زیادی را در برابر بارهای جانبی بزرگ از خود نشان دهد. دیوار برشی یکی از این سازه ها می باشد. این سیستم به دلیل

عملکرد مناسب از جمله شکل پذیری و استهلاک انرژی زیاد مقاومت و سختی بالا، سبکی و سرعت بالای اجرا و نصب و هم چنین اقتصادی بودن در دهه های اخیر کاربرد فراوانی یافته اند. در این پژوهش به ارزیابی رفتار دیوار برشی فولادی موجدار تقویت شده با ورق FRP پرداخته شده است. بدین منظور از روش اجزای محدود و با استفاده از نرم افزار ABAQUS6-12-3 و تحلیل استاتیکی غیر خطی، به مطالعه اثر ورق FRP بر رفتار دیوار برشی فولادی با اشکال مختلف و تأثیر طول موج بر رفتار دیوار برشی فولادی موجدار تقویت شده با ورق FRP پراخته شده است. نتایج این تحقیق بیانگر این است، در حالتی که از ورق مثلثی استفاده می شود کمانش زودتر از دو فرم دیگر اتفاق میافتد و سیستم دچار افت ظرفیت باربری می شود. که این نقص با تقویت ورق FRP برطرف می شود.

دیوارهای برشی فولادی را می توان بر حسب فلسفه طراحیشان به دو دسته تقسیم کرد: دسته اول، دیوارهای برشی فولادی سخت شده که در آن ها از کمانش صفحات فولادی پرکننده تحت بارهای خدمت قبل از تسلیم برشی جلوگیری شده است و دسته دوم، دیوارهای برشی صفحه فولادی سخت نشده، که در آنها از مقاومت پس کمانشی پانل ها استفاده می شود. از آن جایی که مقاومت حد کمانش در ورق ها حتی اگر پانل ها تقویت شده باشند بسیار کمتر از مقاومت پس کمانشی همان ورق ها به صورت تقویت نشده می باشد، توجه به استفاده از ظرفیت پس کمانشی صفحات فولادی زیادتر شده است. علاوه بر آن، امکان ساخت سازه هایی با قابلیت شکست نرم و امکان بازسازی سریع و کم هزینه سازه های آسیب دیده در این روش بر مزایای سیستم دیوار برشی فولادی با استفاده از ورق نازک)بدون سخت کننده(می افزاید. در انتخاب دیوار برشی فولادی سخت نشده یا سخت شده، لازم است که طراح، عملکرد سازه ای، ملزومات طراحی، اقتصادی، راحتی ساخت، انتقال و احداث را در نظر بگیرد. در شکل (۱) نمونه ای از دیوار برشی فولادی با سخت کننده و بدون سخت کننده نشان داده شده است.



(الف) (ب)

شکل۱- دیوار برشی فولادی (الف)سخت شده و (ب)سخت نشده (ساده) [1]

دیوار-برشی-فولادی-مقاوم-سازی

در دیوار برشی فولادی موجدار به علت وجود خمهای متعدد در ورق و تبدیل نیروی درون صفحهای به نیروهای برون صفحهای و برعکس در این مکانها، ورقهای صاف تشکیل دهنده ورق موجدار، یکدیگر را مقید نموده و در واقع به نوعی، نقش سخت کنندهها را ایفا مینمایند. بنابراین دیوار برشی فولادی موجدار را از نظر عملکرد سازهای می توان جزء دیوارهای برشی سخت شده محسوب نمود. دیوارهای برشی فولادی موجدار میتوانند مزایای هر دو نوع دیوار برشی سخت شده و سخت نشده را دارا باشند.

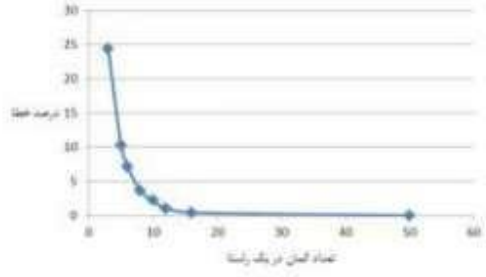
از آنجایی که دیوار برشی فولادی موجدار دارای ظرفیت باربری، اتلاف انرژی و سختی مناسبی میباشد و از سوی دیگر دارای هزینه اجرایی و وزن کمتری در شرایط یکسان طراحی خواهد بود بنابراین مطالعه پارامتریک بر روی این دیوارها موضوعیت پیدا می کند.

صحت سنجی

در این پژوهش به بررسی تاثیر ورق FRP بر دیوار برشی فولادی موجدار با اشکال مختلف و تأثیر طول موج بر رفتار دیوار برشی فولادی موجدار تقویت شده با ورق پرداخته می شود.

بارگذاری در این آزمایش به صورت جابه جایی کنترل میباشد و تا جابهجایی ۳ درصد ارتفاع طبقه انجام شد. همچنین در مورد سایز مش باید توجه داشت که اگر از المانهای بزرگ استفاده شود، پاسخها دقت کافی را نداشته و اگر از المانهای بسیار کوچک استفاده شود، زمان انجام تحلیل طولانی خواهد شد، باید اندازهی مناسبی را برای المانها انتخاب شود. برای این کار اعضای سیستم را با اندازههای مختلف مش مدل کرده و مشاهده میشود که با افزایش تعداد المانها، پاسخهای مربوط به برش پایه به همگرایی

میرسند. شکل) ۲(نمودار میزان خطا بر حسب اندازه مش را نشان می دهد. با توجه به این نمودار، مشاهده می شود که وقتی اندازه المان ۱۰ سانتیمتر است، میزان خطا حدود ۱ درصد میباشد، که قابل صرفنظر کردن است.

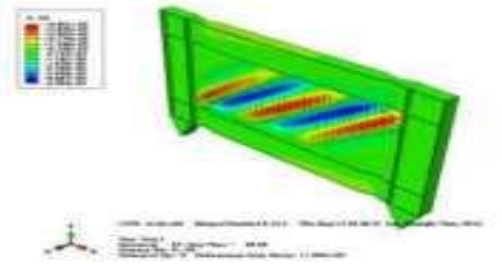


شکل۲- نمودار درصد خطا بر حسب تعداد المان

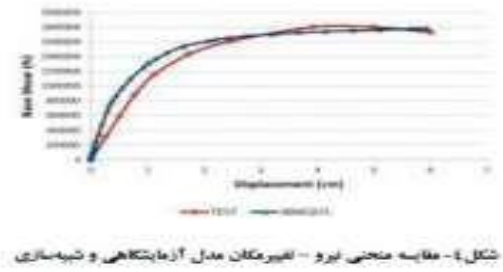
ن

مودار-درصد-خطا-بر-حسب-المان

همانگونه که در شکل(۳) و (۴) مشاهده می شود، خروجی شبیه سازی و مدل آزمایشگاهی تطابق قابل قبولی دارند.



شکل۳- مدلسازی در نرم افزار Abaqus



شکل٤- مقایسه منحنی نیرو – تغییرمکان مدل آزمایشگاهی و شبیه‌سازی

مدل-سازی-مقایسه-منحنی-نیرویی-مقاوم-سازی

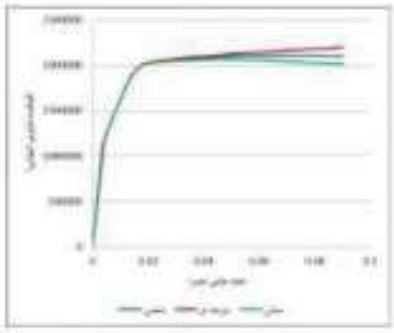
بررسی تاثیر ورق FRP بر دیوار برشی فولادی موجدار با اشکال مختلف

در این قسمت به بررسی اثر تغییرات شکل موج ورق فولادی بدون و با الیاف FRP بر ظرفیت و توزیع تنش پرداخته میشود. بدین منظور شرایط مرزی را ثابت در نظر گرفته و شکل مقطع ورق فولادی تغییر داده میشود (نحنی، ذوزنقهای و مثلثی). جدول(۱) و (۲)و شکل (۵) به ترتیب نمره پروفیل،هندسه ورق و مشخصات مصالح به کار رفته در دیوار را نشان می دهد.

جدول۱- مشخصات مقطع

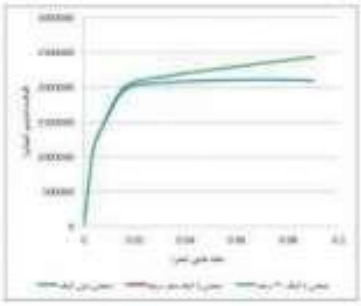
شماره‌ی مدل	ستون	تیر	شکل ورق فولادی	راستای الیاف
۱	30*70	30*65	-	-
۲	30*70	30*65	-	-
۳	30*70	30*65	-	-
۴	30*70	30*65	-	-
۵	30*70	30*65	-	۹۰

مشخصات-مقاطع-مقاوم-سازی



شکل۶- منحنی نیرو – تغییرمکان دیوار برشی فولادی موجدار با شکل‌های موج متفاوت

منحنی-نیرو-تغییر-مکان



شکل۷- منحنی نیرو – تغییرمکان دیوار برشی فولادی موجدار منحنی شکل با الیاف

منحنی-نیرو-با-الیاف-مقاوم-سازی

ورق با سطح مقطع ذوزنقه‌ای نسبت به دو فرم دیگر ظرفیت باربری بیشتری دارد. همچنین از لحاظ توزیع تنش فون میزس نیز وضعیت بهتری را دارا میباشد. نکته قابل توجه در شکل موج برای حالت مثلثی میباشد. ورق مثلثی زودتر دچار کمانش میشود در نتیجه منحنی نیرو- تغییر مکان این سیستم دچار افت ظرفیت باربری خواهد شد. ولی این عیب با تقویت FRP برطرف شد.
همچنین الیاف FRP ظرفیت باربری سیستم را افزایش میدهد و نکته قابل اشاره اینجاست که راستای صفر و ۹۰ الیاف تاثیر به خصوصی بر عملکرد سیستم نداشته است.

نتیجه گیری

ورق با سطح مقطع ذوزنقه‌ای نسبت به دو فرم دیگر ظرفیت باربری بیشتری دارد. همچنین از لحاظ توزیع تنش فون میزس نیز وضعیت بهتری را دارا می باشد. همچنین در حالتی که از ورق مثلثی استفاده می شود کمانش زودتر از دو فرم دیگر اتفاق میافتد و سیستم دچار افت ظرفیت باربری می شود. که این نقص با تقویت ورق FRP برطرف می شود.با توجه به اینکه در تغییر مکانهای کوچک میزان جذب انرژی و ظرفیت باربری سیستم های دارای طول موج کوتاهتر بیشتر است و با افزایش تغییر مکان میزان جذب انرژی و ظرفیت سیستمهایی که دارای طول موج کوتاهتری هستند، کاهش می یابد، بنابراین در مناطقی که میزان لرزه

خیزی کمتر است، استفاده از دیوار برشی با طول موج کوتاهتر ارجحیت دارد. تقویت سیستم با الیاف FRP در طول موج ۴۶ سانتی متر موجب کاهش ۳۱ درصدی تغییر شکل خارج از صفحه می شود ولی در طول موج ۲/۹ تاثیری ندارد.

مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی با پوشش FRP

امروزه استفاده از پوشش FRP در سازه‌های بتنی با توجه به مزیت‌های آن در حال رشد است. سازه‌هایی که بر اساس دستورالعمل‌های گذشته طراحی و ساخته شده‌اند در برابر زلزله عملکرد نامناسبی مانند مقاومت جانبی پایین، پتانسیل کم در جذب انرژی،کاهش سریع مقاومت و... از خود نشان می‌دهند.

بنابراین با توجه به دو فاکتور شکل‌پذیری و مقدار جذب انرژی در اثر بار جانبی، همواره می‌بایستی از موادی بهره بگیریم که این نیاز را برطرف نماید. در این بحث سعی شده تا به صورت اجمالی اثر پوشش الیاف کربن CFRP بر ستون بتن آرمه و تغییرات حاصله بر روند انرژی را با استفاده از شبیه‌سازی آن در نرم‌افزار آباکوس مورد تحلیل قرار دهیم.

همانطور که می‌دانیم یکی از روش‌های تقویت مقاطع، استفاده از محصورشدگی این اجزا با استفاده از سایر مصالح مناسب است که نوع انتخاب مصالح محصورکننده حائز اهمیت می‌باشد، در این انتخاب نکاتی از جمله مقاومت در برابر خوردگی، اثر وزن، نحوه به کارگیری این مصالح، ضریب ارتجاعی، میزان فضای اشغال شده و... دخیل هستند. پس با توجه به این عوامل، استفاده از فیبرهای پلیمری تقویت‌شده (CFRP,GFRP,AFRP)گزینه مناسبی می‌باشد اما در کنار همه‌ی مزایای گفته‌شده باید به این نکته توجه شود که اگر بخواهیم از فیبرهای پلیمری تقویت‌شده پیش‌تنیده نشده در سازه‌ای استفاده کنیم نمی‌توان از تمام ظرفیت آن بهره برد.هنگامی که مهندس محاسب قصد طراحی یک سازه را دارد، بایستی تا حد امکان دید کافی نسبت به نحوه ایجاد رفتار غیر خطی در سازه‌اش داشته باشد و از توانایی مفصل پلاستیک (که از پتانسیل‌های خوب برای اتلاف انرژی زلزله هستند) استفاده کند. در رابطه با این موضوع دو مکانیزم می‌تواند در طراحی سازه‌ها مطرح شود:

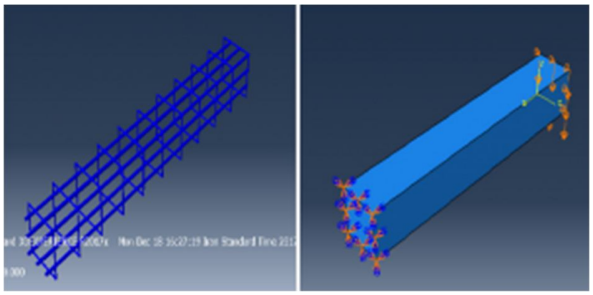
۱- مکانیزم حرکت جانبی ستونی، در این مکانیزم مفاصل پلاستیک اغلب در ستون‌ها خواهد بود و بحرانی‌ترین حالت این مکانیزم وقتی است که مفاصل پلاستیک تنها در ستون‌ها تشکیل شده و هیچ تیری مفصل پلاستیک نداشته باشد.

۲- حرکت جانبی تیری، تلاش می‌شود که تسلیم در تیرها قبل از ستون‌ها شروع شود و در نهایت مفاصل پلاستیک اغلب در تیرها خواهند بود. آیین‌نامه‌های طراحی بتن ضوابط خود را به گونه‌ای تنظیم می‌کنند که مکانیزم دوم (حرکت جانبی تیر) در هنگام رخ دادن زلزله بر سازه حاکم شود، این موضوع که به قاعده تیر ضعیف-ستون قوی معروف است، در روح ضوابط آیین‌نامه‌ها حاکم است.

مدل‌سازی در نرم‌افزار

برای مدل‌سازی از یک ستون بتن مسلح با ابعاد ۳۰×۳۰ سانتی‌متر و به طول ۲ متر شکل(۱) که با پوشش CFRP در دو وجه عمود بر بار (عمود بر راستای y) تقویت شده بود، استفاده شد، این ستون یک سر آن گیردار و سر دیگر آن تحت بار چرخه‌ای به مدت ۲ ثانیه قرار گرفت و رفتار آن با نمونه بدون پوشش تقویتی مقایسه شده است.

در بارگذاری چرخه ای زمان مفهوم دارد و بارگذاری با دوره تناوب مشخصی انجام می شود لذا به لحاظ فیزیکی کاملا استاتیکی نیست. از طرف دیگر این بارگذاری کاملا دینامیکی نیست چرا که به آرامی و به گونه ای اعمال می شود که اثرات ناشی از اینرسی سازه به حداقل برسد. با توجه به موارد فوق الذکر می توان نتیجه گرفت که بارگذاری چرخه ای مورد استفاده در مطالعه اثر هیسترزیس به صورت شبه استاتیکی به سازه اعمال می شود.

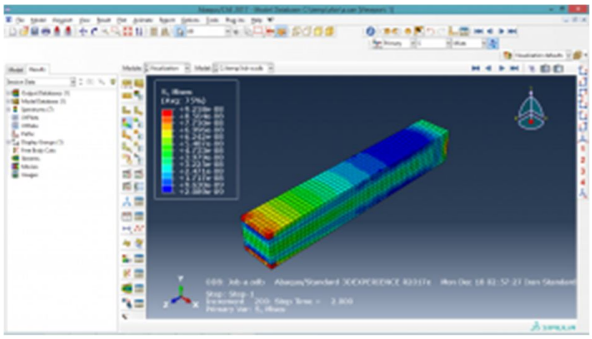


شکل (۱) ستون بتن مسلح قبل از پردازش در آباکوس

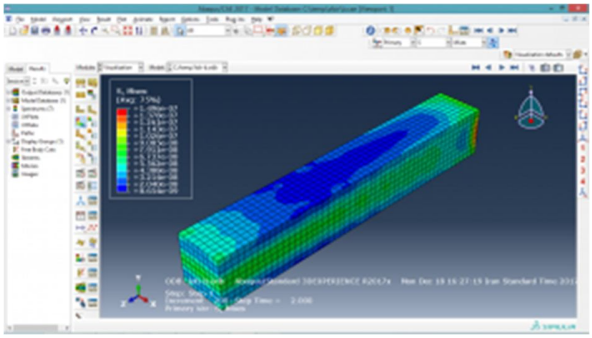
مشخصات مکانیکی CFRP

مدول الاستیسیته(Mpa)	مقاومت کششی (Mpa)	ضریب پواسون	ضخامت(MM)	چگالی(kg/mm^3)
350000	3000	0.3	3	10^{-6}

شکل (۲) تنش فون میزز ستون بتن مسلح فاقد پوشش CFRP



شکل (۳) تنش فون میزز ستون بتن مسلح دارای پوشش CFRP



همانطور که در مقایسه دو شکل بالا مشخص است با قرار دادن پوشش CFRPدر صفحه‌ی XY برای شکل (۳) تنش وارده بر بتن در پای ستون کاهش چشمگیری داشته و می‌توان گفت که آن را از تشکیل شدن مفصل پلاستیک در پای ستون دور کرده است و تنش وارده بر پای ستون را کاهش داده که این کاهش تنش به میزان ۱۷ درصد برای شکل (۳) بوده است.

با توجه به اینکه سیستم‌های سازه‌ای اغلب رفتار غیرخطی در برابر تحریکات طبیعی مانند زلزله از خود نشان می‌دهند و با در نظر داشتن این شاخص که انرژی مستهلک شده معیار اندازه‌گیری خوبی برای آسیب‌دیدگی است و یا در حقیقت بازتاب تاریخچه بارگذاری است می‌توان گفت در این شرایط تحت نیروهای بازگشتی، ستون دارای پوشش CFRP رفتار قابل توجه از خود نشان

می‌دهد بدین‌صورت که سطح زیر نمودار که در حقیقت مقدار انرژی مستهلک شده‌ی حاصل از بارها در ستون است بزرگ‌تر بوده و ستون دارای پوشش پتانسیل بیشتری در مستهلک کردن انرژی وارده داشته است.

شکل (۴) نمودار میزان استهلاک انرژی بار جانبی وارد بر ستون

با توجه به بار رفت و برگشتی وارد بر ستون می‌توان عکس‌العمل‌های پای ستون را به دست آورد که برای ستون دارای CFRPمقدار عکس‌العمل بالاتری ثبت شده است ولی در ستون فاقد CFRPاز یک زمان به بعد نیروی عکس‌العمل روند صعودی خود را از دست داده که می‌تواند ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون باشد.

شکل(۵) عکس‌العمل نیرو در پای ستون

با توجه به بار رفت و برگشتی وارد بر ستون می‌توان عکس‌العمل‌های پای ستون را به دست آورد که برای ستون دارای CFRPمقدار عکس‌العمل بالاتری ثبت شده است ولی در ستون فاقد CFRPاز یک زمان به بعد نیروی عکس‌العمل روند صعودی خود را از دست داده که می‌تواند ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون باشد. شکل(۵)

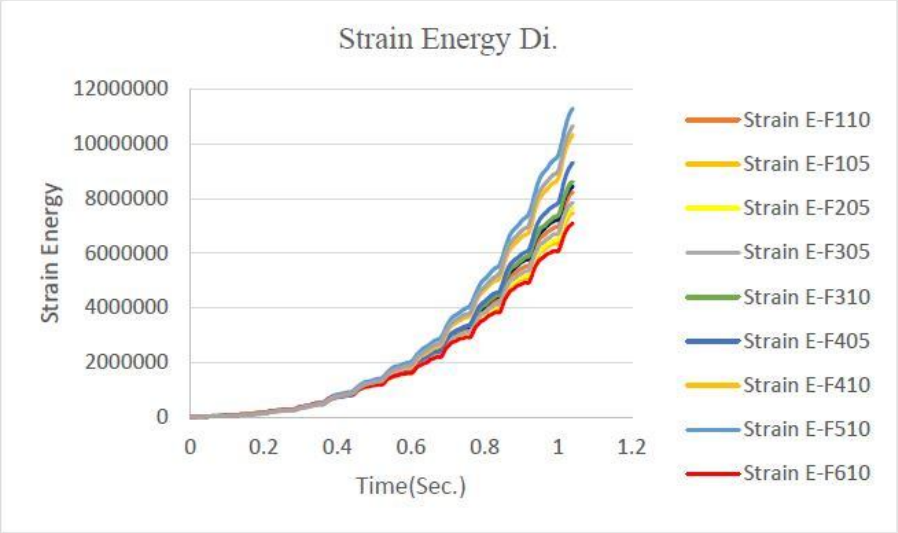
نتیجه‌گیری

۱- استفاده از CFRP باعث افزایش ۵۳درصدی انرژی مستهلک شده در ستون شده است.

۲- خرابی ستون‌ها در سازه از نوع پیش رونده است این موضوع یعنی خرابی ستون‌ها به سرعت به بقیه سازه منتقل می‌شود در حالی که خرابی تیرها از نوع موضعی بوده و به بقیه سازه منتقل نمی‌شود پس با توجه به مطالب گفته شده، استفاده از FRP می‌تواند به نوعی کمک‌کننده برای رسیدن به مکانیزم دوم (تیر ضعیف-ستون قوی) در ساختمان‌های در حال بهره‌برداری باشد.

مقاوم سازی و بهسازی لرزه ای

مقاوم سازی دیوار های برشی با الیاف کامپوزیتی FRP تحت بار چرخه ای



تقویت دیوارهای برشی بتن مسلح از طریق اتصال ورق های CFRP یکی از روش های متداول در افزایش شکل پذیری و جذب انرژی و کاهش خسارت در آنهاست. در این تحقیق با مدل سازی و تحلیل توسط نرم افزار ABAQUS، شکل پذیری و میزان انرژی جذب شده دیوارهای برشی تقویت شده با صفحات CFRP با دیوار برشی تقویت نشده مورد مقایسه قرار گرفت و نتایج حاصل از تحقیق با نتایج آزمایشگاهی موجود صحت سنجی شد. در این تحقیق ۱۰ دیوار برشی مقاوم سازی شده با الیاف CFRP با نمونه آزمایشگاهی تقویت نشده مورد مقایسه قرار گرفت. متغیرهای اصلی تحقیق شکل هندسی ورق های CFRP و موقعیت قرارگیری آنها روی دیوار برشی و ضخامت لایه ورق های CFRP می باشد. نتایج حاصله از تحلیل نرم افزاری نشان می دهد که استفاده از ورق های CFRP باعث افزایش شکل پذیری و کاهش توزیع تنش میانگین در بتن دیوار می گردد.

دیوارهای برشی بتنی ممکن است به دلایل متعددی همچون بروز اشتباه در طراحی،ضعف واشکال در اجرا، تغییر کاربری ساختمانها،افزایش بارهای وارده و همچین کاهش سطح عملکرد به علت گذشت زمان و زوال بتن،خرابیهایی در آنها بوجود آید که نیاز به مقاوم‌سازی داشته باشند. به همین خاطر محققین زیادی مسأله تقویت را مورد توجه قراردادند.تقویت سازه ها به این صورت بیشتر به منظور افزایش مقاومت و بهبود شکل‌پذیری و رفتار اجزای موجود میباشد. این تقویت ها میتواند منجر به افزایش ظرفیت خمشی و برشی و یا هردوی آنها گردد. روش های مختلفی برای تقویت خمشی و برشی مورد استفاده قرار می گیرد. از جمله استفاده ازکابل‌های پیش تنیده،استفاده از آرماتورهای خارجی،اتصال صفحات فولادی یا پلیمری (CFRP) به‌وسیله چسب اپوکسی به دیوار برشی روشی بسیار ساده و قابل اجرا در افزایش شکل‌پذیری و تقویت خمشی و برشی دیوارهای برشی میباشد. استفاده از مواد مرکب ساخته شده ازالیاف در محیط رزین پلمیری به عنوان پلیمرهای مسلح شده با الیاف CFRP به عنوان یک ضرورت در جایگزینی مصالح سنتی و شیوه‌ها موجود مقاوم‌سازی معرفی شده است.مصالح CFRP سبک، مقاوم در برابر خوردگی و مقاومت کششی بالا هستند. این مصالح به شکل‌های مختلف در گسترهای از انواع ورق‌های چندلایه کارخانه‌ای گرفته تا ورق‌های خشک قابل پیچش روی اشکال مختلف سازهای قبل از اضافه کردن رزین، قابل دسترس باشد. در اغلب موارد سیستم‌های CFRP به صورت پروفیل های نسبتاً نازک عمل‌آوری شده در اجرا مطلوب می باشند.

برای مدل سازی از نرم‌افزار Abaqus/CAE برای تحلیل از Abaqus/Explicit و برای پردازش نتایج از Abaqus/Viewer استفاده شده است . پس از اتمام تحلیل ، نحوه و مقدار توزیع پارامترهایی نظیر شکل‌پذیری و میزان جذب انرژی از مدل ها محاسبه و مورد مقایسه با نمونه مرجع قرار گرفت.

مصالح

دیوار برشی مرجع را در این پژوهش یک دیواربرشی بتنی مسلح می‌باشد شرایط مرزی پای دیوار درتمامی جهات و دوران بسته شده است و قسمت بالای دیوار نیز در جهت برای جابه جایی و دوران محدود شده است.دیوار برشی تحت بار جانبی بصورت چرخه‌ای و بار قائم KN۲۰۰ میباشد، شکل‌پذیری و میزان جذب انرژی در دیوارهای تقویت‌شده با دیوار مرجع مورد مقایسه قرار خواهند گرفت.

جدول ۱- ویژگیهای مکانیکی ورق‌های FRP

	Density (kg/m³)	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	ν_{12}	G_{12} (GPa)	G_{13} (GPa)	G_{23} (GPa)
CFRP	۱۸۰	۱۶۱	۱۰	۰٫۲۴	۴٫۸۶	۴٫۸۶	۴٫۲

جدول ۲- مقادیر تنش فرونشانی ورق‌های FRP

	Tension	compression	Tension	compression	shear
	X_{1t} (MPa)	X_{1c} (MPa)	X_{2t} (MPa)	X_{2c} (MPa)	T_{12} (MPa)
CFRP	۱۵۰۰	-۱۵۰۰	۴۰	-۲۴۶	۶۸

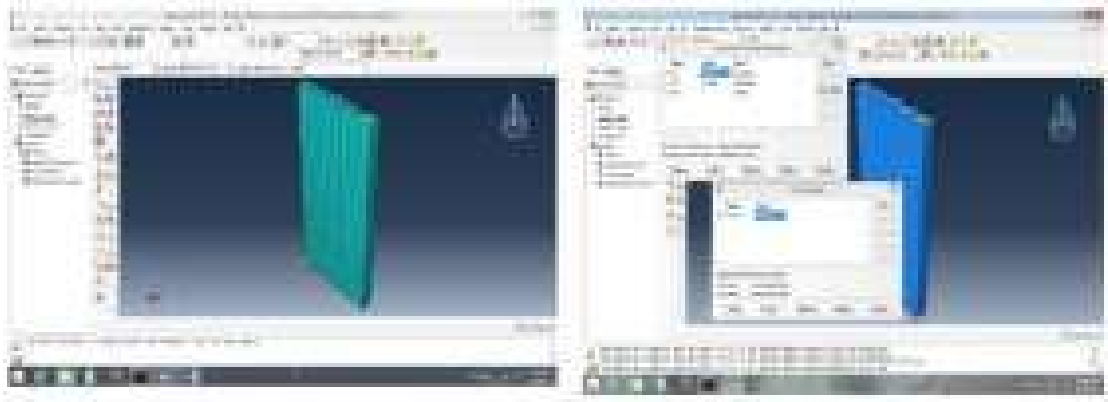
جدول ۳- مقادیر کرنش فرونشانی ورق‌های FRP

	Tension	compression	Tension	compression	shear
	ε_{1t}	ε_{1c}	ε_{2t}	ε_{2c}	γ_{12}
CFRP	۰٫۰۱۵۸	-۰٫۰۱۵۸	۰٫۰۳۸۶	-۰٫۰۳۸۶	۰٫۰۱۳۶

مشخصات-مصالح-مقاوم-سازی-دیوار-برشی

فرآیند مدل سازی

سازه مورد بررسی در این تحقیق دیوار برشی به ابعاد ۱۴۰۰*۷۰۰ و باضخامت ۱۰۰میلیمتر می‌باشد این دیوار با آرایش متفاوت ورق‌های CFRP و باضخامت های متفاوت در دو سمت دیوار تقویت شد با توجه به نسبت کوچک ضخامت با ابعادسازه برای مدل‌سازی از المان پوسته S4R استفاده گردید .شکل زیر تصویر محل قرارگیری تکیه گاه ها در دیوار برشی را نشان می‌دهد. ابعاد مورد استفاده درمش بندی ۲۵ ۲۵*۲۵ میلیمتر می‌باشد.قیود Embedded region برای گیرایی بین بتن و آرماتورها و Tie برای ارتباط ورق CFRP با بتن انتخاب شده است.



شکل ۲ : تکیه گاه‌ها و نحوه اعمال بار جانبی دیوار برشی

شکل ۳ - نحوه مش‌بندی دیوار برشی

فرآیند-مدل-سازی-مقاوم-سازی

مشخصه های مصالح

FRP: یک نوع ورق کامپوزیتی در این تحقیق بکار گرفته شده است.رزین مورد استفاده از نوع اپوکسی و الیاف از جنس کربن (T300) به منظور بررسی تأثر ضخامت بر پارامترها ضخامت ورق‌های CFRP 0/5 و ۱ میلیمتر انتخاب شده است CFRPهای مورد است.

بتن : مقاومت فشاری بتن در پژوهش ۲۹،۵ مگاپاسگال در نظر گرفته شده است . برای مدل سازی بتن در ناحیه پلاستیک و بررسی تخریب در آن از مدل خسارت مومسانی بتن (concrete Damage plasticity) استفاده شده است .مقادر تنش و کرنش پلاستیک موردنیاز در این مدل از گزارش نتایج پژوهش های آزمایشگاهی پیشین گرفته شده است. مشخصات مورد استفاده برای مدلسازی بتن درجداول زیر ارائه شده است.

فولاد: با درنظر گرفتن اینکه میلگردهای به کار رفته در دیوار بتنی تحت بار لرزهای وارد ناحیه غیر خطی می‌شوند ، در مورد شبیه سازی رفتار فولاد بایستی هر دو ناحیه کشسان ومومسان را در نظر گرفته و مشخصات موردنظر درهر دو ناحیه به نرم‌افزار داده شود . در ناحیه کشسان ، ضریب کشسانی ۲۱۰ گیگاپاسگال، ضریب پواسون ۳/۰ وچگالی نسبی ۷،۸۵ در نظر گرفته می شوند . ویژگی های فولاد در ناحیه مومسان در جدول ۶ آورده شده است.

Tensile stress (MPa)	Inelastic Cracking strain
۳،۲۸	۰
۳،۶۹	۰،۰۰۰۳۵۱
۴،۰۶	۰،۰۰۰۷۱۷
۴،۰۲	۰،۰۰۱۰۱۹
۳،۴۳	۰،۰۰۱۳۱۱

Compressive Stress (MPa)	inelastic strain
۸،۸۴	۰
۱۲،۷۴	۰،۰۰۰۱۷
۱۵،۹۲	۰،۰۰۰۴
۱۶،۵	۰،۰۰۱۰۳۹
۱۶،۵	۰،۰۰۲۱۸
۱۳،۷۸	۰،۰۰۴۲۲
۲۱،۶	۰،۰۰۶۵۷
۲۱،۲۴	۰،۰۰۳۸۵

مشخصات-بتن-مصالح-مقاوم-سازی

بارگذاری

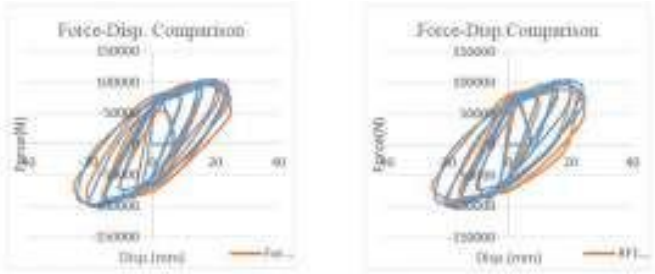
بارگذاری لرزهای به دو پارامتر زمان و مکان وابسته است. یک قطعه صلب بالای دیوار برشی اعمال شده جهت جلوگیری ازتمرکز تنش و بارگذاری جانبی از طریق صفحه صلب به دیوار اعمال می‌گردد و بار قائم KN۲۰۰ به مرکز ثقل جسم صلب وارد می شود . بارگذاری چرخه ای اعمالی به دیوار در شکل زیر آورده شده است.

بارگذاری-اعمالی-به-دیوار-مقاوم-سازی

تحلیل و بررسی یافته ها

برای تحلیل مدل‌ها از تحلیلگر صریح(Explicit) نرم‌افزار Abaqus استفاده شده است . از این تحلیلگر درمواردی که هدف ، تحلیل دینامیکی مدل در زمان اندک مورد نظر باشد ،استفاده می گردد . در این پژوهش شکل‌پذیری با توجه به چرخه های هیسترزیس مدل تقویت‌شده و مدل تقویت نشده و همچنین میزان جذب انرژی مورد مقایسه قرار خواهندگرفت.

ابتدا دیوار برشی بتن مسلح مدل سازی گردید وپس ازتحلیل چرخه هیسترزیس مدل و میزان انرژی جذب شده توسط دیوار تعیین گشت . سپس دیوارهای تقویت‌شده با آرایش‌های متفاوت ورق‌های FRP به ضخامت ها ۵/۰ و یک میلی متری مدل سازی وتحلیل شد .جدول زیر مشخصات دیوارهای تقویت‌شده را نمایش میدهد با مقایسه ی نتایج بدست آمده پس از تحلیل دیوار برش ها تقویت‌شده بادیوار مرجع ،کارایی روش مقاوم‌سازی وپارامترهای بهینه حاصل می شود.

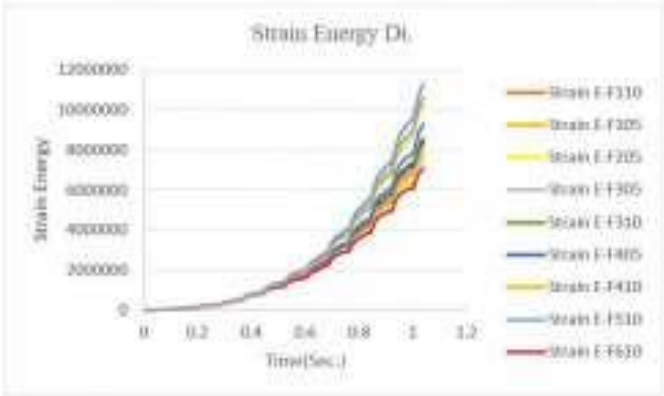


نمودار-چرخه-هستریسیس-مقاوم-سازی-نمونه ها

پارامترهایی برای مقایسه بین رفتار دیوار برشی تقویت‌شده با دیوار مرجع انتخاب شد عبارت بود از : شکل‌پذیری میزان جذب انرژی آشکار است که یک سیستم مقاوم‌سازی مطلوب بایستی شکل‌پذیری سازه را محدود نموده و میزان جذب انرژی را افزایش دهد.

با بررسی چرخه های هیسترزیس اثر به‌کارگیری ورق‌های CFRP باضخامت های ۵/۰ و ۱ mm برای تقویت دیوار برشی واضح است . با به‌کارگیری CFRP در دیوار برشی میزان شکل‌پذیری در نمونه پنج که بهترین روش مقاوم‌سازی می‌باشد را به طور نمونه های تقویت‌شده افزایش می‌یابد.

میزان جذب انرژِی میزان جذب انرژی دردیوار برش های تقویت‌شده و دیوار برشی مرجع در شکل ۱۴ آورده شده است. میزان جذب انرژی باتوجه به آرایش‌های متفاوت مقاوم‌سازی ، بیشترین جذب انرژی مربوط به نمونه ۵ که دیوار برشی تقویت‌شده باآرایش ضربدری باضخامت ۱mm می‌باشد.



مقایسه-انرژی-کرنشی-نمونه ها-مقاوم-سازی

نتیجه گیری

– از بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برش بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف CFRP به‌وسیله نرم‌افزار المان محدود نتایج زیر قابل‌بیان می‌باشد. مقاوم‌سازی با استفاده از ورق‌های CFRP تأثیر قابل‌توجهی بر عملکرد رفتار سازه در برابر بار لرزه‌ای داشته و شکل‌پذیری دیوار برشی را افزایش می‌دهد.

– با به‌کارگیری ورق‌های CFRP در تقویت دیوار برشی میزان جذب انرژی نسبت به نمونه مرجع افزایش می‌یابد که نمونه تقویت‌شده با آرایش X باضخامت ۱mm بیشترین میزان جذب انرژی را دارد.

– با افزایش ضخامت ورق‌های CFRP میزان شکل‌پذیری نیز افزایش پیدا می کند.

– در بین انواع آرایش‌های مقاوم‌سازی دیوار برشی در این تحقیق ،آرایش X شکل عملکرد مطلوبی بین پارامترهای مورد مقایسه در این تحقیق رادار است

مقاوم‌سازی تیر T شکل بتن‌آرمه

تئوری ستون قوی-تیر ضعیف که به‌منظور دستیابی به عملکرد لرزه‌ای مناسب، به‌طور گسترده موردقبول طراحان قرار گرفته است، در بسیاری از سازه‌های موجود که بر اساس آیین‌نامه‌های پیشین طراحی شده‌اند، رعایت نشده است. لذا روش نوین مقاوم‌سازی بر اساس تکنیک ضعف خمشی-مقاومت برشی (FWSS) برای مقاوم‌سازی چنین سازه‌هایی پیشنهاد گردید. بدین منظور در جان تیر T شکل به‌منظور کاهش مقاومت خمشی تیر، یک بازشو ایجاد می‌گردد. موضع موردنظر با FRP تقویت می‌شود تا از شکست برشی المان جلوگیری کرده و از وقوع شکست نرم در مقطع تیر اطمینان حاصل گردد.

در سازه‌های بتن‌آرمه تحت بارگذاری لرزه‌ای ایجاد مکانیزم در تیرها (مفصل پلاستیک در دو سر تیر) بر ستون‌ها ارجحیت دارد. چراکه شکست المان تیر معمولاً بر اجزای محدودی از سازه تأثیر می‌گذارد حال‌آنکه تخریب ستون می‌تواند نتایج مخربی ازجمله خرابی پیش‌رونده را به دنبال داشته باشد. بدین منظور فلسفه‌ی طراحی سازه بر اساس تئوری تیر ضعیف–ستون قوی توسعه یافت. گرچه اکثر آیین‌نامه‌های موجود به‌منظور اطمینان از ایجاد مکانیزم در تیرها، یک نسبت مقاومت خمشی (نسبت مجموع ظرفیت خمشی ستون‌ها به تیرها) بزرگ‌تر از یک تعیین کرده‌اند، اما مطالعه‌ی سازه‌ای تخریب‌شده در زلزله‌های شدید حاکی از آن است که مکانیزم به‌ندرت در تیرها تشکیل شده است. چراکه اکثر سازه‌های موجود بر اساس آیین‌نامه‌های قبلی طراحی و ساخته شده‌اند. ازجمله می‌توان به عدم توجه به سهم دال‌های درجا در مقاومت خمشی تیرها اشاره کرد.

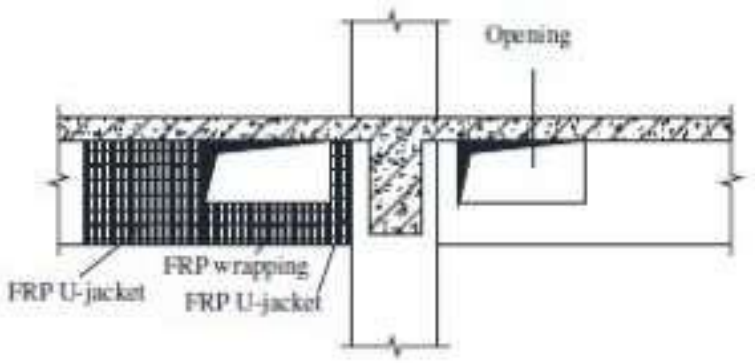
در چنین شرایطی یک راهکار جهت دستیابی به مکانیزم ستون قوی-تیر ضعیف، تقویت ستون به‌منظور افزایش ظرفیت آن خواهد بود؛ اما به دو دلیل تقویت ستون به‌تنهایی معمولاً ناکافی است:

- استفاده از ژاکت بتنی یا فولادی منجر به افزایش جرم و/یا سختی ستون شده و بنابراین نیروی لرزه‌ای ستون را افزایش می‌دهد. همچنین پوشش FRP تأثیر چشمگیری در افزایش مقاومت ستون، علی‌الخصوص ستون‌های غیر دایره‌ای ندارد.
- حتی در صورت تأمین مقاومت کافی، موقعیت شکست به‌سادگی از انتهای ستون به فونداسیون و/یا محل اتصال تیر به ستون منتقل می‌گردد که مقاوم‌سازی آن‌ها امری بس دشوار است.

با توجه به محدودیت‌های فوق‌الذکر، روش نوین مقاوم‌سازی لرزه‌ای بر اساس مفهوم کاهش مقاومت خمشی انتهای تیر همراه با تقویت برشی موضعی توسعه یافت که از آن با عنوان FWSS یاد می‌شود.

به‌منظور کاهش مقاومت خمشی انتهای تیر سه روش پیشنهاد گردیده است:

- روش بازشو تیر (BO)
- روش کاهش سطح مقطع تیر (SR)
- روش شکاف دال (SS)



شکل (۱) طرح شماتیک از بازشو تیر جهت کاهش مقاومت خمشی

در این مطالعه از روش بازشو تیر که شامل ایجاد بازشو در هر دو انتهای تیر T شکل همراه با نصب سیستم تقویت موضعی به‌منظور جلوگیری از شکست برشی در تیر می‌شود، استفاده شده است. چنانکه مطالعات نشان داده است پوشش‌های FRP تأثیر بسزایی در افزایش ظرفیت برشی تیرهای بتن‌آرمه دارند.

استفاده از روش بازشوی تیر از دو منظر دیگر نیز قابل‌توجه است:

۱. بازشوی ایجادشده در جان تیر T شکل می‌تواند به‌عنوان داکت جهت عبور تأسیسات ساختمان مورداستفاده قرار گیرد.
۲. از این تکنیک می‌توان به‌عنوان یک قاعده کلی در طراحی سازه‌های جدید استفاده کرد بدین ترتیب که از دیتیلینگ خاص برای دو انتهای تیر به‌جای استفاده از پوشش‌های FRP استفاده گردد.

با ایجاد بازشوهای فوق‌الذکر نیاز به افزایش ارتفاع طبقات جهت عبور داکت های تأسیسات و لوله‌ها وجود نخواهد داشت که موجب کاهش ارتفاع سازه و کاهش بارهای وارد بر آن می‌شود.

در میان طرح‌های مختلف تقویت تیر T شکل، استفاده از ژاکت U شکل FRP در کنترل ترک‌های برشی و شکست‌های برشی که از گوشه‌های المان شروع می‌شوند، مؤثرتر است.

درمجموع ۸ تیر بتن‌آرمه با مقیاس واقعی، شامل یک تیر مستطیلی و ۷ تیر T شکل تحت بارگذاری خمش سه‌نقطه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند. تأثیر ابعاد بازشو و FRP نیز مورد قرار گرفته است. مطابق جدول ۱، دو نمونه اول فاقد بازشو در جان تیر هستند و به‌عنوان نمونه‌های مبنا در نظر گرفته شده‌اند.

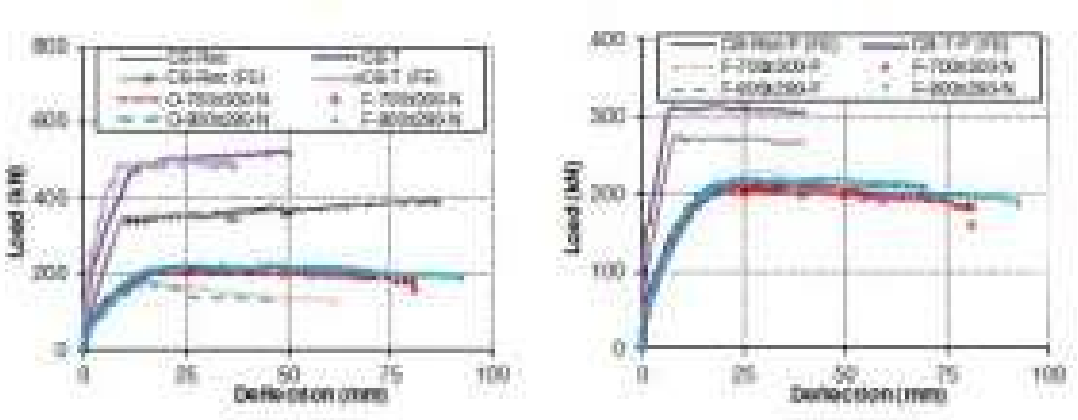
جدول (۱) مشخصات نمونه‌ها

Specimen	Opening size		Web/flange chord height (mm)	FRP strengthening	Bending direction	Cylinder compressive strength of concrete f'_c (MPa)
	length (mm)	height (mm)				
CB-Rec	NA	NA	NA	NO	Negative bending	42.5
CB-T	NA	NA	NA	NO	Negative bending	35.2
O-700×300-N	700	300	100/100	NO	Negative bending	42.5
F-700×300-N				YES	Negative bending	41
F-700×300-P				YES	Positive bending	44.1
O-800×280-N	800	280	120/100	NO	Negative bending	42.5
F-800×280-N				YES	Negative bending	41
F-800×280-P				YES	Positive bending	44.1

CB-Rec تیر مستطیلی شکل است که جهت شبیه‌سازی شرایطی که سهم دال در مقاومت ناچیز است در نظر گرفته شده است.

از سوی دیگر CB-T یک تیر T شکل است که شرایط یک سازه‌ی واقعی را نشان می‌دهد جایی که دال سهم قابل‌توجهی در

مقاومت خمشی تیر ایفا می‌کند. سایر ۶ نمونه مانند CB-T بوده با این تفاوت که دارای بازشو با ابعاد مختلف در یک یا دو دهانه هستند.



شکل (۲) منحنی‌های بار-تغییرشکل. سمت چپ: تحت لنگر خمشی منفی و سمت راست: تحت لنگر خمشی مثبت

مطابق نمودارهای بالا دو نمونه‌ی بدون بازشو، رفتار بار-تغییرشکل مرسوم تیرهای بتن‌آرمه را نشان می‌دهند که از سه بخش (۱) قبل از ترک بتن پایین مقطع در کشش (۲) بعد از ترک‌های کششی بتن و (۳) بعد از تسلیم آرماتورهای طولی پایین مقطع تشکیل شده است.

نمونه‌های با بازشو جان و بدون تقویت تحت لنگر خمشی منفی رفتار مشابه نمونه‌های بالا نشان دادند با این تفاوت که شیب ناحیه دوم منحنی آن‌ها به‌مراتب کوچک‌تر است. بعد از تقویت نمونه‌های فوق، بار منجر به ترک تقریباً بدون تغییر باقی می‌ماند، شیب ناحیه دوم اندکی افزایش می‌یابد. همچنین تخت‌شدگی بیشتر ناحیه‌ی سوم منحنی در نمونه‌های تقویت‌شده حاکی از افزایش ظرفیت تغییرشکل و شکل‌پذیری است. بااین‌حال بار تسلیم و نهایی نمونه‌های تقویت‌شده به‌مراتب کوچک‌تر از نمونه‌ی مستطیلی است که بیانگر آن است که ابعاد بازشو بیش از اندازه بزرگ در نظر گرفته شده‌اند به‌طوری‌که موجب ضعف کلی تیر شده است

شکل (۳) نمونه ساخته‌شده جهت آزمایش بارگذاری

نتایج:

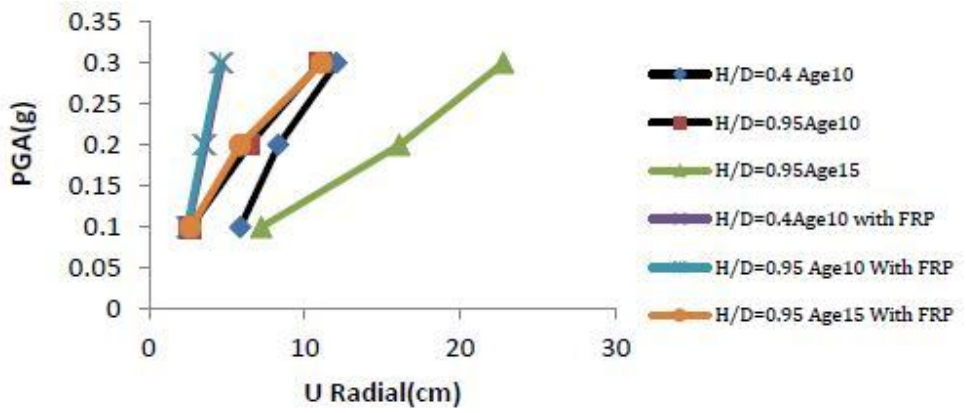
۱. روش پیشنهادشده به‌طور مؤثر باعث کاهش ظرفیت خمشی منفی (بال تیر در کشش) و ظرفیت خمشی مثبت (بال تیر در فشار) تیر T شکل می‌گردد.

۲. آزمایش‌ها نشان داد که افزایش ارتفاع بازشو نسبت به طول بازشو تأثیر بیشتری بر کاهش مقاومت خمشی تیر دارد.

۳. سیستم تقویت پیشنهادشده با FRP که شامل پوشش کامل CFRP بر بال مقطع T شکل و دو ژاکت U شکل در جان تیر، نه‌تنها باعث افزایش مقاومت برشی تیر که شکل‌پذیری را به‌طور چشمگیری در فرایند شکست افزایش می‌دهد.

۴. ابعاد بازشو موجود در نمونه‌ها منجر به کاهش مقاومت خمشی تا حدود ۴۷٪ شد؛ اما در نمونه‌های واقعی و اجرایی مقاوم‌سازی، درجات کمتری از کاهش مقاومت کافی خواهد بود که البته نیاز به مطالعات بیشتر دارد

بررسی پدیده خوردگی روی کمانش مخازن استوانه ای جدارنازک فلزی تقویت شده با FRP تحت بار لرزه ای



شکل۱۹-نمودارشبه مسیرتعادل کلیه مخازن درسنین مختلف تحت اثرزلزله پارکفیلد.

یکی از عوامل تاثیرگذار بر کارکرد مخازن در طول عمر مفیدآن ها، پدیده خوردگی است که در اجزای مختلف مخازن می تواند به وجود آید. این پدیده، تاثیراتی رابر رفتارکمانشی و پاسخ لرزه ای مخازن خواهد داشت. تحقیق حاضربه بررسی اثرات خوردگی برکمانش مخازن استوانه ای تحت اثربارلرزه ای و مقاوم سازی آن ها به کمک ورقه های کامپوزیت می پردازد. بدین منظور دو مدل مخزن بانسبت ارتفاع به قطر ۰,۴ و ۰,۹۵ درنظرگرفته شده است. اثرات خوردگی، دربخش بالایی و پایینی دیواره مخزن و بانرخ وقوع ۰,۵ میلی متر درسال فرض شده است.هرکدام از مخازن دربازه های زمانی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سال از آغاز بهره برداری درنظرگرفته شده است. برای شبیه سازی تحریکات لرزه ای، از شتاب نگاشت زلزله پارکفیلد (۱۹۶۶) استفاده شده است و برای تعیین PGA بحرانی نظیر وقوع کمانش درهر مخزن، این شتاب نگاشت، با PGA های متفاوت بین 0.1g تا 0.3g برپای هرمدل اعمال گردیده است.ورقه های کامپوزیت جهت تقویت مخازن دریک سوم پایین دیواره مخازن مورد استفاده قرارگرفته است. نتایج حاصل نشان می دهد که مخزن بانسبت ارتفاع به قطر ۰,۴ پس ازگذشت ۱۰ سال از عمرخود با الیاف FRP به هیچ وجه دچارکمانش نمی شود و تغییرشکل های محیطی ایجادشده در پای مخزن به شدت کاهش می یابد. در مخزن بانسبت ارتفاع به قطر ۰,۹۵ پس از گذشت ۱۰ سال از آغاز بهره برداری پس از تقویت با ورقه های کامپوزیت مشخص شد که پاسخ دینامیکی وقوع کمانش کاهش خواهدیافت. این درحالی است که همین مخزن پس ازگذشت ۱۵ سال علاوه برکاهش پاسخ، از ایجاد تغییر شکل های زیاد دورتا دورمخزن جلوگیری می کند. مخزن با نسبت ۰,۹۵ پس از ۲۰ سال از عمر خود دچارتغییرشکل های بسیار زیادی درپای خود وکمانش در قسمت های مختلف درابتدای تحلیل استاتیکی است. به همین علت دراین تحقیق از تقویت آن صرف نظر شده است.

مدل مخازن

هدف اصلی این مطالعه، بررسی اثرات خوردگی برکمانش مخازن استوانه ای تحت اثربارلرزه ای ومقاوم سازی آن هابه کمک ورقه های کامپوزیت می باشد.زمانی که پایه یک مخزن مایع تحت اثرلرزش زمین قرارمی گیرد،فشارمایع نسبت به حالت تعادل استاتیکی دچارتغییرشکل می شود.درحالتی که مخزن تحت اثرشتاب افقی قراردارد‌وسطح مایع داخل آن آزاداست،قسمتی ازمایع

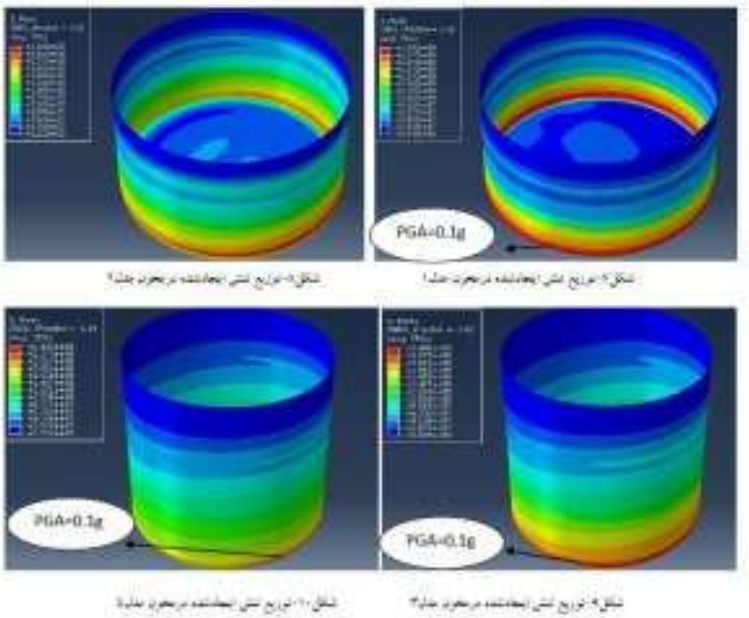
درطول دیواره وکف مانندیک جسم صلب هماهنگ بامخزن حرکت می کند،درحالی که قسمت باقی مانده مایع حول محورافقی عمودبرجهت تحریکات زلزله بصورت گهواره ای نوسان کرده ویابه عبارت دیگردچارپدیده امواج سطحی می شود.
برای در نظر گرفتن میزان کاهش ضخامت ، دیواره ی مخزن به سه قسمت مساوی تقسیم شد: کمربند پایینی و بالایی به طورمتوسط برابر ۰,۵ میلی متردرسال درنظرگرفته شده است.درنتیجه باتوجه به ضخامت اولیه دیواره مخازن،نتایج موردبررسی،مربوط به ۱۰ تا ۲۰ سال بعدازشروع بهره برداری مخزن می باشد.مشخصات مدل های موردبررسی درجدول شماره ۱،به طورخلاصه آورده شده است.

Model	Age(Years)	(H/D)	ضخامت قسمت تحتانی مخزن (mm)	ضخامت قسمت میانی مخزن (mm)	ضخامت قسمت فوقانی مخزن (mm)	تقویت دیواره تحتانی مخزن به کمک ورقه های CFRP
۱	۱۰	0.4	5.2	10.2	5.2	تقویت نشده است
۲	۱۰	0.4	5.2	10.2	5.5	تقویت شده است
۳	10	0.95	16.4	21.4	16.4	تقویت نشده است
۴	۱۰	0.95	16.4	21.4	16.4	تقویت شده است
۵	۱۵	0.95	13.9	21.4	13.9	تقویت نشده است
۶	15	0.95	13.9	21.4	13.9	تقویت شده است

مشخصات-مخازن-مورد-بررسی-مقاوم-سازی-FRP

مقاوم سازی مخازن خورده شده،تحت اثربارلرزه ای به کمک ورقه های کامپوزیت CFRP

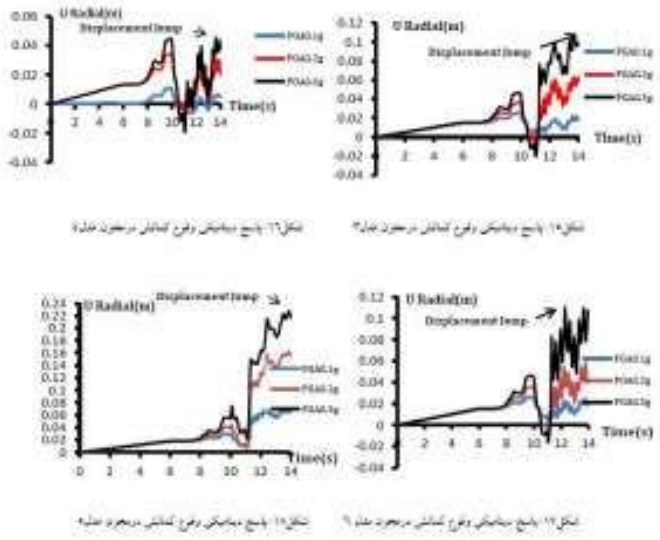
دراین بخش،توزیع تنش وشکل کمانش ایجادشده تحت اثرزلزله پارکفیلد،درمخازن مدل شده به وسیله آنالیزتاریخچه زمانی آورده شده است.



توزیع-تنش-در-مخازن

پاسخ دینامیکی وقوع کمانش به زلزله پارکفیلددرمخازن مدل شده

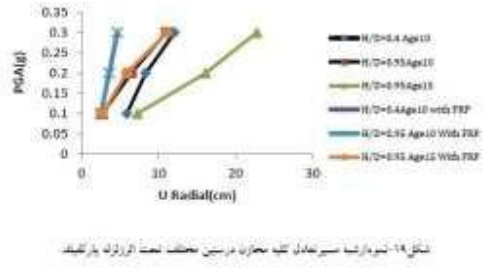
دراین بخش،پاسخ های دینامیکی متفاوتی راکه مخازن نسبت به زلزله پارکفیلدبه وسیله آنالیزتاریخچه زمانی داشته است،آورده ایم:



پاسخ-دینامیکی-زلزله-مخازن

مسیرشبه تعادل کلیه مخازن مدل شده درسنین مختلف تحت اثرزلزله پارکفیلد

به منظورتشخیص راحت ترومقایسه ای بهترازتحلیل های صورت گرفته،نمودار PGA ها برحسب جابه جایی برای کلیه مخازن در شکل ۱۹ اورده شده است که باتوجه به شباهت این نمودارهای مسیرتعادل،به آن هانمودارهای شبه مسیرتعادل می گویند:



مسیر-تعادل-مخزن-زلزله-پارکفیلد

بحث ونتیجه گیری

نتایج حاصل ازاین تحقیق رامی توان به شرح زیربیان نمود:

مخزن بانسبت ارتفاع به قطر ۰,۴ پس ازگذشت ۱۰ سال ازآغازبهره برداری بااعمال ورقه های کامپوزیت دچارکمانش نمی شود پس ازگذشت چند ثانیه FRP وتغییرشکل های محیطی به شدت کاهش می یابداین درحالی است که همین مخزن بدون تقویت با ازآغازتحلیل استاتیکی به کمانش رسیده وتغییرشکل های محیطی زیادی درپای مخزن به وجودمی آید.

درمخزن بانسبت ارتفاع به قطر ۰,۹۵ پس ازگذشت ۱۰ سال ازآغازبهره برداری پس ازتقویت باالیاف مشخص شدکه پاسخ های دینامیکی حاصل اززلزله نسبت به حالت بدون الیاف کاهش یافته وهمین طورزمان وقوع کمانش به تعویق می افتد.

درمخزن بانسبت ارتفاع به قطر ۰,۹۵ پس از ۱۵ سال کارکردبه کمک الیاف کامپوزیت مشخص شدپاسخ های دینامیکی حاصل اززلزله به شدت کاهش یافته همچنین ازوقوع کمانش های خطرناکی که دورتادورمخزن بدون تقویت باالیاف به وجود می آمد جلوگیری می کند.

مخزن بانسبت ارتفاع به قطر ۰,۹۵ پس از ۲۰ سال شاهدتغییرشکل های محیطی بسیاربزرگ درپای خودوکمانش درقسمت های مختلف مخزن درابتدای تحلیل استاتیکی است.درتحقیق حاضرازمقاوم سازی این مخزن صرف نظرشده است.

برای آن که مقایسه ای براساس بیشترین پاسخ دینامیکی حاصل شده اززلزله درمخازن خورده شده درطول عمرخودداشته باشیم می توان به جدول زیراشاره کرد.

Model	H/D	Age(Years)	PGA	حداکثر پاسخ دینامیکی (cm)
1	0.4	10	0.1g	5.87
1	0.4	10	0.2g	8.32
1	0.4	10	0.3g	12.06
2	0.4	10	0.1g	2.58
2	0.4	10	0.2g	3.645
2	0.4	10	0.3g	4.711
3	0.95	10	0.1g	2.67
3	0.95	10	0.2g	6.44
3	0.95	10	0.3g	10.99
4	0.95	10	0.1g	2.44
4	0.95	10	0.2g	3.492
4	0.95	10	0.3g	4.558
5	0.95	15	0.1g	7.21
5	0.95	15	0.2g	16.1
5	0.95	15	0.3g	22.77
6	0.95	15	0.1g	2.67
6	0.95	15	0.2g	5.85
6	0.95	15	0.3g	11.08

حداکثر-پاسخ-حاصل-شده-مخازن-مقاوم-سازی-FRP

مقاوم‌سازی

مقاوم‌سازی ساختمان‌ها پس از مشاهده نتایج زیان بار زلزله‌هایی نظیر زلزله منجیل و بعد از آن زلزله بم در ایران مورد توجه قرار گرفت. هرچند در زمان جنگ تحمیلی نیز بازسازی بعضی از ساختمان‌ها که در اثر حملات هوایی آسیب‌های جزئی و قابل بازسازی داشتند را می‌توان پیدا کرد. عوامل متعددی موجب نیاز ساختمان به مقاوم‌سازی می‌گردد. برخی از این عوامل خطای طراحی- مشکلات اجرایی- تغییر کاربری- حوادث غیر مترقبه- تغییر در جایگاه عضو سازه- عمر سازه- آتش‌سوزی و... می‌باشند.

روش‌های گوناگونی برای مقاوم‌سازی موجود است که با توجه شرایط سازه، مزایا و معایب آن، یک روش را انتخاب می‌نمائیم. از جمله پرکاربرترین روش‌های ترمیم و مقاوم‌سازی سازه مقاوم‌سازی با FRP – مقاوم‌سازی با ژاکت فولادی و بتنی- مقاوم‌سازی با مهاربندهای فلزی- مقاوم‌سازی با شاتکریت یا بتن پاش- مقاوم‌سازی با افزودن دیوارهای برشی- مقاوم‌سازی با افزودن قاب بتنی یا فولادی می‌باشند.

ترمیم و مقاوم‌سازی سیلوها

امروزه مقاوم‌سازی سازه‌های مختلف به دلیل صرفه اقتصادی و زمانی، نسبت به تخریب و ساخت مجدد بنا در سراسر دنیا بیشتر کاربرد دارد.

سیلوها از جمله سازه‌های صنعتی مهم و پرهزینه جهت ساخت می‌باشند. این سازه‌ها جهت ذخیره‌سازی سیمان، مواد خوراکی و ... استفاده می‌شوند. سیلوها در معرض دائمی خشک و تر شدن به دلیل ماهیت کاربری آن‌ها بوده که این امر موجب خوردگی و زنگ‌زدگی میلگردها و در نتیجه ایجاد ترک در دیواره‌های بتنی می‌شود.

کاهش مقاومت سازه که بر اثر خوردگی آرماتورها حاصل شده، با پر کردن ترک‌ها به عنوان مثال با استفاده از اپوکسی برطرف نمی‌شود لذا به یک مقاوم‌سازی کلی نیازمندیم. اتصال ورق فولادی به پوسته خارجی سیلو نیز بسیار بد منظر است و به علاوه خود این روش نیازمند تعمیر و نگه‌داری جدی است. به علاوه اتصال این ورقه‌ها به نقاط گسسته‌ای از سیلو سبب عدم توزیع مناسب بار می‌شود. علاوه بر این موارد در صورت عدم مقاوم‌سازی در زمان وقوع زلزله آسیب‌های بزرگ و پرهزینه‌ای وارد خواهد شد.

مشکل دقیق سازه ابتدا باید توسط یک کارشناس مجرب طی عملیات شناسایی و معاینه مشخص گردد.

در مرحله دوم یک گروه متخصص شروع به تخریب بتن معیوب کرده و تخریب بتن در سه مرحله به شرح زیر انجام می‌گیرد.

- تخریب تا روی آرماتور که معروف به تخریب سطحی است که در صورتی که بقیه بتن معیوب نباشد تخریب را پایان می‌دهیم.
- تخریب بتن تا دو سوم آرماتورها ادامه می‌یابد.
- تخریب تا دو الی سه سانتی‌متر پشت آرماتور ادامه می‌یابد.

لازم بذکر است در هنگام تخریب با دستگاه‌های الکتریکی و یا مکانیکی باید مواظب بود تا به آرماتور ضربه نخورده.

در مواردی که به دلیل بتن‌ریزی غلط در زمان اجرا وضعیت بتن قدیم نامناسب می‌باشد، تخریب بتن را تا هنگامی که بتن معیوب وجود دارد ادامه می‌دهیم. باید در هنگام تخریب در بعضی مواقع که ارتفاع سیلوها زیاد است و همچنین بار طبقات بالای سیلو بر روی جداره پائین وارد می‌گردد به‌صورت مرحله‌به‌مرحله در حدود یک متر تخریب گشته و مراحل کاشت آرماتور با توجه به ابعاد آئین‌نامه سوراخ‌کاری انجام گیرد. عملیات آرماتوربندی و کاشت گل‌میخ در جداره سیلو نیز با توجه به طراحی به عمل آمده انجام می‌گیرد و سپس قالب‌بندی انجام می‌شود. در این مرحله به مدت ۲۲ ساعت بتن قدیم را آب دهی می‌کنیم تا بتن جدید با بتن قدیم درگیر شود به بتن هنگام بتن‌ریزی مواد افزودنی ضد سایش و منبسط شونده اضافه می‌کنیم تا کاملاً خلل و فرج‌های دیوار قدیم پر شود تا در مقابل بارهای وارده مقاومت بیشتری داشته باشد قبل از بتن‌ریزی در بعضی از نقاط بتن قدیم که درزهای اجرای قدیم قرار دارد یا ترک‌های در آنجا قرار دارد عملیات لوله‌گذاری جهت عملیات تزریق مواد دوغاب به همراه افزودنی کاشته می‌شود تا پس از عملیات بتن‌ریزی انجام گیرد.

برای مراحل بعدی باید سعی شود که قالب مرحله پائین تر در محل خود تا اجرای مرحله بالاتر قرار داشته باشد تا پله اجرایی به وجود نیاید.

برای آب دهی بتن زمانی که بتن جوان باشد زمان آن کمتر از ۲۲ ساعت است که این زمان را به تشخیص کارشناس که عملیات را تحت کنترل دارد اعلام می‌کند.

و اما تخریب برای ارتفاع‌های کوچک حتی قبل از تخریب باید در فاصله‌های معین عملیات نصب پایه‌های اطمینان انجام گیرد تا آرماتورهای قدیم تحت خمش قرار نگیرند و همچنین بتن دیوار تحت‌فشار قرار نگیرد تا باعث به وجود آمدن عواقب جبران‌ناپذیر نگردد.

از دیگر مواردی که نیاز به مقاوم‌سازی دارد، وجود ترک‌ها در نقاط مختلف یک سازه است، ابتدا باید ترک‌ها را در مدت چند روز تحت بررسی قرار داد تا سطحی و عمقی بودن آن‌ها مشخص‌شده و در صورت عمقی بودن بهره‌برداری را متوقف نموده تا سازه موردنظر تخریب نگردد. سپس عملیات تقویت انجام گیرد.

در ادامه به ذکر یک مورد مثال اجرایی می‌پردازیم در پروژه‌ای سقف سیلو به مقدار ۳۳ سانتی‌متر نشست کرده، اگر قرار باشد که سقف را تخریب و دوباره اجرا شود بسیار هزینه‌بر و زمان‌بر است لذا یک شاسی فلزی در فاصله ۳۳ سانتی‌متری سقف اجرا شد و سپس یک شبکه آرماتوربندی با هماهنگی و محاسبات انجام گرفته توسط طراح در زیر آن اجرا و در بالای سقف در فاصله‌های

مشخصی سوراخ‌های به قطر ۲۳ سانتی‌متر ایجاد گردید و از داخل آن سوراخ‌ها ستون‌های فلزی با جک‌های ۶ تنی وصل شد. سپس سقف را بالا کشیده شده و قالب‌بندی در زیر سقف اجرا گردید و از آن سوراخ‌هایی که در بالای سقف اجرا شده بود، عملیات بتن‌ریزی انجام شد.

مقاوم‌سازی سیلوها به‌وسیله FRP

از دیگر روش‌های بسیار سودمند و رایج مقاوم‌سازی این سازه‌ها استفاده از مصالح کامپوزیت پلیمری FRP می‌باشد. استفاده از سیستم‌های FRP راه‌حل مناسب‌ترین نسبت به سایر روش‌هاست، می‌توان سازه را با لایه‌های بسیار نازک در حدود ۱,۳ میلی‌متر) مصلح نمود که باعث توزیع تنش‌های موجود بر روی تمام سطح به‌صورت گسترده می‌شود که لازم به ذکر است این لایه‌ها قابلیت اجرا هم به‌صورت خارجی و هم داخلی را دارند. (برخلاف ورق‌های فولادی که با وسایل اتصال موضعی وصل می‌شوند).

از دیگر مزایای استفاده از کامپوزیت‌های FRP ، حذف خوردگی آرماتورها به دلیل خواص فوق‌العاده این ورق‌ها و عدم افزایش ضخامت دیواره می‌باشد و به طور کلی افزایش مقاومت خمشی و برشی قابل توجهی در سازه پس از اجرای الیاف رخ خواهد داد. همچنین لایه‌های FRP را نیز می‌توان به صورت تعمیر چند نقطه در سیلو استفاده کرد.

مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی

هدف از بهسازی، بهبود رفتار و عملکرد اجزای سازه در برابر نیروهای ناشی از زلزله است. از معیارهای اصلی در یک طرح بهسازی لرزه‌ای می‌توان به مواردی همچون مراحل انجام مقاوم‌سازی، بازرسی از ساختمان و ارزیابی اولیه و کیفی، بازرسی کامل و مطالعات کمی و ارائه طرح مقاوم‌سازی اشاره کرد.

شکست‌های برشی و خمشی دو حالت شکست در تیرهای بتن مسلح می‌باشند که شکست خمشی معمولاً رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد. در ستون‌های بتن مسلح خرابی‌های ناشی از زلزله مربوط به شکست‌های ناشی از طول وصله ناکافی، شکست‌های ناشی از برش، خمش و اندرکنش خمش و برش، شکست ستون کوتاه و گسیختگی‌های ناشی از کمانش میلگردهای طولی می‌باشد. به دلیل شکست ترد و برشی ستون‌های بتنی همواره سعی بر آن است که مکانیزم کنترل‌کننده خرابی ستون به صورت خمشی باشد و ستون نباید به عنوان عضوی ضعیف در قاب سازه‌ای عمل کند. مقاوم‌سازی به منظور افزایش مقاومت خمشی، برشی و همچنین برای افزایش ظرفیت شکل‌پذیری ستون در نزدیکی محل اتصال به تیر و مقاوم کردن محل وصله‌های ضعیف صورت می‌گیرد. برای تقویت و مقاوم‌سازی تیرها و ستون‌های بتن مسلح از روش‌های روکش بتن مسلح، روکش فولادی، روکش پلیمر FRP و پیش تنیدگی خارجی استفاده می‌شود.

روکش بتن مسلح

روکش بتن مسلح شامل یک لایه نازک بتن یا ملات ماسه سیمان مسلح شده با شبکه فولادی است. میزان بهبود رفتار سازه‌ای به درصد شبکه فولادی، قطر و فاصله میلگردها، مقاومت و ضخامت پوشش بتنی بستگی دارد.

در تیرها می‌توان ناحیه کششی و فشاری تیر را با روکش‌های بتنی جدید تقویت کرد. برای تکمیل مکانیزم انتقال نیرو بین مصالح قدیم و جدید زبر کردن سطح بتن قدیمی و جوش دادن میلگردهای اتصال با آرماتورهای قدیم و جدید ضروری است. محصورکردن بتن، افزایش مقاومت برشی، افزایش مقاومت خمشی، افزایش سختی جانبی و اصلاح اتصالات در قاب‌ها از جمله کاربرد این روش در تیرهای بتنی است. در روش اجرای روکش بتنی در هر چهار وجه ضخامت بتنی که به وجه بالایی تیر اضافه می‌شود باید در ضخامت سقف ادغام شود. اجرای تنگ‌ها نیز از طریق سوراخ‌هایی که در فاصله‌های نزدیک به هم در دال سقف ایجاد می‌شود امکان‌پذیر خواهد بود.

مناسب بودن طرح روکش بتنی به پیوستگی آن با عضو بستگی دارد. اگر ضخامت روکش بتنی کم باشد افزایش سختی در ستون مقاوم‌سازی شده محسوس نمی‌باشد. اگر افزایش ظرفیت برشی بدون افزایش ظرفیت خمشی باشد پوشش به کار رفته به سقف و تیرها می‌تواند متصل نشود و اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون مدنظر باشد روکش به کار رفته باید از سقف عبور کند و آرماتورهای اضافه شده طولی باید در فونداسیون مهار شوند. روکش بتن مسلح در مواردی که میزان شدت آسیب‌های وارده به ستون زیاد باشد و یا ستون از ظرفیت کافی در برابر نیروهای جانبی برخوردار نباشد مورد استفاده قرار می‌گیرد.

امکان اصلاح هم‌زمان کلیه مشکلات سختی و مقاومتی در قاب‌های بتنی، اصلاح اتصالات در قاب‌ها، امکان اصلاح باربری ثقلی ستون‌ها، سهولت ایجاد پیوستگی بین اعضاء و عدم نیاز به پوشش ضد حریق از مزایای روش روکش بتن مسلح محسوب می‌شود.

شکل ۱: اجرای روکش ستون بتن مسلح

روکش فولادی

استفاده از روکش فولادی برای مقاوم‌سازی اعضای بتن آرمه مستطیلی و دایروی به کار می‌رود. ورق‌های فولادی روکش در تمامی طول خود به هم جوش می‌شوند و فضای اندک بین روکش توسط ملات منبسط شونده پر می‌شود. برای بهبود عملکرد مجموعه می‌توان از کاشت میلگرد برای انتقال برش بین ورق و بتن استفاده کرد.

برای تقویت خمشی تیرها می‌توان ورق‌هایی به ضخامت کم را با رزین اپوکسی به وجه کششی تیر چسباند. چسباندن ورق به وجه قائم تیرها در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها موجب افزایش ظرفیت برشی و چسباندن ورق به بال تحتانی موجب افزایش ظرفیت خمشی تیر می‌گردد..

ستون‌های مستطیلی را می‌توان با استفاده از روکش‌های فولادی مدور تقویت کرد. روکش فولادی دایره‌ای از دو ورق فولادی نیم دایره تشکیل شده که به یکدیگر جوش شده‌اند. استفاده از روکش فولادی مدور به مراتب دشوارتر از سایر روش‌های روکش گذاری می‌باشد ولی تحقیقات نشان می‌دهد که این روش در افزایش مقاومت و تغییر مکان غیر الاستیک ستون‌ها بسیار مؤثر می‌باشند. روکش‌هایی که به شکل بیضی کشیده شده‌اند مقاومت برشی و دورگیری بهتر را برای رفتار حول محور قوی فراهم می‌کنند درحالی‌که در روکش‌های دایره‌ای مقاومت و دورگیری بهتری را حول محور ضعیف ستون ایجاد خواهند کرد. با آن که روکش‌های فولادی دایره‌ای مانند حلقه مسلح کننده پیوسته می‌باشند ولی بکارگیری آن برای ستون‌های با مقطع مستطیلی توصیه نمی‌شود چون انعطاف‌پذیری خمشی تنها در گوشه‌ها فراهم می‌شود.

استفاده از روکش‌های فولادی احتمال شکست وصله آرماتورهای طولی را کاهش داده و مقاومت خمشی وصله‌های پوششی در ستون را افزایش می‌دهدکاربرد روکش فولادی در ستون‌های با مقاومت فشاری پایین بیشترین تأثیر را دارد و همچنین با افزایش ضخامت روکش نیروی قابل‌تحمل ستون افزایش می‌یابد.

همچنین نیاز به پوشش‌های ضد حریق در سازه‌های مهم و افزایش هزینه، زمان زیاد اجرا و عملیات متعدد کاشت آرماتور و جوشکاری، افزایش هزینه، نیاز به حجم زیاد گروت و عملیات تزریق و عدم امکان اصلاح اتصالات در قاب‌ها از معایب این نوع روکش محسوب می‌شود.

شکل ۲: اجرای روکش ستون فولادی

اجرای روکش بر روی اتصالات با استفاده از روکش‌های فولادی موجدار در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح تأثیرگذار است. در این روش اتصالات ضعیف توسط روکش‌های فولادی موجدار پوشانده می‌شوند و فاصله موجود بین سطح بتن و روکش فولادی با گروت ضد جمع شدگی پر می‌شود. این ورق‌ها ضعف‌های عمده‌ای مانند فقدان آرماتور برشی کافی و نیاز به آرماتورهای محصورکننده هسته بتنی را کاهش می‌دهند.

روکش پلیمر FRP

FRP یا فیبرهای پلیمری تقویت شده نوعی ماده کامپوزیت متشکل از دو بخش فیبر یا الیاف تقویتی است که به وسیله یک ماتریس رزین از جنس پلیمر احاطه شده است. مصالح FRP خواص فیزیکی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا، ضخامت و وزن کم آن‌ها اشاره کرد. از FRP در تقویت ستون‌ها، تیرها، دال‌ها، اتصالات، دیوارهای برشی بتنی، دیوارهای آجری و عرشه پل‌ها می‌توان استفاده کرد. به طور کلی افزایش مقاومت و کاهش شکل‌پذیری دو پیامد مقاوم‌سازی اعضای بتن مسلح با استفاده از مصالح FRP می‌باشد.

در هنگام استفاده از مصالح FRP باید سطح بتن و سطح FRP را آماده کرد. جهت آماده کردن سطح بتن و برای جلوگیری از کنده شدن صفحه و چسب از روی سطح بتن این سطح تمام موارد ناصافی و ناهمواری باید صاف و هموار شود. اگر سطح صفحه به طور مناسب آماده نشود ممکن است جدایی اتصال در سطح نوار FRP با چسب رخ دهد. مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتنی نیز باید به موازات مقاوم‌سازی خمشی صورت گیرد تا شکست برشی مانع از ارائه حداکثر مقاومت خمشی تیر نگردد و تیر به حالت خمشی تحت اثر خمش به نقطه شکست برسد.در ارتباط با شکست در حالت کنده شدن انتهای نوار مقاومت‌کننده تیر مقاوم‌سازی شده در برابر خمش وقتی تحت بارگذاری قرار می‌گیرد قبل از این‌که به حداکثر مقاومت خمشی مورد نظر برسد ممکن است دچار شکست زودرس ناشی از کنده شدن صفحه چسباننده شده از بتن گردد.در مورد جدا شدن و کنده شدن پوشش بتن که متداول‌ترین حالت شکست زودرس است و به دلیل این‌که شکست دور از سطح چسبندگی بتن و FRP رخ می‌دهد نمی‌توان آن را دقیقاً حالت شکست چسبندگی نامید. این حالت اغلب به علت تمرکز تنش‌ها در انتهای صفحه مقاوم کننده می‌باشد. عموماً کنده شدن پوشش بتن در این‌گونه شکست‌ها به دلیل بروز ترک‌خوردگی در انتهای صفحه چسباننده شده و یا نزدیکی آن به دلیل تمرکز تنش‌های برشی و نرمال ناشی از تمام شدن ناگهانی صفحه مقاوم کننده رخ می‌دهد.در شرایط از بین رفتن چسبندگی به دلیل بروز ترک‌های خمشی عامل محرک فاصله گرفتن افقی دو لبه ترک از یکدیگر می‌باشد زیرا اصولاً ترک‌های خمشی در راستای عمود بر محور طولی تیر رخ می‌دهد اما در شرایطی که ترک‌ها از ترکیب خمش و برش به وجود آمده‌اند وضعیت قرارگیری آن‌ها مایل می‌باشد و بنابراین دو لبه ترک نسبت به یکدیگر جابه‌جایی قائم هم دارند که این امر عامل اصلی بوجود آمدن تنش‌های بزرگ که سبب کنده شدن FRP از بتن به صورت موضعی می‌شوند، می‌باشد.تقویت برشی بررسی استفاده از مصالح FRP به منظور افزایش مقاومت برشی مقاطع بتن آرمه می‌باشد. در این روش صفحات FRP به وجوه جانبی تیر چسبانده می‌شود به‌طوری‌که راستای الیاف عمود بر محور طولی تیر یا مایل می‌باشد. سیستم مهاربندی و پیش تنیدگی اصولاً به این جهت مورد استفاده قرار می‌گیرند که بتوان از ظرفیت باربری سیستم FRP نهایت استفاده را برد. مزیت استفاده از این روش افزایش سختی، کاهش عرض و توزیع ترک، بهبود خدمت پذیری و دوام، بهبود مقاومت برشی و خمشی عضو به دلیل ترک نخوردن مقطع, افزایش بار تسلیم مقطع, افزایش ظرفیت مقطع و اجتناب از مودهای شکست ناشی از پوسته‌شدن در ناحیه ترک‌ها و انتهای لایه FRP می‌باشد. سیستم مهاربندی و پیش تنیدگی به‌گونه‌ای عمل می‌کنند که انتهای لایه FRP را محکم نگه داشته و بعد از ایجاد جداشدگی از لغزش و جداشدگی کامل لایه FRP جلوگیری می‌کند.در ستون‌های بتنی استفاده از FRP ضمن افزایش ظرفیت برشی بتن مد گسیختگی آن را از حالت برشی به خمشی تغییر داده و شکل‌پذیری را به میزان قابل‌توجهی افزایش می‌دهد. روکش FRP بیشتر برای ستون‌های دایره‌ای قابل اجرا است زیرا با دورپیچی FRP تنش موضعی در گوشه‌های مقاطع مربعی یا مستطیلی توسعه می‌یابد.

کاربرد استفاده از روکش FRP شامل مواردی همچون محصور کردن بتن, افزایش مقاومت برشی, افزایش مقاومت خمشی محدود و غیر لرزه‌ای است. همچنین نیاز به عملیات زیرسازی با ملات مخصوص، عدم امکان اصلاح مقاومت خمشی اعضای قاب‌ها برای مقاصد لرزه‌ای، عدم امکان اصلاح اتصالات و نیاز ضروری به پوشش‌های ضد حریق از معایب این نوع روش به شمار می‌رود.

شکل ۳: اجرای روکش تیر و ستون بتنی با مصالح FRP

مقایسه روش‌های بهسازی روکش بتن مسلح, روکش فولادی و روکش FRP

کلیه روش‌های مقاوم‌سازی ذکر شده باعث افزایش مقاومت و محصورشدگی می‌شوند. در ادامه به مقایسه و ارزیابی سه روش ذکر شده از نظر کاربرد، هزینه، نوع شکست، چسبندگی مواد، مقاومت در برابر آتش‌سوزی و خوردگی می‌پردازیم.

کاربرد

پارامترهای کاربرد جهت تعیین نوع روش بهسازی مورد نظر به عواملی همچون زمان اجرا, مشکلات اجرا و عمل‌آوری تقسیم می‌شوند.

زمان موردنیاز برای روکش بتن مسلح بستگی به نوع تقویت دارد. تنظیم قالب, آرماتوربندی و نصب آن, بتن‌ریزی و عمل‌آوری بتن عواملی هستند که در زمان موردنیاز برای بهسازی تأثیرگذار خواهند بود.

روکش فولادی به زمان نصب کوتاهی نیاز دارد و به قالب نیازی ندارد چون روکش فولادی خود به‌عنوان قالب عمل می‌کند و مسائل مربوط به پاکسازی در آن وجود ندارد زیرا که بتن در داخل پوشش فلزی قرار می‌گیرد.

روکش FRP به آماده‌سازی سطح نیاز دارد. سطح عضو می‌بایست کاملاً تمیز شود و در برخی موارد نیاز است تا با دیسک چرخ سطح را زبر کنیم. برای قالب‌بندی، بتن‌ریزی و عمل‌آوری به زمان قابل‌توجهی نیاز است. قالب یا بتن اضافی برای بهسازی FRP به‌طور معمول نیاز نیست.

هزینه

- هزینه‌های ساخت‌وساز در ارتباط با روکش بتن مسلح متفاوت است و بستگی به نوع آرماتوربندی دارد. آرماتوربندی میلگردها و نصب آن‌ها در محل به زمان قابل‌توجهی نیاز دارد که باعث بالا رفتن هزینه‌ها می‌شود.
- برای روکش فولادی به قالب نیاز نیست و مقدار کمی بتن لازم است تا فاصله بین فولاد و سطح عضو بهسازی را بپوشاند.
- مواردی که برای بهسازی به روش FRP به آن‌ها نیاز است نسبتا گران هستند.

نوع شکست

- معمولاً شکست در روکش بتن مسلح به علت استفاده از فولاد و از نوع خمشی است.
- شکست در روکش فولادی در حالت خمشی است و قبل از شکست تسلیم و کمانش رخ می‌دهد.
- اعضای پوشش داده شده با FRP به طور معمول با شکست ناگهانی و بدون هشدار قبلی رخ می‌دهند.

چسبندگی مواد

روکش بتن مسلح چسبندگی زیادی را برای مصالح بهسازی مثل بتن و فولاد ایجاد می‌کند تا به صورت مرکب عمل کند. اما روکش فولادی ضعیف‌ترین چسبندگی را در میان روش‌های ارائه شده دارد. مصالح FRP نیز به وسیله اپوکسی به سطح عضو بهسازی پیوند داده می‌شود.

مقاومت در برابر آتش‌سوزی و خوردگی

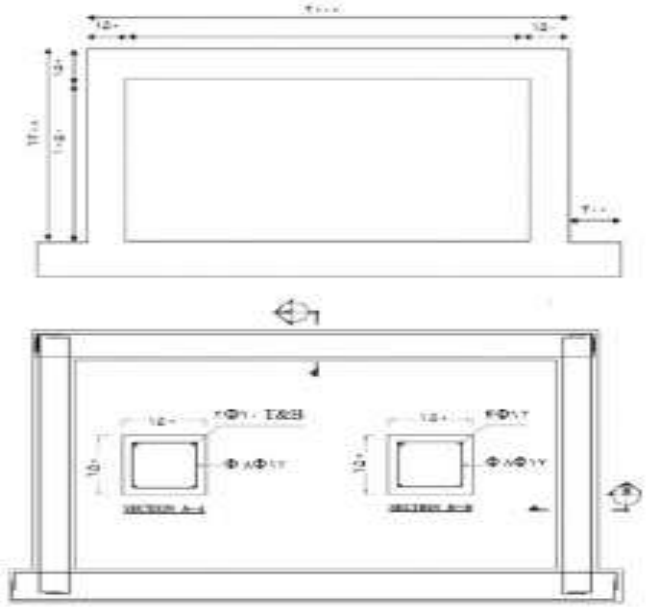
- روکش بتن مسلح محافظ مناسبی برای آرماتورهای فولادی در برابر آتش‌سوزی و خوردگی است.
- روکش فولادی در سطح خارجی خود مقاومتی را در برابر آتش‌سوزی و خوردگی ایجاد نمی‌کند.
- روکش FRP حفاظت کافی در برابر خوردگی از خود نشان می‌دهد اما در معرض خطر آتش‌سوزی آسیب‌پذیر است.

نتیجه‌گیری

در این مقاله روش‌های بهسازی شامل روکش بتنی, روکش فولادی و روکش FRP موردبررسی و ارزیابی قرار گرفته شد.

محصورکردن بتن، افزایش مقاومت برشی، خمشی و سختی جانبی و اصلاح اتصالات در قاب ها از جمله کاربرد و امکان اصلاح همزمان کلیه مشکلات سختی و مقاومتی در قاب های بتنی، اصلاح اتصالات در قاب ها، امکان اصلاح باربری ثقلی ستون ها، سهولت ایجاد پیوستگی بین اعضاء و عدم نیاز به پوشش ضد حریق از مزایای روش روکش بتن مسلح محسوب می شود.
روکش فولادی می‌تواند به عنوان روشی موقت برای بهسازی ستون‌هایی که پس از زلزله دچار آسیب شده‌اند به کار گرفته شوند. کاربرد روکش فولادی در ستون‌های با مقاومت فشاری پایین بیشترین تأثیر را دارد و همچنین با افزایش ضخامت روکش نیروی قابل‌تحمل ستون افزایش می‌یابد. امکان اصلاح اغلب مشکلات سازه‌ای در قالب‌های بتنی، عدم نیاز به قالب‌بندی، سرعت اجرای بیشتر نسبت به روکش بتنی و گزینه مناسب برای محصور کردن بتن جزء مزایای این نوع روکش است.
کاربرد استفاده از روکش FRP شامل مواردی همچون محصور کردن بتن، افزایش مقاومت برشی، افزایش مقاومت خمشی محدود و غیر لرزه‌ای است. مقاومت کششی زیاد، مقاومت در برابر خوردگی، نفوذناپذیری مغناطیسی، امکان تقویت به صورت خارجی، حمل‌ونقل آسان، سرعت اجرای بالا به دلیل وزن کم، گزینه مناسب برای محصور کردن بتن می‌باشد.
با توجه به دو پارامتر مهم شکست و مقاومت در برابر آتش‌سوزی و خوردگی نتایج به دست آمده از مقایسه سه روش ذکر شده به شرح زیر می‌باشد:شکست در روکش بتن مسلح به علت استفاده از فولاد و از نوع خمشی است. در روکش فولادی قبل از شکست تسلیم و کمانش رخ می‌دهد. اعضای پوشش داده شده با FRP به طور معمول با شکست ناگهانی و بدون هشدار قبلی رخ می‌دهند. روکش بتن مسلح محافظ مناسبی برای آرماتورهای فولادی در برابر آتش‌سوزی و خوردگی است. روکش فولادی در سطح خارجی خود مقاومتی را در برابر آتش‌سوزی و خوردگی ایجاد نمی‌کند. روکش FRP حفاظت کافی در برابر خوردگی از خود نشان می‌دهد اما در معرض خطر آتش‌سوزی آسیب‌پذیر است.قبل از دهه ۷۰ میلادی سازه های بتنی تحت بارهای ثقلی و بدون توجه به بارگذاری لرزه ای طراحی شده است .با وقوع زلزله های مخرب دهه ۷۰ میلادی مانند زلزله ۱۹۷۱ سنفرناندوی کالیفرنیا، بحث طراحی لرزه ای سازه ها و ایجاد شکل پذیری کافی در آن ها مطرح شد و آیین نامه های جدیدی برای طراحی لرزه ای سازه ها تدوین شدند. با وقوع زلزله های مخرب دهه ۹۰ میلادی مانند زلزله ۱۹۹۴ نورتریج آمریکا و ۱۹۹۵ کوبه، آسیب زیادی به سازه ها از جمله سازه هایی که طبق آیین نامه های قدیمی تر ساخته شده بودند، وارد آمد. اتصالات تیر-ستون سازه ها، یکی از اعضای بحرانی سازه ها است، که طراحی آنها طبق آئین نامه های قدیمی و در نتیجه کمبود آرماتورگذاری در این نواحی هنگام زلزله شدید موجب خرابی کلی سازه می شود . هزینه بالای نوسازی سازه هایی که در معرض زلزله های متوسط و شدید قرار می گیرند و همچنین مراحل قانونی و پروسه اداری آن، سازندگان را بر آن می دارد که توجه ویژه‌ای به مقاوم سازی سازه ها با توجه به آئین نامه های لرزه ای جدید داشته باشند .یکی از روش های تقویت و بهسازی که به تازگی مورد توجه قرار گرفته است، استفاده از کامپوزیت های الیافی FRP است. استفاده از پوشش های FRP برای تقویت هم زمان ظرفیت برشی و خمشی اعضای بتنی در دو دهه ی اخیر مطرح شده است، که با توجه به سختی های روش های پیشین مانند افزایش سطح مقطع اتصال با بتن ریزی مجدد ، محصور کردن ناحیه اتصال با ورق های فولادی و غیره و به ویژه با توجه به ملاحظات معماری از جایگاه ویژه ای برخوردار است. از مزایای پوشش های FRP می توان به : مقاومت در برابر خوردگی و فرسودگی، وزن بسیار کم، مقاومت در برابر بارهای متناوب، دینامیکی و تکراری، افزایش رفتار شکل پذیر سازه، رفتار تقریبا یکسان از لحاظ انبساط و انقباض با بتن و صرفه اقتصادی اشاره کرد .تاکنون آزمایش های زیادی در زمینه بررسی رفتار اعضای بتنی به صورت جداگانه مانند تیر، ستون، اتصال با استفاده از پوششهای FRP انجام شده است. مجموعه ی پژوهش های این پژوهشگران چشم انداز مناسبی از تقویت اعضای بتنی با استفاده از FRP در پیش رو قرار می دهد. با این وجود، پژوهش های کمی در زمینه بررسی رفتار قاب بتنی وجود دارد. بالسامو و همکاران در زمینه تقویت یک قاب بتنی که اتصالات تیر به ستون آن به وسیله ی الیاف CFRP دورپیچ شده بود و تحت بار شبه دینامیکی قرار داشته، مطالعاتی انجام داده اند. از مهم ترین نتایج مطالعات آنان افزایش ظرفیت باربری و جذب انرژی بدون هیچ گونه خسارت بحرانی در ناحیه تقویت شده با FRP را می توان اشاره کرد. از دیگر پژوهش ها در این زمینه می توان به مطالعات زو و همکاران اشاره کرد. در این پژوهش دو نمونه قاب درگاهی با مقیاس ۱:۳ تحت بار سیکلی قرار داده شد .نتایج آزمایش های آن ها بیانگر

افزایش قابل توجه شکل پذیری و مقاومت نمونه تقویت شده نسبت به نمونه کنترل بود. پس با توجه به پیچیدگی و تنوع مکانیزم خرابی قاب های بتنی تقویت شده به وسیله ی الیاف FRP آنالیزهای عددی انجام شده در این زمینه محدود است.
جزئیات مدل آزمایش مطابق آنچه در شکل های زیر مشاهده می شود می باشد. سه نمونه یکی بعنوان نمونه کنترل و دومی با همان مشخصات ولی تقویت شده با الیاف CFRP به صورت الیافL شکل و حالت دورپیچ (Wrap) در اطراف تیر و ستون و سومی با تقویت U شکل و دورپیچ در اطراف ناحیه اتصال در آزمایشگاه ساخته شده و بعد از اعمال بار سیکلی جانبی بر محور تیر، نتایج به وسیله ی برنامه المان محدود LS-DYNA ارزیابی می شود.



هندسه-مشخصات-مدل-آرماتوربندی- مقاوم-سازی

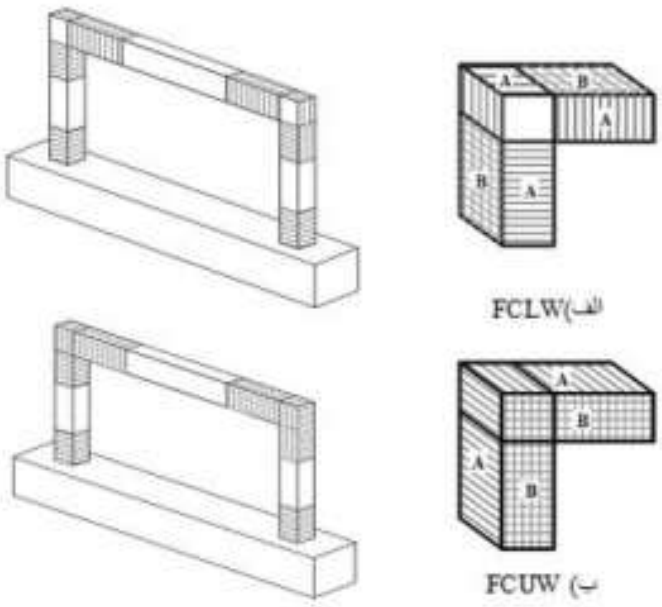
جدول ۱. مشخصات آرماتور مصرفی.

فولاد مصرفی	قطر (mm)	نوع فولاد	تنش تسلیم(MPa)
آرماتور طولی تیر	۱۰	s۳۰۰	۳۳۰
آرماتور طولی ستون	۱۲	s٤٤٥	٤۰۰
آرماتور عرضی	۸	s۳۰۰	۳۳۰

مشخصات-آرماتور-مصرفی-مقاوم-سازی

تقویت قاب ها

تقویت قاب ها با دو رویکرد کلی تقویت خمشی و تقویت برشی قاب انجام شد. به منظور تقویت خمشی قاب، با توجه به ثابت بودن تراز بار ثقلی، الیاف کربن به صورت L شکل در بالا و پایین اتصال مطابق شکل زیر نصب شدند. میزان امتداد این الیاف از بر اتصال به اندازه ۲برابر بعد اتصال در نظر گرفته شد(۳۰ سانتی متر). در این نمونه ها وجود ناحیه اتصال فاقد تقویت بود. همان گونه که در شکل نشان داده شده است در نواحی با آرایش شبکه ای از دو لایه FRP استفاده شده است. همچنین به منظور تقویت برشی ناحیه اتصال در قاب الیاف کربن به صورت U شکل مطابق شکل مورد استفاده قرار گرفتند. در نواحی ابتدایی و انتهایی تیر و ستون ها دورپیچی به عرض ۳۰ سانتی متر اجرا شد و همچنین در دو مدل در نواحی اتصال ستون به فنداسیون از دورپیچی به طول ۳۰ سانتی متر استفاده شده است. مشخصات الیاف مصرفی در جدول ارائه شده است. ضخامت الیاف مصرفی ۰,۱۶۷ میلی متر است.



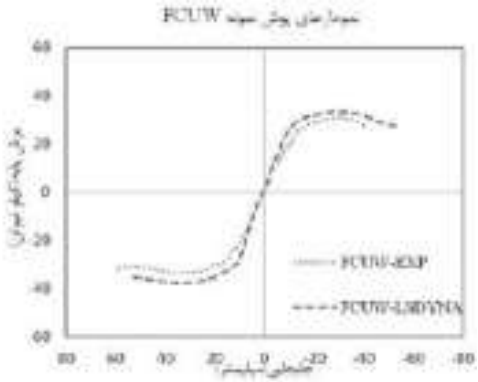
شکل ۵. مدل‌های تقویت(تک لایه=A و دو لایه =B)

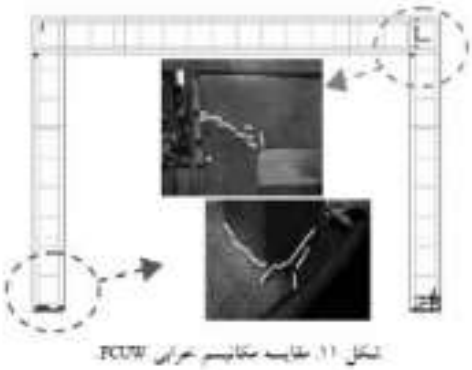
مدل-های-تقویت-شده-مقاوم-سازی

نمونه های تقویت شده با FRP

این قاب با یک لایه کامپوزیت الیافی کربنی به ضخامت ۰/۱۶۷ و به طول ۳۰۰ میلی متر از بر اتصال تیر و ستون قاب در جان آن ها تقویت شده است. این اتصال نیز مانند نمونه قبل تحت بارگذاری سیکلی مشابه قرار می گیرد. این تقویت L شکل برای مقاوم سازی خمشی مورد استفاده قرار گرفته است. در شکل زیر نمودارهای پوش مدل آزمایشگاهی و مدل تحلیلی آمده است که نشان دهنده ی تطابق خوبی است. در شکل بعدی مشاهده می شود که علاوه بر منحنی بار تغییر مکان که یک شاخصه کمی است از لحاظ کیفی یعنی آرایش ترک ها نیز هم خوانی مناسبی بین نتایج تحلیل المان محدود و آزمایشگاهی وجود دارد.

مقایسه نتایج کمی و کیفی در شکل های زیر انجام شده است. در این مدل با توجه به الگوی ترک ها راستای ترک ها در محل اتصال تیر به ستون و پای ستون از حالت مایل و برشی به حالت افقی درآمده است و تمرکز ترک ها از قسمت ناحیه اتصال به پای ستون منتقل شده است.





مقایسه-خرابی-مقاوم-سازی

بررسی نتایج از چند منظر تغییر در مکانیسم خرابی نمونه های تقویت شده و تقویت نشده، اختلاف در مقاومت نمونه ها با تغییر جنس الیاف و نوع تقویت و همچنین آثار آنها روی شکل پذیری اتصال و درپایان اثر تعداد لایه های تقویتی بر رفتار اتصال مورد بررسی قرار می گیرد.

بررسی جنس الیاف و تعداد آنها بر رفتار قاب

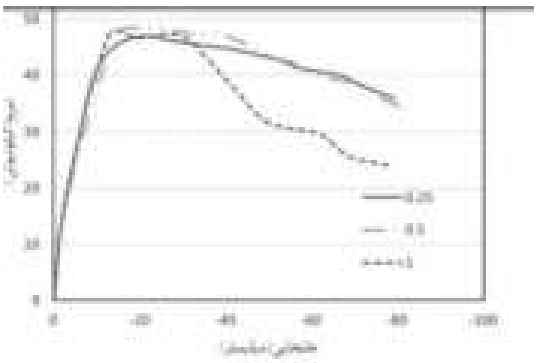
الیاف FRP موجود به منظور بهسازی سازه های بتن مسلح مورد استفاده قرار می گیرند دارای ضخامت های مختلف است. الیاف CFRP نسبت به الیاف GFRP دارای مدول بالاتر و ضخامت کمتری است . همچنین این الیاف در تعداد لایه هایی بیش از یک لایه مورد استفاده قرار می گیرند . در این بخش اثر جنس و تعداد لایه ها بر رفتار قاب تقویت شده مورد بررسی قرار گرفته است . کلیه لایه های مورد بررسی در این بخش با زاویه الیاف صفر درجه در نظر گرفته شده اند. در جدول پایین نتایج حاصل از مقدار بار و شکل پذیری برای ۶ مدل برای بررسی جنس و نوع تقویت آمده است. با در نظر گرفتن تفاوت ضخامت موجود بین الیاف کربن و شیشه مصرفی، که لایه های FRP قوی تری برای الیاف شیشه نسبت به الیا ف کربن را در پی داشته است، نتایج تحلیل ها نشان می دهند الیاف شیشه در زمینه استهلاک انرژی از الیاف کربن مؤثرترند، اما از منظر مقاومت الیاف کربن تا حدودی مؤثرتر از الیاف شیشه است. همان گونه که در شکل مشخص است افزایش تعداد لایه های تقویت بدون تغییر در آرایش آن ها باعث افزایش سختی قاب و افزایش در ظرفیت باربری قاب می شود. افزایش ظرفیت باربری برای تمام نمونه ها مشاهده شد . همچنین شکل پذیری نمونه های تقویت شده کمتر از حالت بدون تقویت است، ولی مقدار شکل پذیری وابسته به ضخامت لایه بوده و در صورت استفاده از ورق های FRP از (جنس شیشه یا کربن) تعداد لایه ها به گونه ای انتخاب می شوند که حاصلضرب تعداد لایه با احتساب ضخامت لایه در مدول الاستیسیته دو نمونه FGUW و FCUW یکسان شود، باعث افزایش میزان جذب انرژی می

شود. با توجه به تغییر ضخامت لایه ها می توان نتیجه گرفت افزایش ضخامت لایه تا حد مشخصی دارای تأثیر مثبت است و با افزایش ضخامت از این حد شکست ترد را در نمونه می تواند موجب شود.

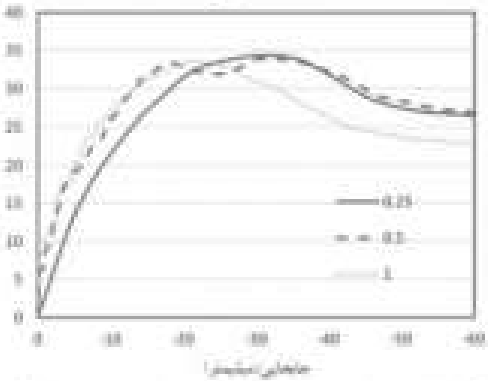
جدول ۷. نتایج بررسی جنس لایه‌ها.

نمونه	مقادیر نیروی ماکزیمم		درصد اختلاف با نمونه کنترل		درصد شکل‌پذیری	
	push	pull	push	pull	push	pull
F	۲۴.۸۶	۲۶.۳۴	۰	۰	۲.۸۷	۲.۹۲
FCLW	۴۴.۳۶	۴۷.۸۴	۷۸.۴	۸۱.۶۲	۲.۲۵	۲.۷۵
FCUW	۳۱.۶۴	۳۵.۹۸	۲۷.۳	۳۶.۶	۲.۰۱	۲.۸۸
FGLW	۳۹.۳۶	۴۱.۲۳	۶۰.۳	۵۶.۵	۲.۲۴	۲.۸۰
FGUW	۲۸.۸۰	۳۱.۷۴	۱۵.۸	۲۰.۵	۲.۲۸	۲.۸۳

نتایج-بررسی-جنس-لایه-مقاوم-سازی



شکل ۱۳. منحنی بار-تغییرمکان برای ضخامت‌های مختلف لایه



شکل ۱۴. منحنی بار-تغییرمکان برای ضخامت‌های مختلف لایه

نتایج-منحنی-بار-تغییر-مکان-مقاوم-سازی

نتیجه گیری

نزدیک بودن نتایج عددی و مشاهده ی آزمایشگاهی از مکانیزم های شکست و منحنی های هیسترزیس برای نمونه ها قبل و بعد از تقویت با FRP گویای این واقعیت است که مدلسازی عددی می تواند به عنوان یک ابزار عملی برای تحلیل و بررسی رفتار سیکلی قاب های بتن آرمه و تقویت شده با FRP به کار گرفته شود.

از آنجا که بررسی عملکرد قاب تحت اثر بارهای سیکلی به روش های آزمایشگاهی پرهزینه و وقت گیر است پس مهندسین طراح و پژوهشگران می توانند از روش اجزای محدود به منظور ارزیابی رفتار سیکلی و استخراج منحن های هیسترزیس استفاده کنند که با توجه به هزینه ی اندک تحلیل عددی در مقایسه با روش های تجربی در مراحل اولیه طراحی اهمیت خواهد داشت.
رفتار قاب بتن آرمه در ناحیه اتصال تیر به ستون بسیار پیچیده بوده و متغیرهای زیادی در تعیین عملکرد و مکانیسم خرابی در نوع تقویت نقش دارند .از جمله این پارامترها می توان به تعداد لایه های الیاف، جنس الیاف، زاویه قرارگیری آن ها اشاره کرد.
هرچند که افزایش تعداد لایه های کامپوزیت باعث افزایش ظرفیت باربری اتصال می شود اما به دلیل پدیده جداشدگی ورق های تقویتی (با توجه به در نظر گرفتن المان TIEBERAK) افزایش بیشتر تعداد لایه های ورق تقویتی کارایی لازم را ندارد.
در صورت استفاده از ورق های FRP از جنس شیشه یا کربن تعداد لایه ها به گونه ای انتخاب می شوند که حاصل ضرب تعداد لایه، ضخامت لایه . مدول الاستیسیته دو نمونه FCUW,FGUW یکسان شود، باعث افزایش میزان جذب انرژی می شود. این امر می تواند به دلیل مدول الاستیسیته کمتر ورق های شیشه ای باشد.

مقاوم سازی و بهسازی لرزه ای اتصالات خورجینی

اتصال خورجینی یکی از انواع اتصالاتی است که بیشتر در کشور ما استفاده می‌شود و کاربرد آن در دیگر کشورهای دنیا چندان معمول نیست. علاوه بر این، رفتار نامناسب این اتصال در زلزله های اخیر ایران نیز سبب شده است تا شناخت دقیق‌تر رفتار این نوع اتصال در بارگذاری‌های لرزه‌ای و بهسازی و تقویت آن امری ضروری و اجتناب ناپذیر باشد. همچنین با توجه به گسترش روش-های عددی و پیشرفته‌تر شدن کامپیوترها، این تحقیق سبب خواهد شد تا استفاده از این روش‌ها جهت طراحی این اتصالات گسترش و توسعه یابد و نیز محدودیت‌هایی که در انجام کارهای آزمایشگاهی چه به لحاظ فنی وچه به لحاظ هزینه‌ای وجود دارد تا حد زیادی برطرف گردد. بدین منظور مدل های متعددی شامل اتصال خمشی گیردار، اتصال خورجینی ساده، نیمه صلب و صلب در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس مدل شده است. در ادامه روش های بهبود عملکرد این اتصال با استفاده از قطعات الحاقی بررسی می شود و در نهایت دو مدل مناسب برای اتصال نیمه صلب برای مناطق با لرزه خیری کم و متوسط و اتصال خورجینی گیردار برای مناطق با خطرلرزه خیزی زیاد پیشنهاد می شود. قابلیت استهلاک انرژی یکی دیگر از معیارهایی است که برای بهبود عملکرد اتصال های مورد بحث در این مقاله بررسی شده است.
امروزه سازه های فولادی یکی از پرکاربردترین سازه هایی است که در سراسر دنیا مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی از اتصالاتی که سالیان متمادی در ایران سابقه ی استفاده دارد اتصال خورجینی است. اتصال خورجینی عبارت است از اتصالی که تیری را به صورت پیوسته از کنار ستون عبور می دهد و به ستون متصل می سازد. در ایران به دلیل کمبود نیمرخ های بزرگ، برای تیرریزی ساختمان های متوسط و کوتاه از دو مقطع تیر با فاصله از یکدیگر استفاده شده است. کاربرد گسترده ی این اتصال در ایران به علت سادگی کار، هزینه ی کم، سرعت بالای اجرا، کم کردن نیمرخ بال‌پهن، قابلیت استفاده از شماره های بالای نیمرخ IPE، عدم نیاز به بریدن تیرها در محل اتصال به ستون، برش و جوش کمتر و در مجموع اقتصادی بودن آن‌ها است. این اتصال در گذشته متداول‌ترین شکل اتصال در ساختمان‌های فلزی ایران بوده است. در اتصال خورجینی تیرهای باربر از طرفین ستون به صورت یکسره عبور داده می شوند و روی نبشی‌هایی که در طرفین ستون نصب شده‌اند قرار می گیرند، لذا اتصال خورجینی تأمین کننده ی نشیمن برای عبور یک جفت تیر سراسری از طرفین ستون است.
اتصالات خورجینی بکار رفته در سازه های فولادی ایران عموماً هم‌شکل اند و تنها تفاوتی که دارند در طول و بزرگی مقاطع نبشی آن‌ها است که بسته به میزان بار طراحی می تواند متفاوت باشد.

نمونه-اتصالات-خورجینی

براساس تجربه هایی که از زلزله های گذشته بدست آمده است، دریافته ایم که سازه هایی در برابر زلزله دارای عملکرد بهتری هستند که بتوانند ضمن حفظ پایداری و انسجام کلی خود، انرژی بیشتری از زلزله را جذب و مستهلک کنند.

اتصالات خورجینی عموماً در دسته ی اتصالات غیرلرزه ای نیمه صلب جای می گیرند و ظرفیت لنگر آن‌ها بسیار کمتر از المان های متصل شده در قاب است. نقطه ی ضعف اصلی این نوع اتصال شکست زودهنگام جوش‌های آن است. درنتیجه قاب‌های با اتصال خورجینی انعطاف‌پذیری بسیار پایینی دارند و معمولاً طی یک زمین لرزه رفتار نامطلوب تُردی را از خود نشان می دهند.

برای بهبود عملکرد لرزه ای چنین قاب هایی باید مقاومت اتصالات را چنان بالا برد تا علاوه بر تأمین ملزومات صلبیت بتوانند امکان داشتن تغییرشکل پلاستیک در تیر متصل شده را با تغییرشکل های ارتجاعی پایدار خود فراهم کنند. علاوه بر این باید جزئیات رفتار اتصال چنان تنظیم شود که یک مسیر بار ایمن برای بار منتقل شده از تیر به ستون فراهم شود. نکته ی مهم درباره ی ایمنی مسیر بار این است که همه ی اجزای اتصالات باید به تمامی و بدون مزاحمت در انتقال بار همکاری کنند و این در حالی است که در اتصال خورجینی تنها دو مقطع نبشی جوش شده به تیر و ستون (که در بیشتر موارد کیفیت جوش پایینی دارند) نقش انتقال بار را بر عهده دارند. رفتار ضعیف اجزای اتصال که نمی توانند مسیر امنی را برای بار فراهم کنند باعث می شود که اتصال در همان چند چرخه ی نخست بارگذاری دچار شکست شود. برای پرهیز از چنین مسئله ای، اتصال باید چنان بهبود یابد که هم یک مسیر بار امن فراهم کند و هم مقاومت و سختی مطلوب را بدست آورد.

مدل سازی

هر مسئله ی مدل سازی معمولا از مراحل، پیش پردازش، پردازش، پس از پردازش، نتایج قابل قبول و راه حل پایدار و ترسیم نتایج خروجی تشکیل یافته است.

شکل ۳: مراحل یک مدل سازی

مراحل-مدل-سازی

در مرحله ی پیش پردازش مدل سازی عددی با آباکوس به رویه ی زیر دنبال شده است:

۱. با تشریح مشخصات هندسی اعضای پایه ای ایجاد شد (تعریف تیر، ستون، اتصالات نبشی و ورق‌های اتصلات).

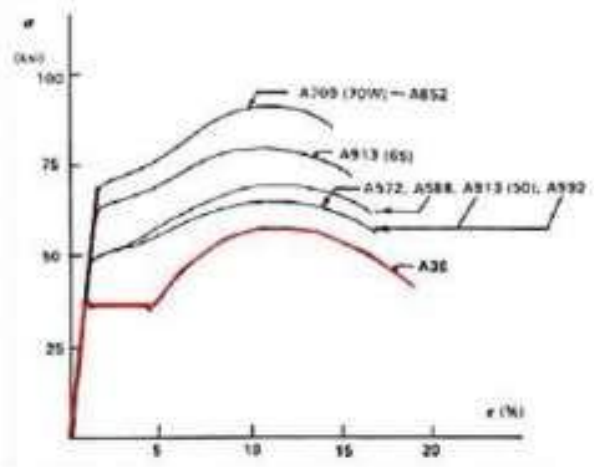
۲. ایجاد مشخصات مواد برای لایه های مختلف (مشخصات الاستیک و پلاستیک).

جدول ۱: مشخصات مکانیکی فولاد A36

Elastic modulus E (MPa)	Fy(MPa)	Fu(Mpa)	Final elongation(%)
203806	268	480	25.9

جدول-مشخصات-مکانیکی

نمودار تنش – کرنش مربوط به فولادهای سازه‌ای را در شکل(۴) مشاهده می کنید. از میان انواع مختلف فولاد، فولاد نرمه‌ی ساختمانی انتخاب شده است. برای استفاده از پارامترهای این نوع فولاد در محیط آباکوس لازم است تا تغییراتی بر روی این پارامترها داده شود.



شکل ۴: نمودار تنش- کرنش فولاد نرمه ساختمانی (A36)-[۱۰]

نمودار-تنش-کرنش-فولاد-مقاوم-سازی

باید به این نکته اشاره شود که نمودار تنش-کرنش مربوط به شکل (۴) مربوط به تنش و کرنش‌های مهندسی می باشد که در روابط آیین نامه ای از آن‌ها استفاده می شود، در صورتیکه در موارد مدل سازی اجزاء محدود برای حصول جواب‌های دقیق‌تر باید از پارامترهای واقعی که با استفاده از روابط (۱) و(۲) بدست می آیند استفاده کرد.

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

$$\varepsilon^{L}_{true} = \ln(1+\varepsilon_{nom}) - \left(\frac{\sigma_{true}}{E}\right) \quad (2)$$

مقادیر-واقعی-تنش-کرنش

مقادیر بدست آمده از روابط بالا را در جدول(۲) مشاهده می کنید که از مقادیر واقعی تنش-کرنش در مدل سازی استفاده خواهیم کرد.

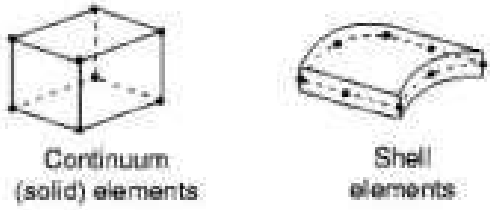
جدول۲: تنش - کرنش اسمی و واقعی فولاد نرمه ساختمانی-[۱۰]

Nominal Curve		True(Eng.) Curve	
Strain (%)	Stress(Mpa)	Strain (%)	Stress(Mpa)
0.00	0	0.00	0
0.01	252	0.01	254
0.05	252	0.04	264
0.06	319	0.06	338
0.09	377	0.08	409
0.11	398	0.10	440
0.14	391	0.13	444
0.16	350	0.15	407
0.19	286	0.17	341

جدول-تنش-کرنش

۱. مونتاژ کردن اجزاء و اختصاص مواد به آنها.
۲. در مدل‌هایی که تماس بین اجزاء باید تعریف شود، تعریف زوج سطوح و مشخصات مکانیکی برای آنها.
۳. مش بندی مناسب مدل و اختصاص المان‌های سازه‌ای مناسب به اجزاء.

برای مقاطع تیر و ستون از المان صفحه‌ای S8R (المان صفحه‌ای با ۸ نقطه‌ی انتگرال گیری) و برای صفحات و نبشی‌های اتصال از نوع المان C3D8R (المان ۳بعدی پیوسته با ۸ نقطه‌ی انتگرال گیری) استفاده شده است.



شکل۵: المان‌های سازه‌ای استفاده شده در آباکوس-[۱۱]

المان-های-مورد-استفاده

۴. تعریف مراحل آنالیز

۵. ایجاد شرایط مرزی

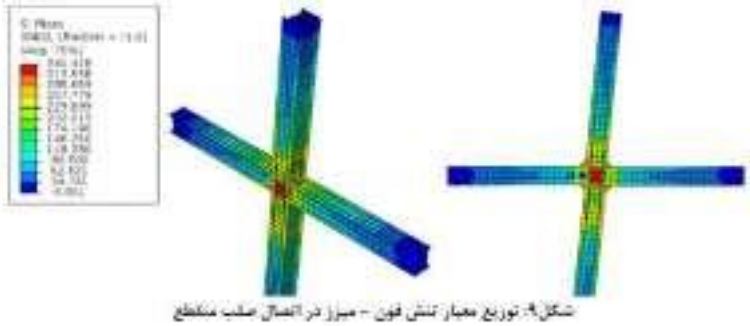
ساخت مدل

در این پژوهش عملکرد دو نوع اتصال صلب منقطع و اتصال خورجینی ارزیابی می‌شود. معیار مقایسه‌ی دو اتصال عدم تمرکز تنش در اتصال که از معیار تنش فون – میزز بدست می‌آید، لحظه‌ی گسیختگی و قابلیت استهلاک انرژی که برابر است با مساحت زیر نمودار بار – جابجایی را شامل می شود.

ابتدا به نبشی های اتصال، لچکی سخت کننده اضافه می شود تا بهبود عملکرد اتصال بررسی شود. همانگونه که خواهیم دید این لچکی‌ها نمی‌توانند ظرفیت اتصال را افزایش دهند. در انتها با افزودن ورق‌های زیرسری و بالاسری، خواهیم دید که ظرفیت اتصال به مقدار قابل توجهی افزایش می یابد. در این مدل‌ها از IPE180۲ برای ستون ها و IPE160۲ برای تیرها استفاده شده است. از نبشی با ابعاد L150x80x80 برای اتصال استفاده شده است.

تشریح نتایج

در این بخش به این سوال پاسخ خواهیم گفت، که چرا اتصال خورجینی برای مناطق لرزه خیر کارایی لازم را ندارد. در بخش بعدی روش های بهبود عملکرد اتصال خورجینی با استفاده از سخت کننده‌ها و برش گیرها و ورق‌های بالاسری و زیرسری ارزیابی می-شود. ابتدا به نبشی‌های اتصال لچکی سخت کننده اضافه می شود تا بهبود عملکرد اتصال بررسی شود. همانگونه که خواهیم دید این لچکی ها نمی‌توانند ظرفیت اتصال را افزایش دهند. در گام بعدی برش‌گیرهایی درون جان تیر خورجینی اضافه می شود. همانند اتصال قبل، این نوع اتصال نیز قابلیت اینکه ظرفیت استهلاک انرژی اتصال خورجینی را بالا ببرد را ندارد. در انتها با افزودن ورق‌های زیرسری و بالاسری، خواهیم دید که ظرفیت اتصال به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد. در این مدل‌ها از IPE180۲ برای ستون‌ها و IPE160۲ برای تیرها استفاده شده است. از نبشی با ابعاد L150x80x80 برای اتصال استفاده شده است. در جدول(۴) مشخصات اجزای تقویتی اتصال خورجینی آورده شده است.

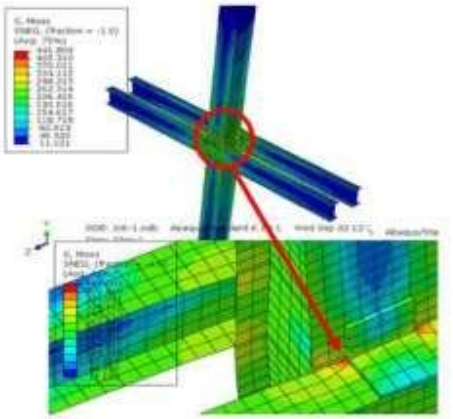


شکل۹: توزیع معیار تنش فون – میزز در اتصال صلب منقطع

توزیع-تنش-فون-میزز

در شکل(۹) توزیع یکنواخت معیار تنش فون – میزز را در اتصال صلب مشاهده می‌کنید. در نواحی مجاور اتصال تنش در محدوده-ی MPa۲۵۷ تا MPa۳۴۰ می‌باشد. که نشان دهنده‌ی جاری شدن کل محدوده‌ی اتصال می‌باشد. در این اتصال محدوده‌ی هسته‌ی اتصال بیشترین مقدار تنش فون – میزز یعنی MPa۳۴۰ را تجربه می کند.

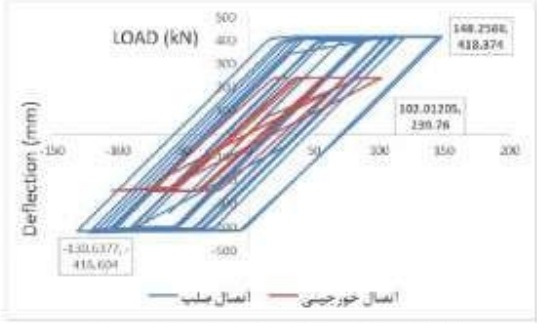
در شکل(۱۰) تمرکز تنش بالا را در ناحیه‌ی اتصال نبشی به تیر مشخص است. در حالیکه محدوده‌ی اتصال تنش MPa۱۹۰ تا MPa۳۳۴ را تجربه می‌کنند اما در محل اتصال نبشی تیر تمرکز تنش تا MPa۴۴۱ نیز وجود دارد. تمرکز تنش عامل گسیختگی موضعی می‌باشد و برخلاف اتصال صلب که محدوده‌ی قابل توجهی از اتصال به ناحیه تسلیم رسیده بودند، در این اتصال برخی از نقاطی که دارای تنش بالا هستند تسلیم شده اند و این دلیل بر عدم شکل پذیری اتصال خورجینی می باشد.



شکل۱۰: توزیع معیار تنش فون - میزز در اتصال خورجینی

توزیع-معیار-تنش-اتصال-خورجینی

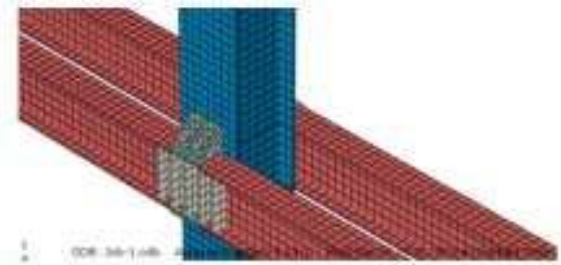
در شکل(۱۲) پاسخ بار- جابجایی دو نوع اتصال تحت اثر بار چرخه‌ای آورده شده است. لازم به ذکر است که بارگذاری در زمان رسیدن به کرنش پلاستیک بحرانی (PEEQ= 0.17-0.18) متوقف می شود.



شکل۱۲: منحنی رفتار اتصالات خورجینی و صلب

منحنی-رفتار-اتصالات-خورجینی

مقدار ظرفیت نهایی اتصالات صلب و خورجینی منقطع بترتیب برابر E+05N۴,۱۸ و E+05N۲,۳۹ است. اما نکته قابل توجه در این دو نمودار قابلیت استهلاک انرژی توسط دو اتصال است که برای این دو اتصال برابر E+08N.mm۶,۵۸ و E+07N.mm۷,۸۱ است که مقایسه‌ی این دو عدد تفاضل قابل ملاحظه‌ی قابلیت استهلاک این دو نوع اتصال را نشان می دهد.



شکل ۱۳: اتصال نوع۱- نبشی زیرسری و بالاسری به همراه برش گیرهای جان تیر

برش-گیر-زیرسری-مقاوم-سازی

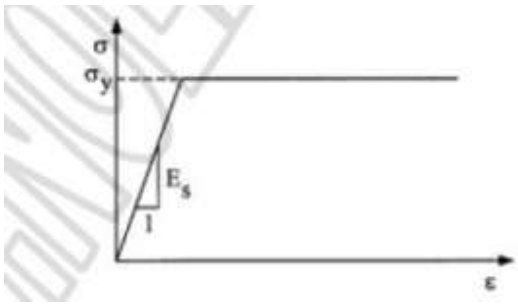
نتیجه‌گیری

اتصالات خورجینی عموماً در دستهٔ اتصالات غیرلرزه‌ای نیمه صلب جای می گیرند و ظرفیت لنگر آن‌ها بسیار کمتر از المان‌های متصل شده در قاب است. نقطهٔ ضعف اصلی این نوع اتصال شکست زودهنگام جوش‌های آن است. درنتیجه قاب‌های با اتصال خورجینی انعطاف‌پذیری بسیار پایینی دارند و معمولاً طی یک زمین لرزه رفتار نامطلوب تُردی را از خود نشان می دهند.
مقدار ظرفیت نهایی اتصالات صلب و خورجینی منقطع بترتیب برابر E+05N۴,۱۸ و E+05N۲,۳۹ است که افزایش ۷۵ درصدی داشته است. اما نکته‌ی قابل توجه در این دو نمودار قابلیت استهلاک انرژی توسط دو اتصال است که برای این دو اتصال برابر E+08N.mm۶,۵۸ و E+07N.mm۷,۸۱است که مقایسه ی این دو عدد تفاضل قابل ملاحظه‌ی قابلیت استهلاک این دو نوع اتصال را نشان می دهد.برای بهبود عملکرد لرزه ای چنین قاب‌هایی باید مقاومت اتصالات را چنان بالا برد تا علاوه بر تأمین ملزومات صلبیت بتوانند امکان داشتن تغییرشکل پلاستیک در تیر متصل شده را با تغییرشکل های ارتجاعی پایدار خود فراهم کنند. در این پژوهش از اتصال‌های لچکی زیرسری و بالاسری نبشی، لچکی زیرسری و بالاسری نبشی به همراه برشگیرهای جان تیر و لچکی و صفحات زیرسری و بالاسری (اتصال گیردار) برای بهبود عملکرد اتصال خورجینی استفاده شد. در اتصال خورجینی گیردار نوع دوم، همهٔ نیروهای قائم و افقی و لنگر خمشی تیرها از راه ورق‌هایی که در دو طرف ستون و عمود بر محور تیر جوش شده‌اند و با جوش نفوذی به بال‌های بالایی و زیرین تیرهای دو طرف ستون متصل شده اند، منتقل می گردد. این نوع اتصال در تغییرشکل‌های نسبتاً زیاد رفتار پسماند ثابتی دارد.مقایسه ظرفیت نهایی اتصال برابر E+05N۳,۸ با ظرفیت اتصال خورجینی ساده و اتصال صلب منقطع بترتیب برابر با E+05N۲,۲۳ و E+05N۴,۱ نشان دهنده ی کارایی مناسب این اتصال است که افزایش حدود ۷۰ درصدی را نسبت به اتصال خورجینی ساده داشته است. ظرفیت این اتصال قابل مقایسه با اتصال صلب منقطع که افزایش۷۵ درصدی را داشته است، می باشد.برای مطالعه رفتار سازه‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده با FRP مرحله اساسی فهم و درک دقیق رفتار غیرخطی مصالح سازنده آن یعنی بتن مسلح و کامپوزیت FRP به‌طور مجزا می‌باشد. رفتار غیرخطی بتن مسلح نظیر ترک‌خوردگی بتن، سخت شدگی کششی، پلاستیسیته بتن و تسلیم آرماتورها به‌طور گسترده توسط محققان متعددی موردمطالعه و بررسی قرارگرفته و قوانین ساختاری مناسب متعددی پیشنهادشده است. علیرغم اینکه در بیشتر مطالعات رفتار FRP در سازه‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده با FRP خطی فرض شده است، بااین‌حال نشان داده‌شده است که رابطه تنش-کرنش برشی درون صفحه‌ای الیاف‌ها در کامپوزیت‌های الیافی یک جهته، به‌طور قابل‌توجهی غیرخطی می‌باشد. بنابراین مدل‌سازی مناسب رفتار غیرخطی کامپوزیت‌های FRP بسیار مهم و حائز اهمیت می‌باشد.در این مقاله مدل‌های ساختاری مناسب معرفی‌شده است که رفتار غیرخطی بتن مسلح و FRP را مدل‌سازی می‌کند سپس برای تحلیل غیرخطی تیر بتن‌آرمه مستطیلی شکل تقویت‌شده با FRP از برنامه المان محدود ABAQUS استفاده‌شده است. در تحلیل عددی، دو نوع تیر با دو نسبت آرماتور متفاوت، در نظر گرفته‌شده است. هدف از این تحقیق مطالعه و بررسی تأثیر کامپوزیت‌های FRP بر روی رفتار کلی تیر بتن‌آرمه با مقطع مستطیلی تحت بار متمرکز در وسط دهانه می‌باشد و همچنین تأثیر نسبت فولاد نیز موردبررسی قرارگرفته است.

مصالح استفاده‌شده در مدل‌سازی آرماتور، بتن و FRP می‌باشد. مدل‌های ساختاری مناسبی در برنامه المان محدود ABAQUS جود دارند که برای میلگردهای فولادی، بتن و FRP می‌توانند مورداستفاده قرار گیرند. بنابراین در اینجا به‌طور مختصر مدل‌های ساختاری و مشخصات مصالح موردبحث قرار می‌گیرند.

آرماتور:

مدل‌های ساختاری زیادی در برنامه المان محدود ABAQUS وجود دارد که در این مقاله برای مدل‌سازی آرماتور از مدل دوخطی الاستوپلاستیک کامل ایزوتروپیک استفاده می‌شود. برای معرفی پلاستیسته فولاد از سخت شدگی کینماتیکی استفاده‌شده است. منحنی تنش کرنش الاستیک پلاستیک کامل را در شکل زیر مشاهده نمایید.



مدل-الاستیک-پلاستیک-کامل-فولاد-مقاوم-سازی

در برنامه ABAQUS آرماتورهای طولی و عرضی با المان خرپایی (T3D2N) مدل‌سازی می‌گردند که المان دو گرهی می‌باشد و فقط قابلیت تحمل نیروی محوری را دارد و به‌صورت مجزا از بتن عمل می‌کند و از اثرات لغزش- پیوستگی بین بتن و آرماتور صرف‌نظر می‌شود. برای مدل‌سازی مناسب رفتار آرماتور، سطح مقطع، موقعیت و جهت هر لایه آرماتور برای هر المان باید مشخص باشد. در مدل الاستوپلاستیک فولاد مشخصات مدول الاستیسیته فولاد و تنش جاری شدن موردنیاز می‌باشد.

بتن:

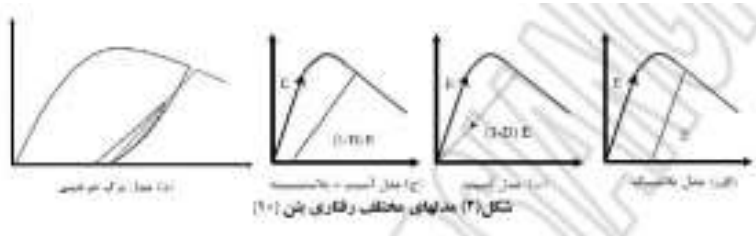
مدل‌های رفتاری مختلفی برای بتن وجود دارد که دارای کاربرد فراوان در مدل‌سازی‌های عددی می‌باشند که عبارت‌اند از:

- مدل الاستیک بتن،
- مدل پلاستیک بتن،
- مدل آسیب،
- مدل آسیب پلاستیسیته (شکل زیر).

مدل‌های ترک بتن که در مدل‌سازی عددی استفاده می‌شود عبارت‌اند از:

- مدل ترک اندود
- مدل آسیب پلاستیسیته
- مدل ترک چرخشی.

در برنامه ABAQUS مدل‌های ترک اندود و آسیب پلاستیسیته برای بتن موجود می‌باشد که در این بررسی از مدل آسیب-پلاستیسیته بتن استفاده‌شده است.

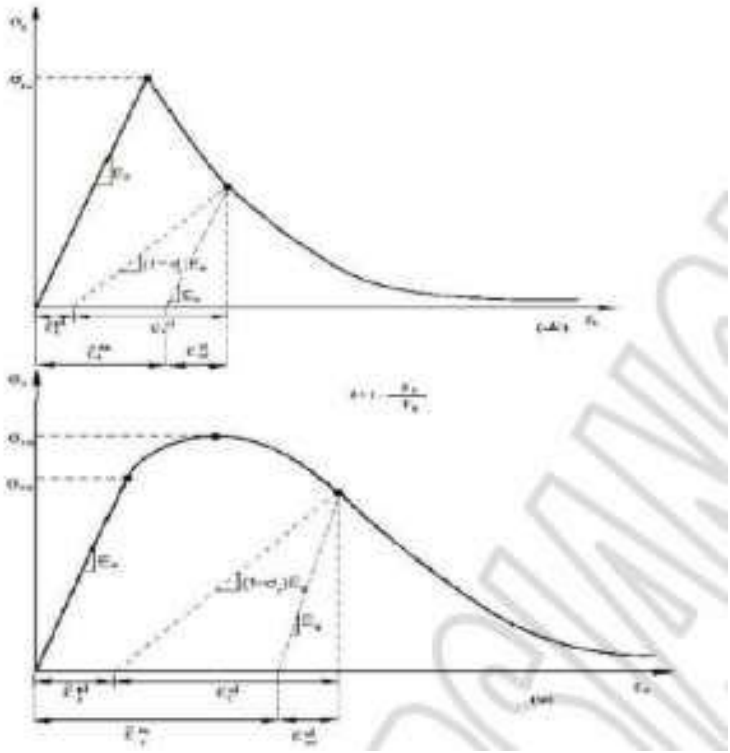


مدل-های-مختلف-رفتاری-بتن

مدل پلاستیسیته بتن

مدل آسیب-پلاستیسیته برای اولین بار به‌صورت کاربردی توسط لوبلینر در سال ۱۹۸۹ ارائه گردید. مدل لوبلینر که به مدل بارسلونا معروف است توانست تمام حالت‌های آسیب را توسط یک متغیر اسکالر بنام آسیب بر اساس انرژی شکست بیان کند. اما این مدل قادر به نشان دادن رفتار بتن در حالت سایکلیک نبود. زیرا که در بارگذاری تناوبی نمی‌توان آسیب کششی و آسیب فشاری را بایک کمیت اسکالر بیان نمود. فنوز و لی در سال ۱۹۹۸ با توسعه مدل بارسلونا برای حالت سایکلیک به کمک دو پارامتر آسیب فشاری و کششی مدل کامل‌تری ارائه دادند. همه مدل‌های پلاستیسیته آسیبی که بعدازاین تاریخ پیشنهادشده است بر پایه مدل لوبلینر در حالت استاتیکی و مدل فنوز- لی در حالت تناوبی می‌باشد. مدل آسیب – پلاستیسیته بتن که در نرم‌افزار ABAQUS به‌کاربرده شده است بر پایه مدل فنوز لی می‌باشد. در این مدل دو مکانیسم گسیختگی برای بتن فرض می‌شود که عبارت‌اند از ترک‌خوردگی کششی و خردشدگی فشاری. رفتار تنش کرنش بتن تحت‌فشار تک‌محوری بعد از ناحیه الاستیک باید به‌صورت تنش برحسب کرنش غیر ارتجاعی تعریف شود (کرنش خردشدگی). فرض می‌شود که رفتار بتن تحت کشش تک‌محوری تا تشکیل ریزترک‌های اولیه در تنش حداکثر به‌صورت خطی است (تنش گسیختگی).

رفتار بتن بعد از شکست باید به‌صورت تنش برحسب کرنش ترک‌خوردگی تعریف گردد. این رفتار اجازه می‌دهد تا ما بتوانیم اثرات اندرکنش بتن و آرماتور را با معرفی مقداری سخت شدگی کششی در شاخه نرم شدگی در نظر بگیریم (شکل زیر). در این مقاله المان SOLID 8 گرهی با سه درجه آزادی در هر گره که C3D8R نامیده می‌شود برای مدل‌سازی المان‌های بتنی استفاده‌شده است.



منحنی-تنش-کرنش-بتن

تحت‌فشار تک‌محوری، کرنش بتن مربوط به تنش حداکثر معمولاً در حدود ۰,۰۰۲ الی۰,۰۰۳ فرض می‌شود. مقدار نمونه‌ای که توسط کمیته ACI ۳۱۸ پیشنهادشده و در تحلیل استفاده‌شده است، ۰,۰۰۲ می‌باشد. مدول پواسون بتن تحت تنش فشاری تک‌محوری از ۰,۱۵ تا ۰,۲۲ می‌باشد. در این مطالعه مدول پواسون برای بتن ۰,۱۶۷ فرض شده است. و مدول الاستیسیته اولیه بتن Ec به شدت به مقاومت فشاری آن وابسته است.

کامپوزیت های FRP

در کامپوزیت‌های FRP هر لایه در شرایط تنش صفحه‌ای می‌تواند به‌صورت یک‌لایه ارتوتروپیک در نظر گرفته شود. شایان‌ذکر است که کامپوزیت‌های الیافی تک‌محوری رفتار غیرخطی شدیدی در رابطه تنش کرنش برشی درون صفحه از خود نشان می‌دهند. همچنین، با بارگذاری‌های عرضی درون صفحه‌ای انحراف از رفتار خطی مشاهده‌شده است اما میزان غیرخطی شدن قابل‌مقایسه با برش درون صفحه‌ای نیست. معمولاً این رفتار غیرخطی را که توأم با بارگذاری‌های عرضی است می‌توان نادیده گرفت.

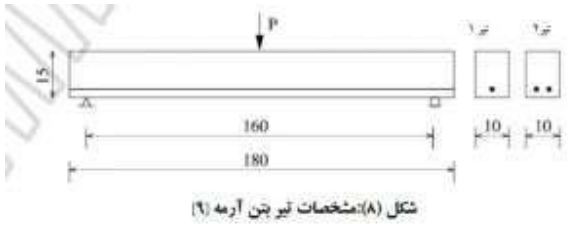
رفتار غیرخطی صفحه‌های FRP به‌وسیله مدل Hashin Damage در نرم‌افزار ABAQUS مدل شده است. در این روش رفتار FRP تا هنگامی‌که به کرنش گسیختگی برسد خطی فرض می‌شود. (شکل زیر) در این نقطه ترک گسترش می‌یابد و ماده تمام ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد.

شکل (۶): مدل رفتاری FRP [۵]

مدل-رفتاری-FRP

صحت سنجی

جهت صحت سنجی مدل‌سازی، دو تیر بتن‌آرمه که توسط Karihaloo و همکارانش مطالعه شده است، انتخاب گردیده و توسط نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی شده است. این دو تیر با دو مشخصه متفاوت یکی با یک عدد میلگرد و دیگری با دو عدد میلگرد می‌باشد که تحت بارگذاری با کنترل تغییر مکان تا ظرفیت نهایی مورد آزمایش قرارگرفته است. مشخصات هندسی این تیر در شکل (۸) نشان داده‌شده است.

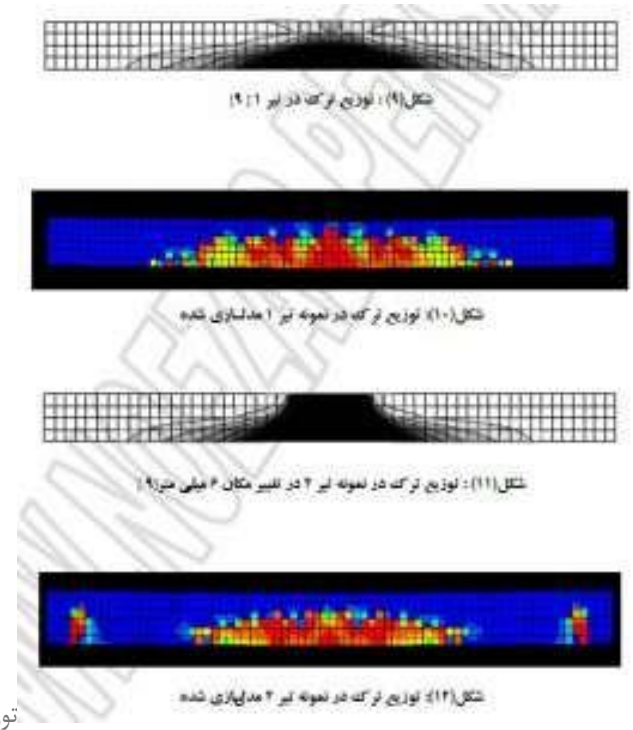


شکل (۸):مشخصات تیر بتن آرمه [۹]

مشخصات-تیر-بتن-آرمه

بعد از مدل‌سازی تیر بتن‌آرمه در برنامه المان محدود ABAQUS و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی ابتدا برای صحت سنجی مدل‌سازی مقایسه‌ای بین نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌سازی و نتایج مطالعات انجام‌گرفته توسط Karihaloo و همکارانش صورت گرفته است.

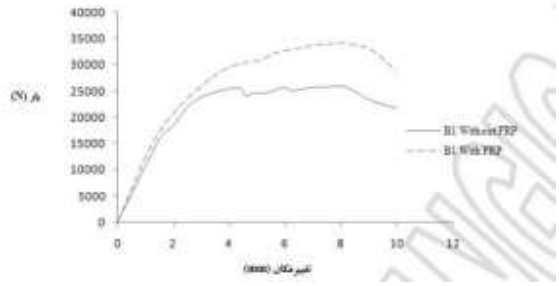
توزیع ترک در تیر ۱ , تیر ۲، مدل‌سازی شده تطابق خوبی با نتایج مطالعات Karihaloo و همکارانش دارد. ولی در تیر ۲ مدل‌سازی شده در ناحیه تکیه‌گاه به دلیل تمرکز تنش مقداری ترک ملاحظه می‌گردد و این به دلیل تفاوت شرایط مرزی در شرایط آزمایشگاهی و مدل‌سازی می‌باشد.



توزیع-ترک-در-نمونه

تاثیر کامپوزیت های FRP

بعد از صحت سنجی مدل‌سازی و مقایسه نتایج به‌دست‌آمده در بالا دو تیر مدل‌سازی شده با کامپوزیت‌های FRP مقاوم‌سازی شده‌اند. جهت الیاف‌ها در جهت تیر و به‌صورت طولی در نظر گرفته‌شده‌اند. همانطوریکه در شکل ۱۵ نشان داده‌شده است نتایج به‌دست‌آمده حاکی از آن است که کامپوزیت‌های FRP میزان باربری نهایی تیر ۱ را از ۲۵۰۰۰ نیوتن به ۳۵۰۰۰ نیوتن افزایش داده است و تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در ظرفیت باربری نهایی این تیر دارد. همچنین میزان سطح زیر منحنی بار تغییر مکان نیز افزایش قابل‌توجهی پیداکرده است. برای تیر نمونه ۲ نیز نتیجه مشابهی به‌دست‌آمده است.



منحنی-بار-تغییر-مکان

نتیجه گیری

- استفاده از کامپوزیت‌های FRP می‌تواند سختی و مقاومت نهایی عضو را تا چندین برابر افزایش دهد. لذا استفاده از این کامپوزیت‌ها می‌تواند سبب به کاهش آرماتورهای مصرفی و نیز ابعاد المان گردد.
- ورق‌های FRP به‌طورمعمول بین دو تا ده برابر مقاومت ورق‌های فولادی را دارند و این در حالی است که وزن آن‌ها تنها ۲۰٪ وزن ورق‌های فولادی می‌باشد؛ ازاین‌رو با تقویت عضوهای بتنی با استفاده از این کامپوزیت‌ها می‌توان با کمترین افزایش وزن المان، بیشترین مقاومت را انتظار داشت.

- همان‌طور که مشاهده شد نتایج مدل‌سازی انجام‌شده در این تحقیق با نتایج حاصل از مطالعات Karihaloo و همکارانش تطابق خوبی دارد.

پیشرفت و تکنولوژی و ظهور پدیده ی انفجار و دانش مربوط به بارهای انفجاری مسائل متعددی را پیرامون این موضوع مطرح کرده اند. در این مدت پژوهش‌های نظری و آزمایشگاهی بسیاری توسط مهندسان و دانشمندان بر روی مصالح و بارهای انفجاری انجام‌شده است. امروزه با ظهور پدیده ی حملات تروریستی، تحلیل و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار نیز توسعه‌یافته است و آئین‌نامه‌های متعددی توسط مراجع مختلف برای تحلیل و طراحی انفجاری ارائه‌شده است. از طرفی با پیدایش مصالح نوین، گسترش کاربرد آن‌ها در مهندسی عمران و کاربری مناسب آن‌ها در بهسازی سازه‌های موجود، چشم‌انداز جدیدی در جهت مقابله با این وقایع فراهم‌شده است.

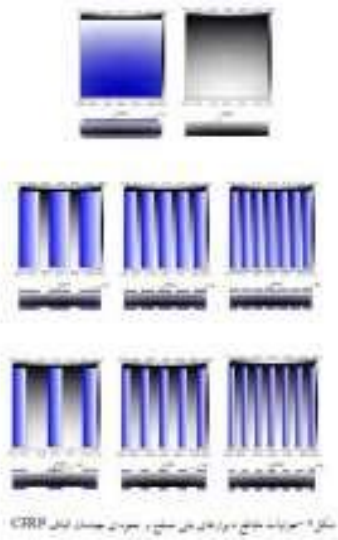
این پژوهش به بررسی کارایی استفاده از مصالح مرکب بر عملکرد دیوارهای بتنی در برابر انفجار پرداخته است. بدین‌صورت که دیوار بتنی مقاوم‌سازی شده با پلیمرهای مسلح با الیاف کربنیCFRPتحت اثر بار انفجاری قرارگرفته است. CFRP های بکار گرفته‌شده شامل رزین از جنس اپوکسی و الیاف از جنس کربن می‌باشند. در این پژوهش بار انفجاری، ابعاد دیوار و شرایط تکیه‌گاهی ثابت فرض شده و تأثیر چیدمان الیاف کربنی و ضخامت ورق CFRPدر حالت‌های مختلف بررسی‌شده است. برای مدل‌سازی، تحلیل و پردازش نتایج از نرم‌افزار Abaqusاستفاده‌شده است. پس از انجام تحلیل، نحوه و مقدار توزیع پارامترهایی نظیر تغییر مکان و تخریب در مدل‌ها محاسبه و مورد مقایسه قرارگرفته و نواحی بحرانی شناسایی و معرفی‌شده است. به‌کارگیری روش چیدمان‌های نواری در مقابل پوشش کامل دیوار بر عملکرد رفتار سازه در برابر بار انفجارموثر بوده موجب کاهش در میزان تغییر مکان بیشینه و نشانه خسارت می‌شود.

مدل‌سازی

این دیوارها بر روی دو تکیه‌گاه ساده مقید شده و تشکیل یک دال یک‌طرفه را می‌دهند. سازه‌ها تحت اثر فشار یکنواخت و تابع زمان ضرب‌های ناشی از یک انفجار بارگذاری شده، تغییر شکل و میزان خسارت در آن‌ها با توجه به نحوه‌ی چیدمان الیاف و ضخامت الیاف مقایسه می‌شوند.

سازه‌های موردبررسی دیوارهای بتنی به ابعاد ۳×۳مترمربع و باضخامت ۲۰۰میلی‌متر می‌باشند. این دیوارها در دولایه به‌وسیله‌ی شبکه میلگردهای فولادی به قطر ۱۰میلی‌متر در فاصله‌های ۱۵۰میلی‌متری مسلح شده‌اند. دیوارهای فوق در دو سمت پشت‌ورو با ورق‌های CFRPباضخامت‌های متفاوت تقویت‌شده‌اند. با توجه به نسبت کوچک ضخامت به ابعاد سازه برای مدل‌سازی از المان پوسته S4Rاستفاده گردیده است. عملکرد دیوارها به‌صورت یک‌طرفه فرض شده است. تقویت دیوارها با توجه به درصد پوشش الیاف به سه صورت ٪۷۵ ، ٪۱۰۰و ٪۵۰تقسیم‌بندی شده که در هر حالت این درصد پوشش توسط سه دسته، پنج دسته و هفت دسته نوار مشخص‌شده‌اند.

شکل(۱)تصویر محل قرارگیری تکیه‌گاه‌ها نحوه‌ی بارگذاری دیوارها را نمایش می‌دهد. جهت ایجاد شرایط تکیه‌گاهی مناسب، ورق‌های CFRP در فاصله ۲۰۰میلی‌متری از تکیه‌گاه‌ها متوقف‌شده‌اند. ابعاد هر المان مورداستفاده در مش بندی ۲۰۰×۲۰۰میلی‌مترمربع می‌باشد. ورق‌های CFRPدر دو سطح‌رو به انفجار و پشت به انفجار بر روی دیوارها قرارگرفته و به‌صورت کامل (بدون لغزش) در تحمل تنش‌ها شرکت می‌کنند. شکل (۲) تصویر انواع چیدمان قرارگیری ورق‌های CFRPبر روی دیوار بتنی مسلح مرجع را که در این پژوهش موردبررسی قرارگرفته، نمایش می‌دهد.



مقاوم-سازی-بار-انفجار-دیوار-بتنی

مشخصات مصالح

CFRP:ماده مرکب بکار گرفته‌شده در این پژوهش CFRPاست. رزین مورداستفاده از نوع اپوکسی و الیاف از جنس‌های کربنT300می‌باشد. به‌منظور بررسی اثر تغییر ضخامت بر پارامترها، ضخامت ورق‌های CFRPدر نظر گرفته‌شده ۱,۵ ،۰,۵و ۶میلی‌متر است. CFRP های مورداستفاده دارای رفتار کشسان خطی بوده و ویژگی‌های مکانیکی آن‌ها در جدول‌های ۱تا ۳ارائه‌شده است.

بتن: مقاومت فشاری بتن در پژوهش ۳۵مگا پاسکال در نظر گرفته‌شده است. برای مدل‌سازی بتن در ناحیه پلاستیک و بررسی تخریب در آن از مدل خسارت مومسانی بتن (Concrete Damage Plasticity)استفاده‌شده است. مقادیر تنش و کرنش پلاستیک موردنیاز در این مدل از گزارش نتایج پژوهش‌های آزمایشگاهی پیشین گرفته‌شده است. مشخصات مورداستفاده برای مدل‌سازی بتن در جدول‌های ۴و ۵ارائه‌شده است

فولاد: با در نظر گرفتن این مسئله که میلگردهای بکار رفته در دیوارهای بتنی تحت بار انفجار وارد ناحیه مومسانی خود می‌شوند، در مورد شبیه‌سازی رفتار فولاد بایستی هر دو ناحیه کشسان و مومسان را در نظر گرفته و اطلاعات موردنظر در هر دو ناحیه در اختیار نرم‌افزار قرار گیرد. در ناحیه کشسان، ضریب کشسانی ۲۱۰گیگاپاسکال، ضریب پواسان ۳/۰و چگالی نسبی ۸/۷فرض می‌شود. ویژگی‌های فولاد در ناحیه مومسان در جدول (۶) آورده شده است.

	Tension	Compression	Tension	Compression	Shear
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
CFRP					

	Tension	Compressive	Tension	Compressive	Shear
CFRP					

جدول-مشخصات-مصالح-مقاوم-سازی

ترکیب بارها

بارگذاری انفجاری به دو پارامتر زمان و مکان وابسته است. در این پژوهش برای ساده‌سازی و کاهش زمان عملیات شبیه‌سازی رایانه‌ای مدل‌ها از وابستگی مکانی بارگذاری صرف‌نظر شده و تنها به توزیع زمانی بار پرداخته‌شده است. به سخن دیگر، توزیع فشار ناشی از انفجار به‌صورت یک فشار یکنواخت ولی تابع زمان‌بر روی سطح دیوار اعمال شد. این امر را می‌توان با استناد به آیین‌نامه انفجار انجمن ساخت سازه‌های فولادی آمریکا (AISC) موردقبول دانست. بر طبق این آیین‌نامه، اگر فاصله محل انفجار تا سازه از نصف کوچک‌ترین بعد سازه بیشتر شود می‌توان با فرضی مناسب فشار وارده بر دیوار را به‌صورت یکنواخت در نظر گرفت. در این مطالعه، فشار اعمالی هم‌ارز با فشار ناشی از انفجار ۵/۹کیلوگرم TNTدر فاصله ۵/۲متر از سازه در نظر گرفته‌شده است. فشار وارده در طول زمان کل ۰۲/۰ثانیه به شکل ذوزنقه اعمال‌شده که در جدول (۷) نمایش داده‌شده است.

جدول ۷- دامنه زمانی بارگذاری مدل و فشار وارده

Duration (Sec)	Pressure (kPa)
۰٫۰۰۰	۰
۰٫۰۰۱	۷۰۰
۰٫۰۱۰	۷۰۰
۰٫۰۲۰	۰

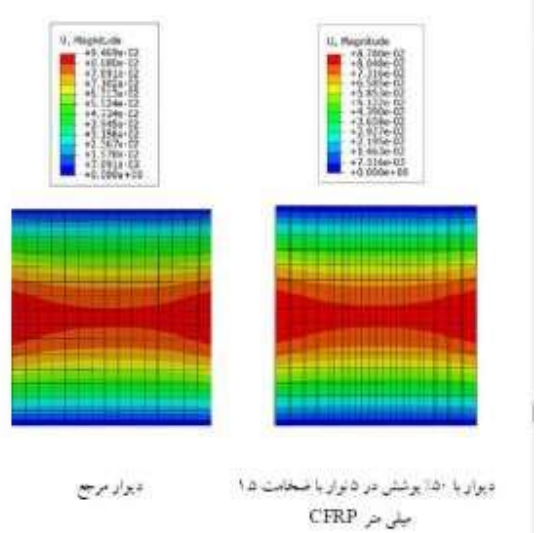
دامنه-زمانی-بارگذاری

تحلیل و بررسی یافته‌ها

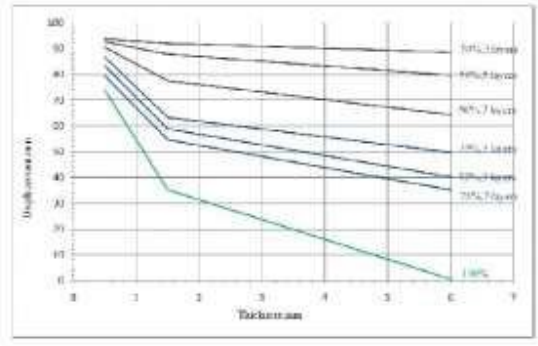
برای تحلیل مدل‌ها از تحلیلگر صریح Explicitنرم‌افزار Abaqus استفاده‌شده است. از این تحلیلگر در مواردی که هدف، تحلیل دینامیکی مدل در زمان بسیار اندک موردنظر باشد، استفاده می‌گردد. در طی تحلیل رفتار دیوار برای مدت ۰۵/۰ثانیه ثبت گردیده است. بیشینه پارامترهای موردنظر در هر مدل محاسبه و نتایج مربوطه در مدل‌های تقویت‌شده با چیدمان‌های مختلف CFRPدر ضخامت‌های ورق متفاوت با یکدیگر مقایسه شده است. پارامترهای تغییر مکان، تخریب بتن موردبررسی قرارگرفته‌اند.

ابتدا دیوار بتنی مسلح مرجع مدل‌سازی شد، پس از تحلیل میزان تغییر مکان بیشینه به همراه حداکثر خسارت در بتن تعیین گشت. سپس دیوارهای تقویت‌شده با ورق‌های CFRPدر چیدمان‌ها و درصد پوشش‌های متفاوت در ضخامت‌های مختلف مدل‌سازی و تحلیل شد. با مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده پس از تحلیل دیوارهای تقویت‌شده با دیوار مرجع، کارایی روش مقاوم‌سازی و پارامترهای بهینه حاصل می‌شود.پارامترهایی که برای مقایسه بین رفتار دیوارهای مقاوم‌سازی شده انتخاب شدند عبارت است از: تغییر مکان بیشینه و نشانه تخریب . بدیهی است که یک سامانه مقاوم‌سازی مطلوب می‌بایست تغییر شکل سازه را محدود نموده اثرات تخریب در بتن را کاهش دهدتغییر مکان بیشینه: با بررسی مقادیر ارائه‌شده در جدول‌های سه گانه۸ ، اثر به‌کارگیری ورق‌های CFRPباضخامت‌های مختلف و درصد پوشش متفاوت با توجه به تعداد لایه‌ها، در مقاوم‌سازی دیوار بتنی واضح است. تأثیر روش مقاوم‌سازی به‌گونه‌ای است که تغییر مکان بیشینه دیوار- که مربوط به منطقه میانی آن می‌باشد- در حالت مقاوم‌سازی نشده از حدود ۹۵میلی‌متر به ۵/۰میلی‌متر در بهترین حالت مقاوم‌سازی کاهش می‌یابد. با مقایسه مقادیر تغییر مکان و ضخامت ورق CFRPاستفاده‌شده رابطه وارونه میزان ضخامت با مقادیر بیشینه تغییر مکان مشخص می‌شود که با افزایش ضخامت ورق CFRPبیشینه تغییر مکان حاصل کاهش می‌یابد.تغییرات بیشینه‌ی تغییر مکان به‌صورت مشهودی با درصد پوشش الیاف متغییر است این اثر با افزایش ضخامت نمایان‌تر است به‌طوری‌که بیشینه‌ی تغییر مکان در ضخامت ۱٫۵میلی‌متر در پوشش ٪۱۰۰از حدود ۳۵٫۱میلی‌متر به ۷۷٫۴میلی‌متر در پوشش ٪۵۰افزایش می‌یابد . تغییرات بیشینه‌ی تغییر مکان در در صدهای پوشش متفاوت می‌تواند با تغییر در ضخامت جبران شود. بدون‌های که بیشینه‌ی تغییر مکان در در صد پوشش ٪۱۰۰در ضخامت ۰٫۵میلی‌متر در

حدود ۷۴میلی‌متر بوده که این تغییر مکان در پوشش ٪۵۰با افزایش ضخامت ۱,۵میلیمتر به ۷۷,۴میلیمتر، ودرهمان درصد پوشش باضخامت ۶میلیمتر به حداقل مقدار ۶۴,۳میلیمتر کاهش می‌یابد. در بررسی رفتار چیدمان نواری بکار گرفته‌شده مشاهده می‌شود که افزایش تعداد نوارها در بهبود عملکرد دیوار مؤثر است. تأثیر به‌کارگیری این روش مقاوم‌سازی بدون‌های است که در تمام درصدهای پوشش ارائه‌شده با افزایش تعداد نوارها وبطبع آن کاهش عرض نوار تغییر مکان بیشینه دیوار کاهش می‌یابد.



نوار-های-تقویت-بیشینه-تغییر-مکان

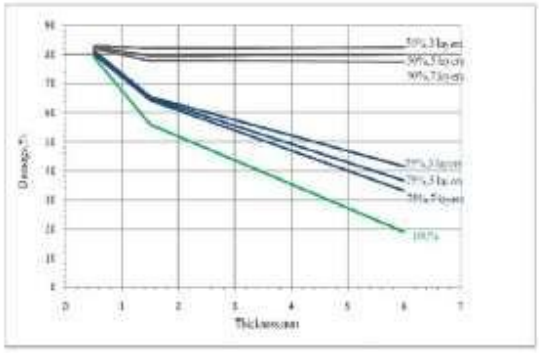


شکل ۴-تغییرات تغییر مکان نسبت به ضخامت در دیوارهای مقاوم سازی نشده

تغییر-مکان-دیوار-مقاوم-سازی

نشانه تخریب: مقادیر تخریب دیوارهای مدل‌سازی شده در جدول‌های سه گانه ۹آمده است. نشانه تخریب را می‌توان به‌عنوان نسبت مساحت آسیب‌دیده به مساحت سالم دیوار تعریف نمود که با این توصیف این نشانه می‌تواند مقداری بین صفر و یک را دارا باشد. صفر مربوط به محیط کاملاً سالم و یک متعلق به محیط کاملاً تخریب دیده می‌باشد. معمولاً به جهت جلوگیری از ناپایداری‌های عددی نرم‌افزار مقدار تخریب را بیش از ۹۹/۰گزارش نمی‌نماید.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مقادیر تخریب ارائه‌شده باضخامت ورق‌های CFRPنسبت وارونه دارد و با افزایش آن میزان تخریب به‌صورت مشهودی کاهش می‌یابد. تخریب گزارش‌شده برای دیوار بتنی مرجع برابر ۸۳درصد می‌باشد که می‌توان آن را یک تخریب نسبتاً زیاد در نظر گرفت درحالی‌که با استفاده از ورق‌های CFRPاین میزان تخریب را می‌توان تا مقدار نسبتاً اندک ۱۹درصد کاهش داد. به‌کارگیری روش مقاوم‌سازی به‌صورت نواری منجر به بهبود عملکرد رفتار دیوار می‌شود به‌گونه‌ای که با افزایش تعداد نوارها در هر درصد پوشش میزان خسارت کاهش می‌یابد.



شکل۶-تغییرات خسارت بیشینه نسبت به ضخامت

تغییرات-خسارت-بیشینه-نسبت-به-ضخامت-مقاوم-سازی

نتیجه‌گیری

از بررسی رفتار دیوارهای بتنی مسلح تقویت‌شده با ورق‌های CFRPدر برابر انفجار به‌وسیله نرم‌افزار المان محدود، نتایج زیر قابل‌بیان می‌باشد:

- مقاوم‌سازی با استفاده از ورق‌های CFRPتأثیر قابل‌توجه ای بر عملکرد رفتار سازه در برابر بار انفجاری داشته و تغییر مکان بیشینه و نشانه خسارت را کاهش می‌دهد.
- به‌کارگیری چیدمان‌های نواری در مقابل پوشش کامل دیوار بر عملکرد رفتار سازه در برابر بار انفجارموثر بوده و در کاهش تغییر مکان بیشینه و نشانه خسارت مؤثر است.
- کاهش سطح پوشش الیاف همراه با افزایش ضخامت می‌تواند عملکرد مشابهی از جهت تغییر مکان بیشینه و نشانه خسارت در مقایسه با پوشش کامل سطح باضخامت نازک‌تر داشته باشد.
- استفاده از آزمایش‌ها تجربی می‌تواند ضمن تائید صحت این مدل‌سازی، در شناسایی خطاها و کم دقتی‌های احتمالی مفید واقع شود.
- در نظر گرفتن توزیع مکانی بار انفجار در کنار توزیع زمانی موجب بالا رفتن دقت محاسبات خواهد شد

بررسی و مطالعه ی آسیب های ناشی از زلزله های گذشته نشان می دهد که درصد بالایی از ساختمان های بتن مسلح که تاکنون ساخته شده اند در برابر زلزله مقاوم نیستند و یا مقاومت کافی و قابل قبولی ندارند، زیرا سازه های بتن مسلح موجود بر اساس آیین نامه های قدیمی طراحی شده و اکثر آنها الزامات آیین نامه های جدید زلزله را ارضا نمی کنند. همچنین ضعف های اجرایی مزید بر علت شده و ساختمان ها را آسیب پذیر ساخته است. از این رو ضرورت تقویت این ساختمان ها به خصوص برای مقابله با نیروهای جانبی و با روش های مقام سازی قابل اعتماد، آسان، سریع و اقتصادی احساس می شود. از آنجا که تعداد قابل توجهی از ساختمان های آسیب پذیر قبلا ساخته شده اند، افزایش مقاوم سازی لرزه ای آنها به شیوه های گوناگون، کم و بیش مشکلات اجرایی و تغییر در معماری سازه را در بر خواهد داشت. به همین دلیل استفاده از ورق های FRP به منظور بهسازی لرزه ای در سال های اخیر بسیار گسترش یافته است. از دلایل مهم انتخاب این مصالح به عنوان تقویت کننده می توان به مقاومت کششی و گسیختگی بالای این مواد و وزن کم آن و همچنین انعطاف پذیری این سیستم و مقاومت و دوام بسیار خوب در برابر خوردگی و سادگی و سرعت بالای اجرای آن اشاره کرد. تیر همبند که یک عضو مهم در عملکرد و شکل گیری دیوارهای برشی کوپله می باشد ممکن است به دلایل مختلف از جمله خطاهای طراحی، آسیب دیدگی ناشی از بلایای طبیعی، خطاهای اجرایی، تغییر در کاربری سازه، اعمال بارهایی بیش از بارهای پیش بینی شده در هنگام طراحی و .. نیاز به ترمیم و تقویت داشته باشند.

ویژگی های بارز CFRP

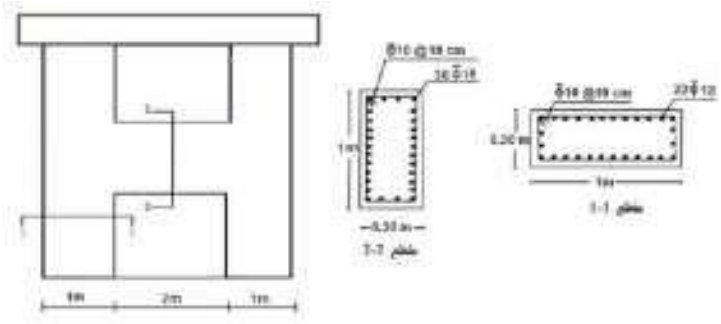
این الیاف ها بهترین نوع الیاف از لحاظ مقاومت، تاب خستگی و خزش هستند و در شرایط دمایی بسیار بالا مقاومت خـود را بـه سختی از دست می‌دهند. عیب این الیاف ها گرانی آن و همچنین کرنش بسیار کم گسیختگی می‌باشد که آن را به یک مصـالح تـرد تبدیل می‌کند. ورق های CFRP از دو بخش اصلی تشکیل شده اند که به ترتیب عبارتند از:

۱. الیاف غیرفلزی، جهت دار، پیوسته و کوچک با خصوصیات و ویژگی های خاص.
۲. ملات های مایع سخت شونده: در این حالت الیاف هـا و رزیـن هـا جسـم یکپارچـه ای را بـه وجـود مـی آورنـد. ایـن قسـمت خصوصیات خود را حفظ کرده تا یک ترکیب مقاوم را به وجود آورد.

مدل سازی عددی

در مطالعه حاضر، یک دیوار برشی کوپله بتن مسلح در سه حالت مختلفِ معرفی شده در جدول (۱) به روش اجزای محدود با استفاده از نرم افزار Abaqus شبیه سازی شده است. همان طور که در این جدول مشاهده می شود، در حالت اول یک دیوار برشی در حالت بدون مقاوم سازی، در حالت دوم یک دیوار برشی که تیر پیوند آن توسط ورق های CFRP موازی تیر همبند با ضخامت ورق ۰,۲ میلیمتر، در حالت سوم یک دیوار برشی که تیر پیوند آن توسط ورق های CFRP موازی تیر همبند با ضخامت ورق ۰,۴ میلیمتر شبیه سازی می گردد. بررسی رفتار و تاثیری که پوشش CFRP بر رفتار دیواربرشی کوپله بتن مسلح می گذارد به عنوان مهم ترین هدف تحقیق می باشد.

مدل سازی المان محدود



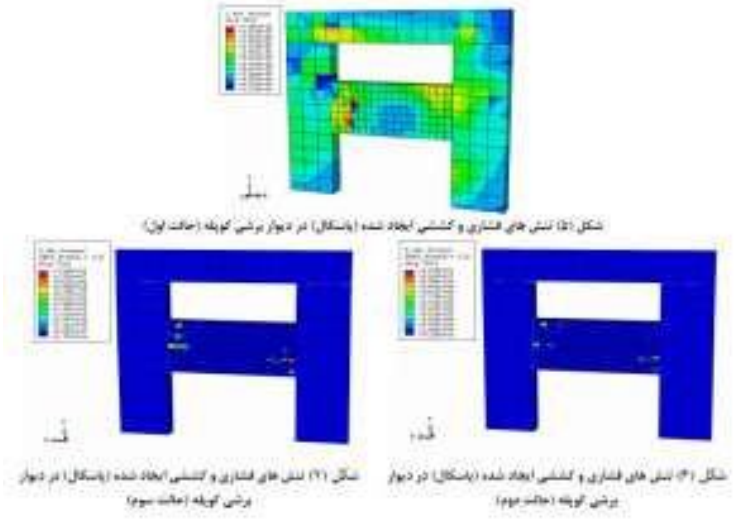
شکل (۱) جزئیات آرماتور گذاری دیواربرشی کوپله مورد مطالعه

مقاوم-سازی-تیر-همبند-دیوار-برشی

مطالعه اجزای محدود به کمک نرم افزار اجزای محدود Abaqus انجام گردید. Abaqus توانایی بررسی مدل های عددی ویژه ای را برای پاسخ غیرخطی بتن تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی دارد. در مدلسازی تیر از المان های Beam استفاده گردید. این المان ها، از المان های سازه ای معمول قابل استفاده در نرم افزار Abaqus می باشند و اعضایی هستند که گره های آن در حالت دو بعدی دارای دو درجه آزادی انتقالی و یک درجه آزادی دورانی و چنانچه در فضا باشند، دارای سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی هستند. این المان ها دارای مقاومت خمشی، برشی، پیچشی و محوری می باشند. برتری مهم المان های Beam ساده بودن از لحاظ هندسی و تعداد درجات آزادی کم این المان ها می باشد. همچنین در مدلسازی میلگردها نیز از المان truss استفاده شده است در مدلسازی الیاف های CFRP نیز از المان Shell که خواص یک ناحیه ی پوسته ای را مشخص می کند، استفاده گردید. یک پوسته Shell عبارتست از ماده ای که یکی از ابعاد آن در مقایسه با دو بعد دیگر قابل صرف نظر کردن بوده و از توزیع تنش در طول آن بعد صرف نظر می شود.

در این مطالعه از مدلسازی ترک خوردگیConcrete damage plasticity استفاده شده است. این مدل دو فرض اصلی در مکانیزم‌گسیختگی در نظر می گیرد که شامل ترک خوردگی کششی و خرد شدگی فشاری می باشد (babu و همکاران، ۲۰۱۴). شکل (۴) نیز مش بندی تیر مورد مطالعه را نشان می دهد. مش بندی یا شبکه بندی که به نمایندگی ازمدل مورد مطالعه قرارمی

گیرد، به اندازه کافی خوب می باشد به طوری که این اطمینان را به وجود می آورد که نیروهای اعمال شده به طور دقیق محاسبه شوند. شکل المان های مربوط به مش بندی از نوع Hex و تکنیک آن از نوع Structed که مش بندی منظم می باشد، است.
همچنین بعد مش ها برابر ۱۰ میلیمتر در نظر گرفته شد.
از آنجا که مصالح مورد استفاده در مدل تیر مورد نظر شامل بتن، فولاد و الیاف می باشند، لذا می بایست اندرکنش و تماس های بین سطوح به نحوی مناسب شبیه سازی گردد. برای این منظور از طریق ماژول Interaction که معمولا برای تعریف تماس ها و اندرکنش بین سطوح مورد استفاده قرار می گیرد، قید Tie برای تعریف اندرکنش بین فولاد و بتن و الیاف استفاده گردید. این قید از جمله قید های کاربردی در مهندسی عمران می باشد که می توان از آن برای یکپارچه سازی آرماتور و بتن، که در آن هر دو با المان های Solid مدل شده اند، استفاده نمود. بارگذاری اعمال شده برروی دیواربرشی به صورت جانبی و از طریق کنترل جابجایی انجام شد و مساله غیر خطی نیز با استفاده از یک روش عددی دینامیکی (Chen و همکاران، ۲۰۰۹) به منظور غلبه بر مشکل متداول همگرایی در جریان مدلسازی حل گردید.



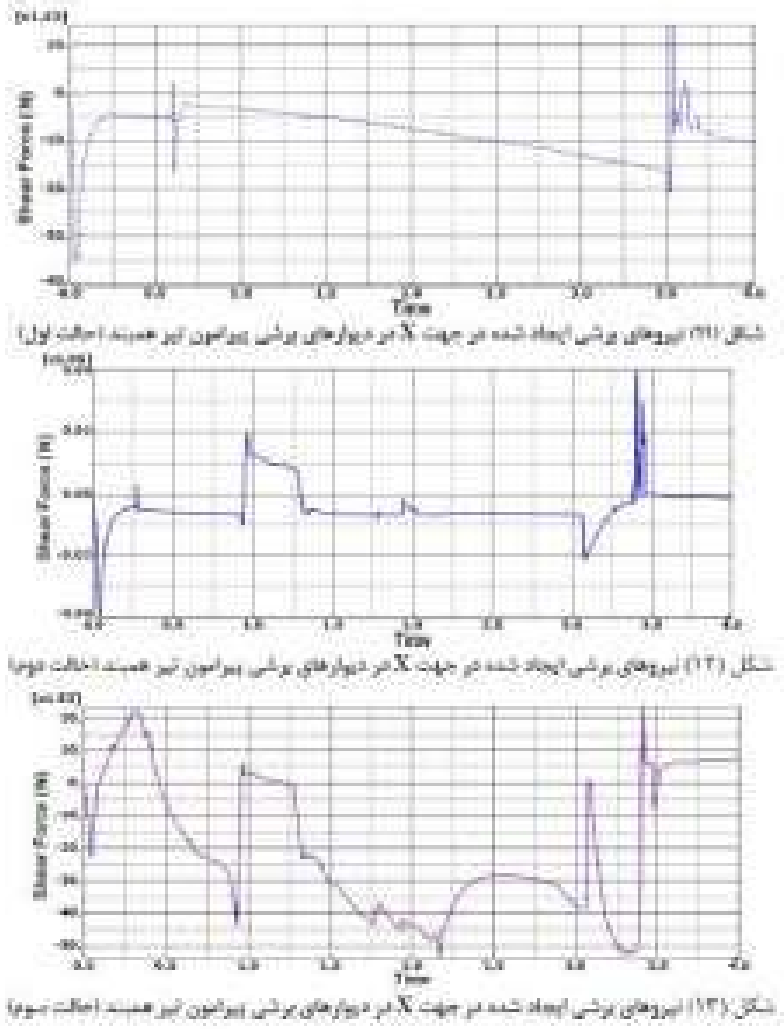
مدل-سازی-المان-محدود-مقاوم-سازی

شکل های بالا مقادیر مربوط به توزیع تنش های کششی در نقاط مختلف دیوارهای برشی کوپله مورد مطالعه را در سه حالت اول، دوم و سوم بر حسب پاسکال نشان می دهد. همان طور که مشاهده می شود بیشینه تنش کششی ایجاد شده در دیوار برشی بدون پوشش CFRP برابر ۷,۹۹۶ مگاپاسکال شده است. از سوی دیگر در حالت دوم که در تیر همبند از ورق های CFRP موازی تیر و با ضخامت ۰,۲ میلیمتر استفاده شده است، بیشینه تنش کششی ایجاد شده برابر ۱۲,۶۵ مگاپاسکال می باشد. همچنین در حالت سوم که در تیر همبند از ورق های CFRP موازی تیر و با ضخامت ۰,۲ میلیمتر استفاده شده است، بیشینه تنش کششی ایجاد شده برابر ۱۹,۴۹ مگاپاسکال می باشد. بنابراین مشاهده می گردد که استفاده از ورق های CFRP در تیر همبند سبب شده است که مقدار دیوار برشی کوپله بتواند تنش های بیشتری را تحمل کند؛ به طوریکه در حالت مقاوم سازی با CFRP 0.2 میلیمتری مقدار مقدار تنش ۱,۵۶ برابر و در حالت مقاوم سازی با CFRP 0.4 میلیمتری مقدار تنش ۲,۴۳ برابر شده است. بنابراین می توان به این نتیجه دست یافت که مقاوم سازی با ورق های CFRP می تواند مقاومت کششی دیوارهای برشی کوپله و تیر همبند را افزایش دهد.

نیروهای برشی ایجاد شده

شکل های زیر مقادیر مربوط نیروهای برشی ایجاد شده در جهت X در دیوارهای برشی پیرامون تیر همبند را در سه حالت اول، دوم و سوم نشان می دهد. همان طور که مشاهده می گردد در حالت بدون استفاده از ورق CFRP، بیشینه نیروی برشی ایجاد

شده برابر ۳۵ کیلونیوتن می باشد. همچنین در حالت دوم که در تیر همبند از ورق های CFRP موازی و با ضخامت ۰,۴ میلیمتر استفاده شده است، بیشینه نیروی برشی ایجاد شده برابر ۴۰ کیلونیوتن می باشد و درنهایت در حالت سوم که در تیر همبند از ورق های CFRP موازی و با ضخامت ۰,۲ میلیمتر استفاده شده است، بیشینه نیروی برشی برابر ۵۵ کیلونیوتن است.



نیروی-برشی-دیوار-مقاوم-سازی

دو عامل تعیین کننده در سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی مانند سیستم های مهاربند، دیوارهای برشی بتنی و فولادی، قاب های ممان گیرو ... سختی و مقاومت آنها می باشد. با توجه به لزوم کنترل تغییرمکان جانبی در ساختمان ها، سختی سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی از اهمیت خاصی برخوردار است. سیستم هایی که دارای سختی بیشتری می باشند، تغییر مکان جانبی آنها در مقابل بارهای جانبی کمتر است. شکل (۱۴) منحنی بار- جابجایی را برای سه حالت مورد بررسی در این مطالعه نشان می دهد. همانگونه که مشاهده می گردد، بار نهایی دیوار برشی در حالت بدون مقاوم سازی برابر ۳۵ کیلو نیوتن و جابجایی متناظر آن برابر ۲,۷ سانتیمتر می باشد. در حالت های دوم و سوم نیز بار نهایی دیوار برشی به ترتیب برابر ۵۵ کیلو نیوتن و ۴۰ کیلونیوتن و جابجایی متناظر با آنها به ترتیب برابر ۷,۶۲ سانتیمتر و ۴,۷۱ سانتیمتر می باشد. در مدل های تحلیل شده شاهد این بودیم که وجود ورق های CFRP باعث افزایش ظرفیت دیوار برشی شده است. به عبارتی استفاده از ورق CFRP با ضخامت های مختلف سبب شده که مساحت زیر منحنی بار- جابجایی افزایش یابد. این بدین معناست که وجود CFRP می تواند باعث افزایش باربری دیوارهای برشی کوپله گردد. از سویی دیگر در مقایسه بین دو حالت مقاوم سازی شده با CFRP که از دو ضخامت مختلف

استفاده شده است، شاهد این هستیم که افزایش ضخامت از ۰,۲ میلیمتر به ۰,۴ میلیمتر به طور قابل ملاحظه ای در افزایش ظرفیت باربری تاثیر گذار بوده به گونه ای که در حالت مقاوم سازی تیر همبند با ورق CFRP 0.4 میلیمتری ظرفیت باربری دیوار برشی حدود ۳۷ درصد افزایش پیدا کرد.

شکل (۴) منحنی بار - جابجایی برای سه حالت مورد بررسی

منحنی-بار-جابجایی-مقاوم-سازی

نتیجه گیری:

۱. مقایسه نمودارهای بار – جابجایی مدل های عددی شبیه سازی شده نشان می دهد که در ناحیه ارتجاعی رفتار تقریبا یکسانی بین دیوارهای برشی شبیه سازی شده وجود دارد، به عبارتی سطح زیر نمودار هر سه مدل دیوار برشی کوپله تقریبا با یکدیگر یکسان می باشد. اما در ناحیه خمیری تفاوت رفتاری بین حالت ها کاملا مشهود می باشد، که این موضوع تاثیر استفاده از پوشش های CFRP در افزایش شکل پذیری و ظرفیت باربری دیوارهای برشی را نشان می دهد.

۲. نتایج و خروجی های حاصل شده در این مطالعه عددی نشان می دهد که مقاوم سازی تیر همبند دیواربرشی کوپله بتن مسلح با استفاده از الیاف های CFRP باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار خواهد شد؛ به گونه ای که در حالت استفاده از پوشش CFRP شاهد این موضوع بودیم که میزان نیروی برشی تحمل شده برای حالت با پوشش CFRP و با ضخامت ۰,۴ میلیمتر در مقایسه با حالت بدون مقاوم سازی در حدود ۶۰ درصد افزایش پیدا کرده است

۳. از مقایسه تنش های کششی ایجاد شده در تیر همبند دیوارهای برشی کوپله بتن مسلح مورد بررسی می توان به این نتیجه دست یافت که استفاده از پوشش های CFRP با هدف مقاوم سازی این دیوارها، مقاومت کششی بتن را می تواند به مقدار قابل توجهی افزایش دهد، بطوریکه در مطالعه حاضر شاهد این بودیم که در اثر استفاده از پوشش CFRP مقاومت کششی بتن در حدود ۲,۵ برابر افزایش داشته است

۴. در مقایسه بین ورق های CFRP با ضخامت های مختلف شاهد این هستیم که افزایش ضخامت از ۰,۲ میلیمتر به ۰,۴ میلیمتر به طور قابل ملاحظه ای در افزایش ظرفیت باربری تاثیر گذار است؛ به گونه ای که در حالت مقاوم سازی تیر همبند با ورق CFRP 4 میلیمتری ظرفیت باربری دیوار برشی حدود ۳۷ درصد افزایش پیدا کرد. بنابراین توجه به ضخامت ورق CFRP انتخاب شده می تواند تاثر بسزایی به لحاظ افزایش ظرفیت دیواربرشی داشته باشد.

حفاظت از سازه‌ها در برابر اثرات تخریبی نیروهای محیطی و انرژی‌های ورودی به سازه همواره از مهم‌ترین دغدغه‌های مهندسین سازه بوده‌است. سازه‌ها به دلایلی از جمله عدم وجود یک سیستم مقاوم در مقابل نیروی جانبی، قرار داشتن در مناطقی با خطر نسبی بالای زلزله، ضعف در طراحی و اجرا، عدم کیفیت مصالح، رعایت نکردن اصول فنی در زمان اجرا و ضعف در آیین‌نامه‌ها مقاومت کافی در مقابل نیروی زمین لرزه را ندارند. در سال‌های اخیر سیستم‌های جدیدی ارائه شده که هر یک به نوعی نیروی زلزله موثر بر سازه را کاهش می‌دهد و همچنین در حد امکان سازه را میرا می‌سازد و از جمله این سیستم‌ها می توان به میراگرهای ویسکوز اشاره نمود.

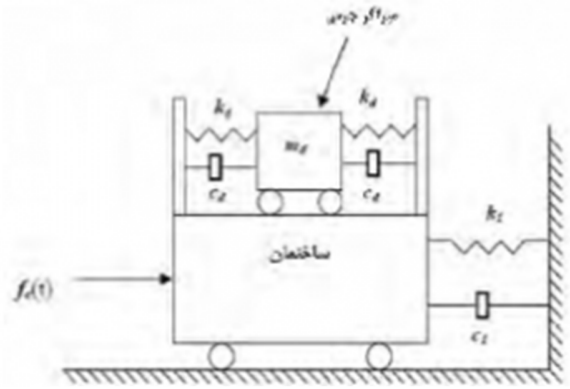
انواع میراگرهای انرژی

اساس کار میراگرها در سازه، بر مبنای استهلاک انرژی وارده است، میراگرهای فلزی جاری شونده با تمرکز خسارت در خود، سایر اجزای سازه ای را در محدوده الاستیک نگاه داشته و پاسخ دینامیکی سازه را کاهش می‌دهد. همچنین به منظور بهسازی ساختمان‌ها و مقاوم سازی نیز وسایل مناسبی هستند و با هزینه اندک و سرعت اجرای بالا، رفتار لرزه‌ای سازه را بهبود می بخشد. انتخاب نوع میراگرها و ظرفیت آن با توجه به شرایط و نوع سازه صورت می پذیرد. هدف از استفاده از میراگرها، اضافه کردن المان‌هایی به سازه جهت کنترل انرژی ورودی و در نتیجه کاهش نیروی وارده به سازه، دامنه ارتعاشات و جابجایی‌ها است. میراگرها انواع مختلفی دارند که مهمترین آنها عبارتند از :

- میراگر جرمی که خود بر ۲ نوع است : تنظیم شده انتقالی و پاندولی
- میراگر سیال وسیکوز (لزج)
- میراگر اصطکاکی که این میراگر نیز ۲ نوع است : پال و چرخشی
- میراگر فلزی (تسلیم شونده)
- میراگرهای آلیاژی (SMA)

۱. میراگر جرمی

یک سیستم میراگر جرمی فعال (TMD) وسیله‌ای متشکل از یک جرم، فنر و یک میراگر است که به منظور کاهش پاسخ دینامیکی سازه به آن متصل می گردد و تحت اثر حرکات جانبی سازه شروع به ارتعاش می نماید تا حرکت سازه محدود گردد. فرکانس میراگر به گونه ای تنظیم می شود که در فاز مخالف با فرکانس ارتعاشی سازه باشد. انرژی ارتعاشی سازه نیز توسط نیروی اینرسی میراگر که بر روی سازه اعمال می گردد، تلف می‌شود. در این روش تنها با افزودن ۲ ٪ به جرم اولیه سازه، می توان به میرایی موثر ۱۰ ٪ رسید. البته جنبه منفی آن حرکت نسبی بزرگ جرم میراگر است که ۱۰ برابر تغییر مکان جرم اولیه است و در طراحی حتما باید لحاظ گردد. این نوع میراگرها در واقع یک سیستم یک درجه آزادی می باشند که خود شامل جرم داخلی، فنر داخلی و میراگر داخلی هستند و در طبقات بالایی سازه نصب می گردند. جرم مذکور دارای تغییر مکان افقی بدون دوران می باشد که مدل این نوع میراگر و نیز نمای شماتیک از عملکرد آن در شکل زیر قابل مشاهده است.

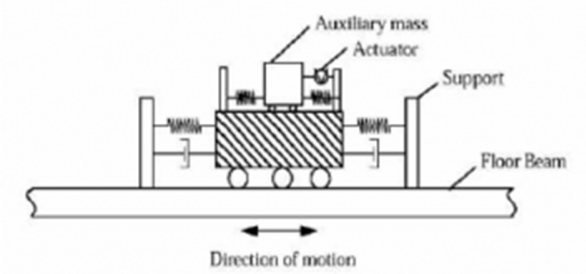


شکل(۱) : میراگر جرمی

الف) میراگر جرمی تنظیم شده جابجائی (انتقالی):

در این میراگرها، جرم بر روی تکیه گاه های غلتکی قرارمی گیرد که این تکیه گاه ها به جرم اجازه می‌دهد به صورت انتقالی – جانبی نسبت به کف حرکت نماید. فنرها و میراگرها نیز بین جرم و تکیه گاه های ثابت عمودی قرار گرفته و نیروی جانبی در فاز مخالف را به سطح کف و سپس به تراز طبقه و قاب سازه‌ای منتقل می کنند. میراگرهای انتقالی دو جهته نیز به صورت فنر- میراگر

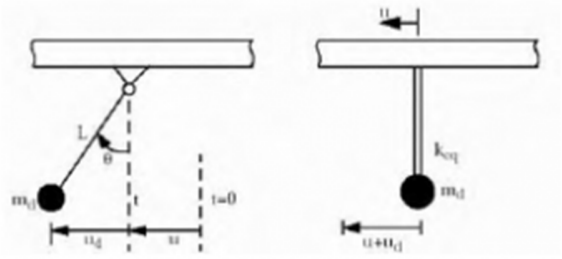
در دو جهت عمودی ساخته می شوند و امکان کنترل حرکت سازه در دو صفحه عمودی را فراهم می آورند. شکل زیر ساختار عمومی میراگر جرمی تنظیم شده انتقالی یک جهته را نشان می دهد.



شکل (۲): ساختار عمومی میراگر جرمی تنظیم شده انتقالی یک جهته

ب) میراگر جرمی تنظیم شده پاندولی:

استفاده از غلتک ها و نیز مشکلات و مسائل مرتبط با آن طراحان را به فکر اصلاح این ایده و عدم وابستگی به آن وا داشت. این مشکل با کمک تقویتهای کابلی جرم، که به سیستم اجازه رفتاری مشابه یک پاندول را می دهند قابل حل است و مدل آن در شکل زیر دیده می شود. البته در عمل، این نوع میراگرها دارای محدودیت‌هایی جدی هستند. چون پریود بستگی به L دارد، طول موردنیاز برای Td بزرگ، ممکن است از ارتفاع طبقه بیشتر باشد. بطور مثال طول مورد نیاز برای پریود ۵ ثانیه ۲،۶ متر است.بدین منظور، جهت حل این مشکل، از اتصال صلب داخلی استفاده مینمایم بنحوی که طول موثر پاندول به L۲ افزایش می یابد.



شکل (۳): میراگر جرمی تنظیم شده پاندولی

۲. میراگر سیال وسیکوز (لزج)

استفاده از سیال چسبنده مستهلک کننده، ایده ای مناسب جهت یافتن راه حلی دیگر برای افزایش اتلاف انرژی در سیستم های جانبی در سازه می باشد. یک سیال لزج میرا، ضمن تعدیل انرژی از طریق هل دادن سیال به درون منافذ، سبب تولید یک فشار مستهلک کننده که تولید نیرو می کند نیز خواهد شد. این نیروهای میرا تا ۹۰ درصد خارج از فاز تولید تغییر مکان، به وسیله نیروهای محرک رخ می دهند. این بدین معنی می باشد که نیروهای میراکننده، تاثیری در افزایش نیروهای لرزه‌ای منجر به افزایش تغییر شکل سازه، ندارند. سیستم میراگر با سیال ضربه گیر لزج در شکل زیر نشان داده شده است. توانایی عمل استهلاک، توسط مایعی که روی سر پیستون در جریان است تامین می‌گردد. بواسطه وجود فاصله‌ای مناسب بین جداره داخلی سیلندر و جداره خارجی سر پیستون، یک منفذ دایره‌ای بوجود می آید که سیال با عبور از این منفذ که با سرعت بالایی میراگر را مشخص خواهد کرد. هنگامی که سیال ضربه گیر غلیظ تحت فشار شروع به ضربه زدن می کند، مایع فوق الذکر از محفظه یا اتاقک ۲ به اتاقک ۱ جاری می شود و هنگامی که سیال ضربه گیر لزج تحت شرایط کشش قرار دارد مایع از محفظه اول به محفظه دوم سرازیر می شود. سیال در ضمن عبور از محفظه حلقوی با ایجاد اختلاف فشار در روی سر پیستون باعث به وجود آمدن نیروی ضرب های می گردد. میراگرهای حاوی این سیالات، هم در بنا های ساخته شده و هم بناهای درحال ساخت، قابل طراحی و اجرا است.همچنین سازه های مقاوم سازی شده با این روش، عملکرد مناسبی در زلزله ها داشته است.

همانگونه که ذکر شد، اساس و هدف این روش، کاهش تحرکات لرزه خیزی سازه می باشد و به سازه امکان داشتن حالت خطی و الاستیک را طی رویداد زلزله خواهد داد. سیال لزج ضربه گیر و میرا کننده، با افزودن میزان میرایی سازه از طریق میراگرها، سبب پایین آوردن میزان تشدید در طیف پاسخ زلزله خواهد شد. البته افزودن میراگرسیال ویسکوز به سازه، تغییری را در بازه زمانی پاسخ به همراه نخواهد داشت و عملکرد آن بدین گونه است که میرایی سازه را در شرایط بحرانی، از ۵ درصد به چیزی بین ۲۰ تا ۳۰ درصد و گاهی بیشتر افزایش می دهد. میراگر سیال ویسکوز، قابلیت بکارگیری و اجرا در قریب به تمامی سازه ها را داراست لذا می‌تواند در طراحی ها، هم برای سازه های جدید و هم سازه های ساخته شده، مدنظر قرار گیرد.

همچنین این نوع میراگرها، به دلیل کوچکی اندازه، بدون آنکه تغییری در شکل بنا بوجود آورند، به آسانی به سازه افزوده می گردند که این مساله در بازسازی ابنیه تاریخی بسیار حائز اهمیت است. به عبارتی، افزودن این میراگرها به سازه، اغلب تغییری در خود سازه بوجود نخواهد آورد. با توجه به اینکه میراگرهای سیال لزج به شیوه های مختلف به عنوان اعضای قطری قابل نصب هستند، شرایط مقاوم سازی بیش از پیش تسهیل خواهد شد.

۳. میراگر اصطکاکی

در این نوع میراگر، انرژی زلزله صرف غلبه بر اصطکاک موجود در سطح تماسِ قطعات می شود. از ویژگی‌های دیگر این میراگرها می توان به عدم ایجاد خستگی در بارهای خدمت (به دلیل فعال نشدن میراگرها تحت این بارها) و وابسته نبودن عملکرد آنها به سرعت بارگذاری و دمای محیط می توان اشاره نمود. این میراگرها به موازات مهاربندها نصب می شوند.

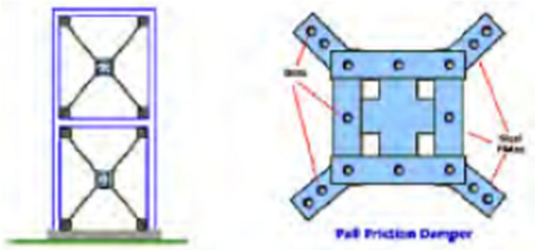
الف- میراگر اصطکاکی چرخشی:

در شکل زیر میراگرهای اصطکاکی چرخشی نشان داده شده است. به علت رفتار بسیار ساده و سهولت در نصب و ساخت این نوع میراگر به یکی از انواع متداول در میراگرهای اصطکاکی تبدیل شده است.

شکل(۴): میراگرهای اصطکاکی چرخشی

ب- میراگر اصطکاکی پال:

این میراگر شامل یک بادبند و چند سری ورق فولادی به همراه پیچ های اصطکاکی می باشد که در بخش میانی بادبند نصب می شوند. ورق‌های فولادی توسط پیچ های پرمقاومت به یکدیگر متصل شده که نسبت به یکدیگر تحت نیروی مشخصی لغزش می کنند.



شکل (۵): میراگر اصطکاکی پال

۴. میراگرهای فلزی (تسلیمی)

در این میراگر، انرژی منتقل شده به سازه صرف تسلیم و رفتار غیر خطی در قطعات بکار رفته در میراگر می‌شود. در این میراگرها از تغییر شکل غیرالاستیک فلزات شکل پذیری مانند فولاد و سرب جهت اتلاف انرژی استفاده می شود. در تمام سازه های معمولی اتلاف انرژی بر شکل پذیریِ اعضای فولادی پس از تسلیم متکی است. در بادبندها استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی متداول تر می باشد. این نوع میراگرها اغلب از چند ورق فولادی موازی تشکیل می شوند و در ترکیب با یک سیستم بادبندی، نقش جذب و اتلاف انرژی را بر عهده می‌گیرند. این قسمت از مهاربند به عنوان یک فیوز در سازه عمل نموده و با تمرکز رفتار غیر خطی در خود، مانع از بروز رفتار غیر خطی و آسیب در سایر اجزا اصلی و فرعی سازه می گردد. تسلیم گسترده در تمام حجم فولاد، تأمین میرایی هیسترتیک و اتلاف انرژی فوق العاده از خصوصیات منحصر به فرد این نوع میراگر می‌باشد. این میراگرها ضمن تأمین میرایی از سختی جانبی بالایی برخوردار بوده و به همین جهت با عنوان میرایی و سختی افزوده، (ADAS=Added Damping And Stiffness) نامگذاری شده است. این میراگرها معمولاً بین راس مهار بندهای جناقی و تیر طبقه نصب می شوند. با پیش بینی اتصالات مناسب، این میراگرها در قاب‌های بتنی نیز قابل نصب می باشند.

۵. میراگرهای آلیاژی (SMA)

میراگرهای آلیاژی SMA (Shape Memory Alloy) از فلزاتی ساخته می‌شوند که دارای دو خاصیت زیر باشند:

- انعطاف پذیری آنها مشابه با انعطاف پذیری قطعه لاستیکی باشد.
- پس از اعمال تغییر شکل‌های زیاد در آنها، در اثر حرارت به حالت اولیه خود باز گردند.

آلیاژ نیکل و تیتانیوم ضمن دارا بودن این خواص از مقاومت خوبی در برابر خوردگی نیز برخوردار است.

نتیجه گیری

۱. میراگرها، انرژی ورودی به سازه را ۲ تا ۵ برابر و جابجایی را ۲ تا ۳ برابر کاهش می دهند. به عبارتی میراگرها به دلیل جذب انرژی ورودی به سازه، سبب کاهش نیروی اعضای سازه و تغییر شکل ها شده و توزیع نیرو در سازه را تغییر می دهند لذا می توان به عنوان یک گزینه مناسب از این روش جهت اصلاح توزیع نیروها استفاده کرد. قابل ذکر است که میراگرها و کلیه اتصالات آن، برای ۱۳۰ ٪ جابجایی ناشی از زلزله MCE طراحی می شوند (زلزله ای که در پنجاه سال به احتمال ۲ ٪ رخ می دهد).

۲. افزودن سیال میرا به یک سازه نیز می تواند خاصیت استهلاک سازه را به چیزی بیش از ۳۰٪ حد نهایی و بحرانی خود برساند که در بعضی از موارد بیش این مقدار نیز بوده است. در نتیجه این عمل موجب کاهش عمده تحرکات لرزه خیزی می گردد. افزایش سیال میراکننده به یک سازه موجب کاهش شتاب افقی طبقه و تغییر شکل‌های جانبی تا ۵۰٪ و گاهی بیشتر نیز می شود. در مجموع میراگرهای جرمی و میراگرهای حاوی سیال میرا کننده، قابلیت جذب انرژی نیروهای جانبی را دارا می‌باشند و عملکرد سازه های مقاوم سازی شده بدین روش، در برابر چند زلزله بزرگ، مناسب و رضایت بخش ارزیابی گردیده است. استفاده از میراگرها، جایگزین مناسب و کم هزینه تری برای سایر روش‌ها در این زمینه می باشد. البته باید این نکته نیز در نظر گرفته شود که نصب میراگرها در سازه، آسان‌تر بوده و راندمان آن نیز بالاتر است. همچنین این سیستم، هم در سازه های جدید و نوساز و هم در سازه های ساخته شده و قدیمی قابل استفاده و بکارگیری است.

مراجع

بررسی انواع میراگرهای انرژی و نحوه عملکرد آنها در برابر زلزله؛ دکتر احمد علی فلاح، جواد نصیری، سهیل چراغی؛ اولین همایش ملی زلزله شناسی و مهندسی زلزله؛ ۱۳۹۲.

میرزاگل تبار، بررسی کارکرد میراگرهای انرژی سازه در مقاوم سازی و بهسازی لرزه ای سازه ها. همایش ملی سازه، راه، معماری.

ترمیم و تقویت تیرهای بتن آرمه

از ساده‌ترین روش‌های تقویت و ترمیم تیرهای بتن آزمه استفاده از ورقه های فلزی یا صفحات الیاف مسلح پلیمری می‌باشد که حتی در هنگام بهره برداری سازه نیز می توان از آن بهره برد. اما برخی خصوصیات منحصر بفرد ورقه‌های کامپوزیتی مانند مقاومت فوق العاده در محیط های مرطوب و خورنده و نیز سبکی و سهولت نصب، استفاده از این کامپوزیت‌ها را نسبت به ورقه‌های فلزی رایج‌تر ساخته است.

تکنولوژی FRP از روش‌هایی است که به سادگی و سهولت در تقویت سازه های اجرا شده و بهره برداری شده برای بهبود باربری و رفتار مناسب سازه به کار برده می‌شود. معمولا این مصالح به صورت پلیمرهای تقویت شده با الیاف کربنی CFRP و یا پلیمرهای تقویت شده با الیاف شیشه ای GFRP استفاده می‌شود. به خصوص در سالهای اخیر گرایش به استفاده از FRP در تقویت دال ها افزایش یافته که این امر به دلیل سهولت کار کردن با این ماده ، وزن کم ، مقاومت کششی و مدول الاستیسیته بالا، مقاومت شیمیایی زیاد در برابر خوردگی ، پوسیدگی و زنگ زدگی می‌باشد. لذا در این راستا هدف ما از این تحقیق بررسی ظرفیت تیر های بتن آرمه خورده شده با ترمیم CFRP می‌باشد.

روش پژوهش

در ابتدا با استفاده از مطالعات و مقالات دیگر، علل ایجاد خوردگی در مقاطع را بررسی خواهیم کرده سپس به روش المان محدود با مدلسازی نمونه در برنامه ABAQUS به بررسی و تحقیق در این زمینه خواهیم پرداخت.

خوردگی های بتن

در این بخش، به معرفی دو نوع از مهمترین خوردگی ها که مستقیما بر روی خود بتن تاثیر دارند می‌پردازیم.

بطور کلی خوردگی در بتن، به خرابی یا تغییر و دگرگونی در خواص و مشخصات مواد بتن اطلاق می گردد. خوردگی را نمی توان بطورکامل متوقف نمود بلکه می توان سرعت این فرایند را کاهش داد. این مشکل ممکن است ناشی از آسیب از طرف یون‌های معلق در هوا باشد. در مقاوم سازی سازه ها پیش از هر چیز انتخاب روش مناسب است که با شناخت دقیق علت وجود مشکل و برطرف ساختن آن میسر می‌شود.

عوامل مؤثر بر خوردگی شامل موارد زیر می‌باشد :

۱. درجه حرارت محیط وقتی افزایش می یابد محیط برای انجام واکنش های شیمیایی آماده می شود. وقتی کاهش می یابد یخ زدگی مسیر نفوذ عوامل خورنده را فراهم می کند.
۲. سائیدگی باعث از بین رفتن پوشش بر روی فلزات و تماس آنها با عوامل خوردگی می شود.
۳. عوامل شیمیایی در هوا، آب و خاک و یا بصورت تماس مستقیم
۴. شدت تنش موجود در سازه باربر

عوامل شیمیایی خورنده سولفات ها:

وجود مقدار بسیار زیاد سولفات های داخل خاک یا آب قادر است در بتن هایی که به طرز صحیح طراحی و ساخته نشده اند سبب بروز اشکال شده و باعث تخریب آنها شود. سولفات ها که عمدتاً شامل سولفات کلسیم، سولفات سدیم و سولفات منیزیم هستند در تماس با ترکیبات هیدرات سیمان سخت شده به بتن حمله می کنند. در جایی که سازه های بتنی در مناطق ساحلی با فنداسیون هایی در تراز آب های زیرزمینی نمک دار واقع شده باشند نیز بتن در معرض حمله مواد شیمیایی از جمله سولفات ها قرار دارد. حمله سولفات ها در مناطق گرمسیر ساحلی با آب و هوای گرم باعث خرابی های بسیار شدیدی در سازه های بتنی می شود. در حالت کلی فعل و انفعال سولفات سدیم با هیدروکسید کلسیم وفعل و انفعال سولفات سدیم با هیدروآلومنیات کلسیم باعث ایجاد محصولاتی مانند زیر می شوند:

۱. گچ باعث سستی در سطح بتن و مقاومت آن می شود، حجم مواد جامد را ۱۲۵ درصد افزایش می دهد.

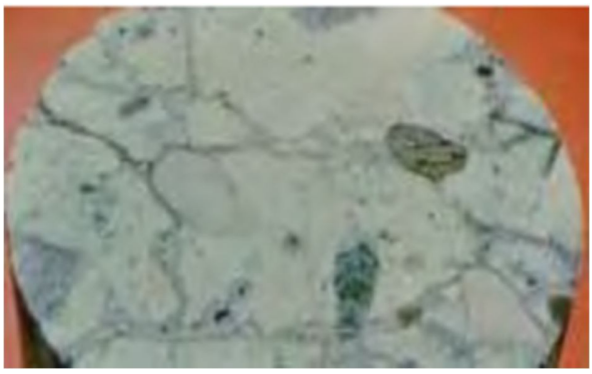
۲. سولفوآلومینات کلسیم سبب افزایش قابل ملاحظه در حجم بتن و در نتیجه ترک خوردگی بتن و ریزش آن می شود. افزایش حجم مواد بر اثراین ترکیب به مقدار ۲۲۵ درصد می باشد.

سولفات کلسیم فقط با هیدروآلومینات کلسیم واکنش انجام می دهد که در اثر این واکنش دو شکل مختلف هیدروسولفوآلومینات کلسیم تشکیل می شود.

الف) منوسولفات با مقدارکم ب) سولفوآلومینات کلسیم یا اترینگایت به مقدار زیاد

واکنش قلیایی سنگدانه ها

این واکنش یک واکنش شیمیایی میان اجزای معدنی فعال تعدادی از سنگدانه ها و یون هیدروکسید سدیم-پتاسیم قلیایی بتن است. این پدیده می تواند بر مقاومت بتن و در نتیجه بر عملکرد سازه بتنی تاثیر گذار باشد. برخی واکنش ها سودمند هستند اما بعضی از واکنش های به وجود آمده می‌تواند باعث به وجود آوردن مشکلاتی در بتن شود که شامل انبساط غیرعادی درونی که باعث ترک خوردگی، جابجایی قسمت های مختلف سازه و کاهش مقاومت آن می‌باشد. این واکنش در دو حالت اتفاق می افتد: واکنش قلیایی سیلیکا – واکنش قلیایی کربنات. واکنش قلیایی سیلیکا بیش از واکنش کربنات نگران کننده است زیرا سنگدانه های معدنی حاوی سیلیکا متداول تر هستند. نشانه های وقوع آسیب در اثر واکنش قلیایی می تواند به صورت شبکه‌ای از ترک‌ها، گره‌های نزدیک، ورقه ای شدن و جابجایی قسمت های مختلف سازه نمایان شوند. سرعت خرابی به وجود آمده در اثر واکنش قلیایی سنگدانه ها یک فرایند کند می باشد.



شکل(۱) : ترک های کشیده در اطراف سنگدانه ها

امتیازات کامپوزیتهای CFRP در تقویت بتن:

با توجه به اینکه کامپوزیت‌ها در مقیاس وزنی خیلی سبک‌تر از فولاد و بتن بوده و همچنین مقرون به صرفه برای استفاده در مقاوم سازی سازه ها می باشند. از جمله دلایل مزیت استفاده از این کامپوزیت‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره نمود.

استفاده از کامپوزیت‌ها برای تقویت در مقایسه با سایر روش‌ها نیاز به زمان بسیار کمتری دارد، و اعضای تقویت شده حداکثر ظرف چند ساعت آماده سرویس‌دهی می‌شوند. بدلیل نازک بودن ضخامت لایه های کامپوزیت (در حد میلیمتر)، استفاده از آنها برای تقویت، اضافه فضایی را اشغال نمی‌کند. اضافه وزن تحمیلی ناشی از وزن این مصالح بسیار ناچیز و قابل صرفه نظر کردن است.

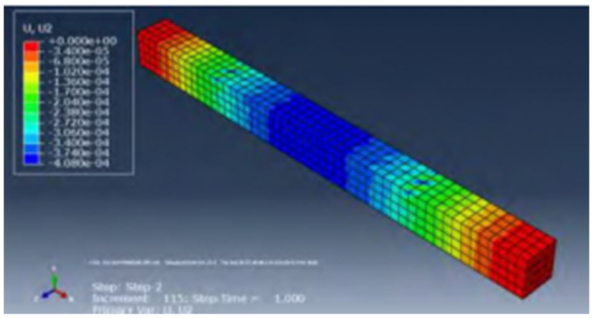
کامپوزیت‌ها خود زنگ نمی‌زنند همچنین با نفوذ ناپذیر کردن سطوح، از تماس عوامل مضره با اعضای سازه‌ای جلوگیری کرده آنها را محافظت می‌کنند همچنین در طولانی مدت نیاز به تعمیرات دوره‌ای ندارند. انعطاف موجود در طراحی این مصالح متناسب با نیاز (سختی، مقاومت و شکل پذیری) آنها را به مصالحی بی‌رقیب در مقاوم سازی تبدیل کرده است.

با توجه به خواص این نوع الیاف در برابر خوردگی میتوان گفت ایده‌ای بسیار مناسب در جهت افزایش ظرفیت مقاطع خورده شده می‌باشد چه در زمینه ترمیم و چه در زمینه جلوگیری از ایجاد خوردگی های آتی .

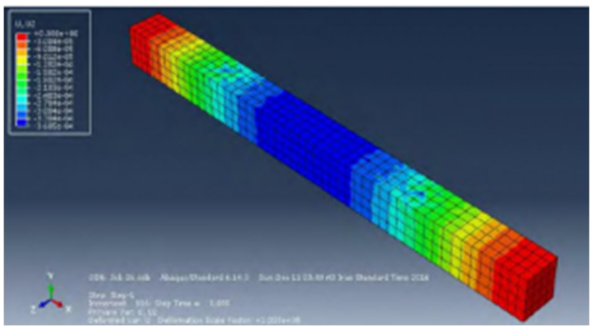
یافته ها

مدلسازی تیر بتن آرمه خورده شده در آباکوس

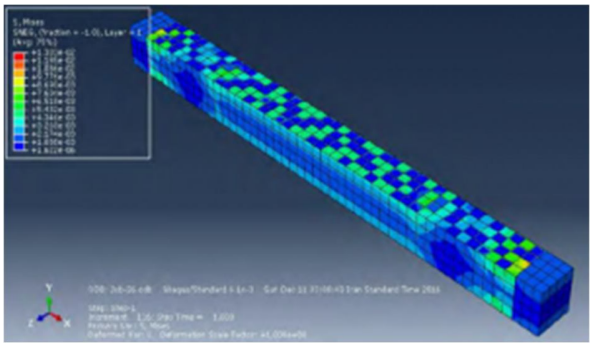
در ادامه با مدل سازی دو تیر بتنی یکسان از لحاظ خوردگی و ابعاد و نوع بارگذاری خواهیم پرداخت که یکی از آنها را با CFRP به طور کامل دورپیچ نموده ایم.



شکل(۲) : تغییرات جابه جایی در تیر بتنی آرمه بدون **CFRP**



شکل(۳) : تغییرات جابه جایی در راستای محور **Y** (دور پیچ کامل با **CFRP**)



شکل(۴) : تغییرات تنش **S Mises** در تیر بتنی (دور پیچ کامل با **CFRP**)

نتیجه‌گیری

به طور کلی مطالعات بر روی ترمیم خوردگی بسیار محدود می‌باشد و معمولا استفاده از CFRP در تحقیقاتی مورد مطالعه قرار گرفته اند که به طور مثال مقاطع تحت بارگذاری، آتش سوزی و ..... تحت ترمیم یا تقویت قرار گرفته اند.

نتایج ما در این مقاله بر روی تیری می‌باشد که طور کامل با CFRP تقویت شده می‌باشد همینطور نوع خوردگی تنها بر روی خود بتن در نظر گرفته شده است و در ابتدا آسیبی را به فولاد داخل بتن در نظر نگرفته ایم.

همین طور پیشنهاد می‌شود در زمینه ترمیم خوردگی مواردی چون مدل سازی انواع خوردگی بر روی بتن و فولاد مورده توجه بیشتری قرار بگیرد و البته مدل سازی های متنوع تر بسته به شرایط بارگذاری، ترک های موجود و البته مدل های مختلف نصب الیاف بر روی مقاطع در جهات زوایای مختلف صورت گیرد. از جمله نتایج حاصل شده می‌توان به موارد زیر اشاره نمود :

- در مطالعات انجام شده در این زمینه به این نتیجه رسیدیم که دور پیچ کردن تیر بتن آرمه خورده شده میتواند تا ۱۳/۱ برابر نسبت به حالتی که از CFRP استفاده نشده جابه جایی در جهت Y را کاهش دهد.
- تنش نیز میتواند به میزان ۳۵/۳ برابر برای کل تیر در صورت استفاده از CFRP کاهش یابد.
- با توجه به این که نوع بارگذاری به صورت متمرکز در قسمت های ۲/۳ و ۱/۳ تیر میباشد نوع ترک ها عموما به صورت افقی در زیر بار های وارده میباشد، به همین دلیل با توجه به عمود قرار گرفتن الیاف و ترک‌ها می‌توان گفت این حالت یعنی دورپیچ نمودن کامل تیر با الیاف عملکرده مناسبی داشته است.
- البته باید به این موضوع اشاره نمود که نوع بارگذاری و مقدار آن نیز می‌تواند در این زمینه موثر واقع شود زیرا ممکن است نوع ترک های ایجاد شده متفاوت باشد.

منابع

بررسی ظرفیت تیر های بتن آرمه خورده شده با ترمیم CFRP؛ امیر نجاری؛ سومین کنفرانس سالانه پژوهش‌های معماری، شهرسازی و مدیریت شهری.

jackets for seismic retrofit of.Zou, X. K., Teng, J. G., De Lorenzis, L. and Xia, S. H. (2006). “Optimal performance -based design of FRP.

افتخار، محمدرضا؛ مستوفی نژاد، داوود؛ ۱۳۸۸؛ ” اثرات آرایش میلگرد بر نحوه ترک خوردگی و بار جداشدگی ورق در تیرهای بتن آرمه تقویت شده با صفحات CFRP”؛ هشتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران شیراز؛ ایران.

تقویت الیافی با اضافه کردن میله‌های پلیمری تقویت شده الیافی (FRP) در منطقه مفصل پلاستیک از بتن انجام می‌شود. میله‌های FRP اضافه شده به عنوان تقویت‌کننده‌هایی افقی برای افزایش شکل‌پذیری بتن به شکلی مشابه با بتن الیافی تقویت‌شده عادی عمل می‌کنند. هنگامی که این تکنیک تقویت کنندگی الیاف با ژاکت‌گذاری مرسوم ترکیب می‌شود، بتن در تمامی بخش‌های یک مقطع عرضی ممکن است به صورت موثری محصور شود.

بهسازی لرزه‌ای

بسیاری از ساره های بتن مسلح موجود که قبل از کاربرد آئین نامه‌های مدرن طراحی مقاوم در برابر زلزله طراحی و ساخته شده بودند، در برابر زلزله‌های فوق در مقیاس متوسط آسیب‌پذیر هستند. ستون های بتن مسلح به دلیل استفاده از آرماتورگذاری عرضی با جزئیات نادقیق به طور خاصی آسیب‌پذیرند. به همین دلیل این ستون‌ها شکل‌پذیری کافی را ارائه نمی‌دهند و احتمال وقوع شکست برشی، شکست مفصل برشی یا شکست وصله‌ی پوششی در یک زلزله شدید وجود دارد. در نتیجه بهسازی این ستون‌های RC از اهمیت زیادی در توانبخشی به سازه‌های موجود برخوردار است.

رایج ترین روش بهسازی؛ ژاکت‌گذاری بتنی و فولادی است که در سال‌های اخیر به دلیل سرعت و آسانی نصب، کاهش تعمیر و نگهداری، مقاومت بالا، وزن سبک، دوام بالا و افزایش کمتر در سختی سازه بجای فولاد از مصالح پلیمری الیاف تقویت شده (FRP) در ژاکت‌گذاری استفاده می‌شود که موجب یک افزایش کمتر در نیروی اینرسی لرزه‌ای می‌شود.

پارامترهایی مانند مقاومت بتن، انواع الیاف و رزین، کسر حجمی الیاف و جهت‌گیری فیبر در ژاکت، ضخامت ژاکت (یا تعداد لایه) و باند رابط بین هسته و ژاکت (به عنوان مثال مکانیکی و یا شیمیایی) و در نهایت شکل مقطع در مقاومت و انعطاف‌پذیری بتن محصور شده با الیاف FRP اثر می‌گذارند. مثلاً در ستون‌های دایره‌ای درجه پیش تنیدگی تحت کنترل باشد و از ۲۵/۰ بیشتر نشو، همچنین سطح ستون ساییده شده و ورقه‌های CFRP با چسب اپوکسی به سطح ستون چسبانده شوند، بسیار موثر است. در صورتی که بهسازی خمشی ستون‌های RC مربعی یا مستطیلی بوسیله ژاکت‌گذاری به دلیل محصورشدگی ضعیف بتن در وسط جنب‌های ستون، به خصوص برای ستون‌های بزرگ کارآمدی زیادی ندارد.

تلاش‌های زیادی برای بهبود اثربخشی ژاکت‌گذاری برای ستون‌های مربعی/مستطیلی انجام شده است. از جمله این روش ها :

- تغییر شکل مستطیلی به شکل دایره‌ای

- استفاده از سخت کننده‌های اضافی در مفصل پلاستیک برای افزایش سختی خارج از صفحه از ژاکت
- موج دار کردن ورق فولادی برای افزایش سختی خمشی خارج از صفحه
- استفاده از بولت‌های مهاری برای تقویت اثربخشی محصورشدگی

در این مقاله به بررسی یک طرح بهسازی که از تکنیک الیاف تقویت کننده در جهت عرضی یک ستون بهره می‌برد، پیشنهاد و بررسی شد.

در این تکنیک، میله‌های FRP کوچک در جنب‌های یک ستون در منطقه مفصل پلاستیک قرار داده می‌شوند. این میله‌های کوچک به عنوان تقویت کننده‌های عرضی در روشی مشابه با الیاف در بتن الیافی تقویت شده (FRC) عمل می‌کنند تا ترک خوردگی را محدود کنند و شکل‌پذیری بتن را افزایش دهند. اثربخشی این طرح جدید با آزمایش نیم ستون نشاند داده شده است.

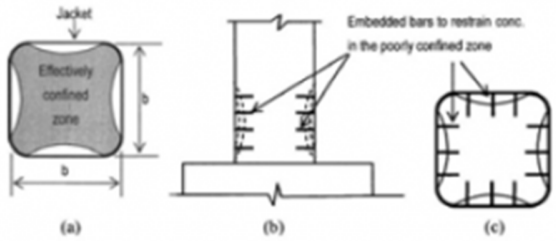
فلسفه‌ی بهسازی

عملکرد یک ژاکت بر دو بخش تقسیم می‌شود :

- تامین تقویت کننده برشی اضافی برای از افزایش مقاومت برشی ستون
- تامین محصورشدگی برای افزایش مقاومت خمشی و شکل پذیری ستون

برای شکست خمشی، دو حالت شکست رایج وجود دارد : خردشدگی بتن در منطقه مفصل پلاستیک و شکست وصله پوششی از میلگردهای تقویت کننده کششی.

محصورشدگی موثر از یک ژاکت می‌تواند شکل‌پذیری مصالح بتن را افزایش دهد و در نتیجه شکل‌پذیری ستون افزایش می‌یابد. همانطور که در شکل ۱ (a) نشان داده شده است، یک ژاکت مربعی/مستطیلی فقط می‌تواند در محدوده گوشه‌ها و مرکز یک ستون محصورشدگی موثر ایجاد کند. محصورشدگی در وسط یک جنب مستقیم، همانند قسمت‌های سایه نخورده در شکل ۱ (a)، به دلیل مقاومت خارج از صفحه ضعیف، ژاکت ناکافی است. به عنوان یک نتیجه، شکل‌پذیری بتن در ناحیه‌ی محصور شده ضعیف، پایین است و نمی‌تواند تقاضای لرزه‌ای را برآورد کند. عامل کلیدی در بهسازی ستون‌های RC مربعی/مستطیلی افزایش شکل‌پذیری بتن در منطقه محصور شده ضعیف است.



شکل (۱) : مکانیزم محصورشدگی FRP بوسیله میله‌های مدفون

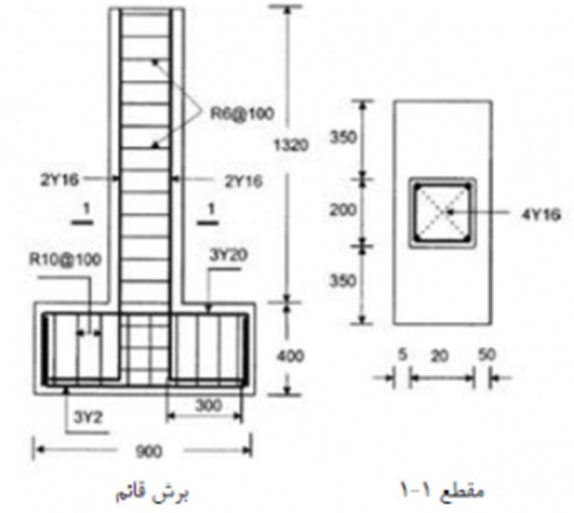
افزایش شکل‌پذیری FRC از مقاومت الیاف ها در برابر بازشدگی ترک‌های کوچک در بتن به عنوان بازدارنده‌های ترک نشئت می‌گیرد. به خوبی می‌دانیم که ترک‌های طولی در یک ستون بتنی تحت بار فشاری گسترش می‌یابند. بدیهی است، تقویت کننده‌ها در جهت عرضی عمود بر بار یا ترک‌ها در محدود کردن بازشدن ترک‌های طولی بسیار کارآمدتر هستند و تقویت‌کننده های طولی ناکارآمد هستند. به صورت تجربی نشان داده شده است که الیاف فولادی با جهت افقی در افزایش شکل پذیری FRC کارآمد ترین مورد است و شکل‌پذیری FRC می‌تواند چند برابر بتن ساده باشد.

با توجه به مشاهدات قبلی، می‌توان تقویت‌کننده‌های عرضی یا افقی را در مناطقی از بتن با محصورشدگی ضعیف از مفصل پلاستیک مدفون کرد تا شکل‌پذیری بتن در آن منطقه افزایش یابد، همانطور که در شکل۱ (a,b) نشان داده شده است. این موضوع در ترکیب با ژاکت‌گذاری مرسوم می‌تواند محصور شدگی موثری برای بتن حول گوشه‌ها و قسمت‌های داخلی ستون ایجاد کند،قرار دادن میلگردها می‌تواند یک روش موثر برای حل مشکل محصورشدگی ضعیف در ستون‌های RC مستطیلی ارائه دهد.

برای ستون‌های کوچک مربعی/مستطیلی، ژاکت‌گذاری به خودی خود معمولاً برای تامین محصورشدگی مناسب برای ستون‌های RC کافی است.

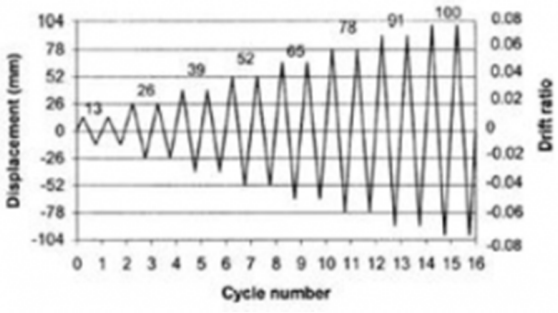
برنامه‌ی آزمایشگاهی

برای آزمایش ستون، اعمال بار محوری قابل توجه حیاتی است. نمونه آزمایش معمولی یک ستون طره‌ای بلند ۱۳۲۰ mm با یک مقطع عرضی مربعی بود. همانطور که در شکل (۲) مشان داده شده است، ریشه ستون در ابعاد به عنوان مفصل تیر – ستون یا یک پی ساخته شد. ضخامت کاور ۲۵ میلی‌متر بود. آرماتورهای طولی Y16۴ با یک شکل «L» مانند به داخل ریشه ادامه پیدا کرده بودند. انتهای دیگر میلگردها به یک صفحه فولادی روی ستون به یک مفصل فولادی جوش داده شده بودند. ورق فولادی روی ستون به یک مفصل فولادی جوش داده شده بود که به فعال کننده بار محوری متصل شده بود. خاموت‌های R6 در فاصله ۱۰۰ میلی‌متری از یکدیگر و یک قلاب ۹۰ درجه و طول همپوشانی ۴۵ میلی‌متری در یک گوشه داشتند، در کل شش ستون در این نمونه مورد آزمایش قرار گرفتند.



شکل (۲) : جزئیات آرماتورگذاری

ستون C1 یک نمونه بهسازی نشده بود که برای آزمایش بارگذاری یکنواخت به عنوان یک ستون کنترل مورد استفاده قرار گرفت. هدف دوم این آزمایش یکنواخت پیدا کردن جابه‌جایی تسلیم ستون بهسازی نشده بود که برای تعیین تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای شکل (۳) لازم بود. ستون C2 یک نمونه بهسازی نشده برای آزمایش چرخه‌ای بود که به عنوان معیاری برای مقایسه با دیگر ستون‌های بارگذاری شده به صورت چرخه‌ای و بهسازی شده مورد استفاده قرار گرفت. ستون های C3 – C6 توسط طراح‌های متفاوتی بهسازی شد. ستون C3 با قرار دادن میله‌های FRP شیشه‌ای (GFRP) بهسازی شد. ستون های C4 و C5 با ژاکت‌گذاری FRP کربنی (CFRP) به علاوه قرار دادن میله‌های یکسان مشابه ستون C3 بهسازی شدند. ستون C6 فقط با ژاکت‌گذاری و بدون قرار دادن میله بهسازی شد.



شکل (۳) : تاریخچه بارگذاری برای بارگذاری رفت و برگشتی

اطلاعات بهسازی

قطر اسمی میله‌های GFRP، 6mm ؛ مقاومت کششی میله ها، ۸۵۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی آن ٪ ۴۵/۱ آزمایش نمونه‌های اصلی بود. میله‌ها به قطعه‌هایی با طول mm۱۰۰ برش داده شده بودند. قبل از ساخت، گمانه‌هایی با عمق mm۱۰۰ و قطر mm۱۰ در منطقه مفصل پلاستیک ستون‌های C3، C4 و C5 حفر شدند. گرد و غبار داخل سوراخ‌ها با استفاده از یک جاروبرقی و پمپ از بین رفت.

برای قرار دادن میله‌ها، یک لوله نازک مخصوص برای تزریق اپوکسی به سوراخ ها استفاده شد تا اطمینان حاصل شود که سوراخ‌ها به صورت کامل با این ماده پر شده‌اند. سپس میله‌هایGFRP در سوراخ‌ها قرار داده شد تا فرایند نصب و راه‌اندازی کامل شود.

سیستم ورقه‌ای MBrace شامل ورقه‌های CFRP و یک اشباع‌کننده‌ی دو بخشی ساخته شده توسط شرکت MBT (سنگاپور) برای ژاکت‌گذاری مورد استفاده قرار گرفت. ضخامت اسمی ورق الیاف، mm 0/165 بود و رزین اشباع با ترکیب بخش‌های A و B در نسبت حجمی ۳:۱ آماده شده بود.

قبل از ژاکت‌گذاری ستون، گوشه تیز ستون بتنی سمباده کشیده شد تا یک شعاع گوشه ۱۵ میلی‌متری ایجاد شود. در ساخت ژاکت، ورق‌های کربنی با اپوکسی مخلوط شده اشباع شده بودند و یک اندود اپوکسی به سطوح آماده شده ستون کشیده شد.

سپس پارچه‌های اشباع شده حول ستون با جهت‌گیری الیاف در جهت بیرونی پیچیده شد. طول هم‌پوشانی mm۱۱۰ بود. دو لایه ورق CFRP به ستون های C4، C5 و C6 اعمال شد. ژاکت‌گذاری فقط در منطقه مفصل پلاستیک در کف ستون قابل اعمال بود و ارتفاع ژاکت mm۲۵۰ بود. یک فاصله ۱۵ میلی‌متری بین ورق CFRP و ریشه خالی ماند تا از لهیدگی ژاکت در پایه جلوگیری شود. کنترل شدید مقاومت کششی و مدول یانگ الیاف کربنی به ترتیب ۴۴۹ و مگاپاسکال آزمایش شده بودند. ازدیاد طول در پارگی حدود ٪۷۸/۱ بود. آزمایش نمونه‌های اصلی از میله‌های GFRP و ورق‌های CFRP نشان داد که مصالح تا زمان گسیختگی به صورت الاستیک خطی عمل می‌کنند.

میله‌های فولادی و بتنی

برای ساخت نمونه‌ها از بتن مخلوط آماده با مقاومت فشاری مشخص شده‌ی ۴۰۲ مگاپاسکال استفاده شد. مقاومت بتن ارائه شده در جدول ۱ برابر مقاومت ستون هم ارز است که به صورت محاسبه شده بود، که مقاومت متوسط بتن از سه مکعب (mm 100 100 100) است که در همان روز در آزمایش ستون مربوطه آزمایش شده است. نتایج آزمایش‌های مصالح میلگردهای تقویتی در جدول موجود در تصویر (۴) ارائه شده اند.

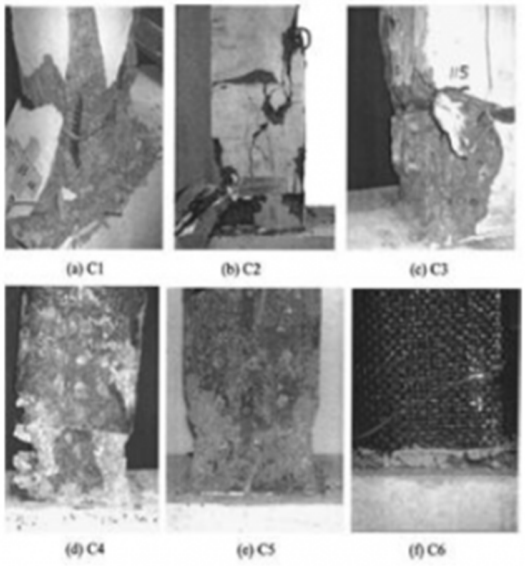
Reinforcement	Yield strain	Yield stress (MPa)	Ultimate stress (MPa)
Stub main bar Y20	0.0025	533.1	646.6
Column main bar Y16	0.0024	507.6	666.0
Stub stirrups R10	0.0017	412.0	568.6
Column stirrups R6	0.0017	419.3	538.5

شکل (۴) : جدول نتایج آزمایش تقویت‌ها

مشاهدات آزمایش

در آزمایش اول، ستون C1 به صورت یکنواخت تا زمان شکست بارگذاری شد. مشاهده شد که اولین ترک در جنب کششی رخ داد، هنگامی که جابه‌جایی جانبی به حدود ۶/۰ ٪ نسبت به تغییر مکان جانبی رسید.

منحنی‌های واکنش این شش ستون در شکل (۵) نشان داده شده‌اند.



شکل (۵)

برای مقایسه‌ی نتایج آزمایش و عملکرد ستون‌ها، مشخصات زیر مورد بحث قرار گرفت.

نسبت شکل‌پذیری

نسبت شکل‌پذیری به عنوان جابه‌جایی نهایی تقسیم بر جابه‌جایی تسلیم یا جابه‌جایی نهایی روی شاخه‌ی نرم، جایی که مقاومت به ٪۵ مقاومت اوج کاهش می‌یابد، تعریف می‌شود.

نسبت شکل‌پذیری از دو ستون بهینه سازی نشده، C1 و C2، به ترتیب ۷۱/۱ و ۸۸/۱ است. در میان ستون‌های بهینه‌سازی شده، ستون C6 که با ژاکت‌گذاری بهینه‌سازی شده، کوچکترین نسبت شکل‌پذیری ۲/۳ را دارد، در حالی که ستون‌های C4 و C5 که هم ژاکت‌گذاری و هم با قرار دادن میله‌ها بهینه‌سازی شده بودند، بزرگترین نسبت شکل‌پذیری به ترتیب ۹۹/۴ و ۱/۵ را دارند.

ستون C3 نیزکه با قرار دادن میله بهینه‌سازی شده بود، نسبت شکل‌پذیری ۶۳/۴ داشت.

بنابراین مشاهده شد شکل‌پذیری ستون‌ها می‌تواند به شدت توسط روش‌های بهینه‌سازی افزایش یابد. نسبت شکل‌پذیری ستون C3 نشان داد که قراردهی میله‌های افقی می‌تواند به طور موثر انبساط جانبی بتن را محدود کرده و در نتیجه زوال مقاومت بتن را به تاخیر بیاندازد. نتایج نشان داد ژاکت‌گذاری به تنهایی نیز بسیار موثر است. زیرا اگر اندازه ستون کوچک باشد، ژاکت گذاری معمولاً برای ستون‌های مستطیلی کارآمد است.

کاهش سختی

تمام ستون‌های (C1 تا C6) قبل از اینکه نسبت تغییر مکان جانبی حدود ۵/۲ ٪ در شروع مقاومت اوج داشته باشند، کاهش سختی مشابهی داشتند. پس از آن، ستون‌های بهینه‌سازی نشده، C1 و C2، به لحاظ سختی سریعتر از ستون‌های بهینه‌سازی شده، C6-C3، خراب می‌شوند. در نتیجه واضح است که روش‌های بهینه‌سازی در شاخه نزولی منحنی واکنش، سرعت تخریب بتن را در مقایسه با ستون‌های بهینه‌سازی نشده آهسته‌تر می‌کنند. از دیگر نتایج این است که قراردهی میله در محصور کردن بتن و حفظ یکپارچگی ستون‌ها به میزان ژاکت‌گذاری موثر است. از آنجا که ژاکت‌گذاری در محصور کردن بتن برای ستون‌های بزرگ مربعی/مستطیلی کمتر کارآمد است، انتظار می‌رود که قراردهی میله برای بهینه‌سازی ستون‌های بزرگ کارآمدتر از ژاکت‌گذاری باشد.

اتلاف انرژی

اتلاف انرژی در ستون بهینه‌سازی نشده C2 سریعتر است. به عبارت دیگر، در برون گردی جابه‌جایی مشابه، نسبت به ستون‌های بهینه‌سازی شده در ستون بهینه‌سازی نشده اتلاف انرژی بیشتری رخ می‌دهد. این به دلیل خردشدگی قابل توجه بتن در ستون

بهینه‌سازی نشده است که انرژی بیشتری جذب می‌کند. این موضوع معقول است زیرا در یک عضو کاملاً الاستیک اتلاف انرژی رخ نمی‌دهد. در میان ستون‌ها C3 بیشترین و C6 کمترین اتلاف انرژی را داشتند.
نتایج اتلاف انرژی به وضوح نشان می‌دهد که هر دو روش بهینه‌سازی قرار دادن میله و ژاکت‌گذاری می‌تواند طاقت ستون‌ها را تا چندین برابر افزایش دهند.

نتایج کلی

در این مقاله با قرار دادن میلگردهای تقویتی در منطقه مفصل پلاستیک یک روش جدید برای بهسازی ستون‌های RC مربعی/مستطیلی پیشنهاد و آزمایش شد. هدف قرار دادن میله افزایش شکل‌پذیری بتن در منطقه‌ی مفصل پلاستیک بود و همچنین در صورت امکان طول مفصل پلاستیک را افزایش دهد. این آزمایش نشان داد که این روش در به تاخیر انداختن زوال بتن و جلوگیری از کمانش طولی آرماتورها موثر است بنابراین در افزایش شکل‌پذیری و اتلاف انرژی ستون‌های بهسازی شده تاثیر دارد.

منابع

مروری بر بهسازی لرزه ای ستون های چهارگوش بتن مسلح توسط الیاف FRP کربنی همراه با میله‌های GFRP ؛ حمید صابری ، شکوفه زارعی ؛ تیر ماه ۱۳۹۶.

Griffith, M. C., Wu, Y. F., and Oehlers, D. J. _2005_.“Behaviour of steel plated RC columns subject to lateral loading.” *Struct. Eng Adv*, ۸_۴_, ۳۳۳–۳۴۷

Retrofit of concrete columns with inadequate lap splices by the use of rectangular steel “ ._۱۹۹۶_ jackets.” *Spectra Earthquake*, ۱۲_۴_, ۶۹۳–۷۱۴

چندین روش جهت تعمیر و تقویت ساز ههای بت نآرمه وجود دارد که از جمله آنها م یتوان به استفاده از ژاکتهای بتنی ،ژاکتهای فولادی و ژاکتهای پلیمری اشاره نمود. امروزه استفاده از ژاکتهای پلیمری به دلیل خواص فوق العاده آن نظیر مقاومت وسختی بالا، وزن اندک، مقاومت در برابر خوردگی، ناهمسانگرد بودن این مواد و طراحی بهینه، نصب آسان و سریع و هزینه کل کمتر (شامل زمان ، مصالح و اجرا) نسبت به ورقهای فولادی مورد توجه قرار گرفته است. در این مقاله نیز به بررسی مسائل تقویت ستون های بتن آرمه پرداخته می شود. از جمله مسائل کلیدی در این زمینه بهبود رفتار تنش-کرنش عضو محصورشده توسط این نوع ژاکتها می باشد.

تقویت-ستون-های-بتن-آرمه-FRP

سازه های بتن آرمه به دلایل متعددی ممکن است در معرض آسیب قرار گیرند که از جمله آنها می توان به موارد زیر اشاره کرد:

رفتار سازه های بتن آرمه در زلزله های اخیر نشان داده است که آیین نامه طراحی ساز ه های بتن آرمه که در سالهای قبل از ۱۹۷۰ م. تدوین یافته است دارای نقایص و کمبود هایی از قبیل جزئیات ضعیف وصله آرماتورهای طولی و نرسیدن میلگردهای طولی به حالت تسلیم، کمبود فولادهای عرضی محصورکننده و مهار قلاب انتهایی آماتورهای عرضی در منطقه پوشش بتن می

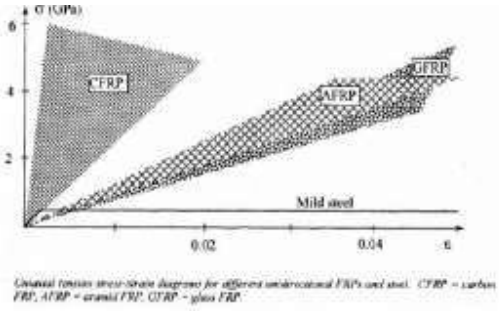
باشد. قرارگیری بتن تحت تاثیر شرایط محیطی مخرب باعث خوردگی فولاد می شود. این مسئله مخصوصا در مورد سازه های دریایی، ساحلی و پایه پل ها که شرایط محیطی خوردگی دارد بیشتر مورد توجه است. پیشرفت سریع خوردگی در محیطهای آلوده به نمک باعث ترک خوردگی و پوسته شدن بتن پوشش می شود. بار سازه های موجود نیز به دلایل مختلف ممکن است با توجه به گذشت زمان افزایش یابد؛ که این افزایش درساختمان های مسکونی به دلیل تغییر کاربری و در مورد پلها به دلیل افزایش بار ترافیکی رخ می دهد. شناخت بهتر نیروهای زلزله نسبت به گذشته و تغییرات آیین نامه زلزله باعث شده که سازه های موجود را می توان دوباره ارزیابی کرده و در برابر زلزله مقاوم سازی نمود. امروزه استفاده از ژاکتهای پلیمری به دلیل خواص فوق العاده آن نظیر مقاومت وسختی بالا، وزن اندک، مقاومت در برابر خوردگی، ناهمسانگرد بودن این مواد و طراحی بهینه، نصب آسان و سریع، هماهنگی با معماری سازه، کارایی اجرایی خوب، انعطاف پذیری بیشتر در طراحی، هزینه کل کمتر (شامل زمان ، مصالح و اجرا) نسبتبه ورقهای فولادی، انجام تقویت در زمان استفاده از سازه، عدم تغییرات قابل توجه در سختی اعضای سازه در حالت تقویت برشی و دوام بیشتر اعضای دور پیچ شده مورد توجه قرار گرفته است. این الیاف با ایجاد حالت تنشهای سه محوره باعث افزایش مقاومت و شکل پذیری بتن محصورشده می گردند. شایان ذکر است که استفاده از این مواد در سازه های جدید (الیاف به صورت تیوب) مورد توجه قرار گرفته است. در حالت استفاده از این مواد بصورت تیوب دیگر نیازی به قراردادن آرماتورها در داخل بتن و استفاده از قالب برای بتن ریزی نیست و از لحاظ اجرایی آسانتر می باشد.

قسمتهای تشکیل دهنده مواد مرکب

مواد مرکب از سه قسمت اصلی الیاف، چسب و ماده ای کم وزن بنام پر کننده تشکیل شده که الیاف جهت تحمل بار و چسب برای چسباندن الیاف و عملکرد یکنواخت آنها بکار برده می شوند.

خصوصیات الیاف

متداولترین نوع الیاف مورد استفاده در ساخت کامپوزیتها، الیاف کربن، شیشه و آرامید م یباشند. این الیاف دارای مقاومت کششی بسیار بالایی بوده و رفتار تنش- کرنش این الیاف بصورت خطی می باشد.



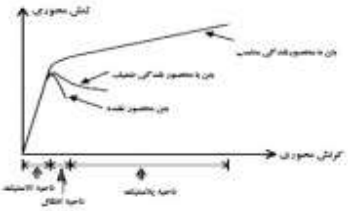
شکل ۱: منحنی تنش- کرنش الیاف پلیمری در مقایسه با فولاد

تنش-کرنش-الیاف-پلیمری

همانگونه که در شکل ۱ ملاحظه می شود الیاف تا لحظه گسیختگی رفتار خطی داشته که این نوع رفتار دو عیب عمده دارد :
۱- اعضای تقویت شده با الیاف شکل پذیری کمتری دارند، اما در صورتیکه برای محصو رشدگی عضو بکار روند (مثل ستون) مقاومت و شکل پذیری را افزایش می دهند. ۲- باز توزیع تنشها بعلت کمبود شکل پذیری محدود است.
الیاف کربن دارای این خاصیت می باشند که در محدوده وسیعی از سختی ها می توانند تولید شوند، که این امر در طراحی سازه ای کامپوزیتها م یتواند موثر باشد(شکل ا). تنها مشکل استفاده از این الیاف هزینه بالای آن می باشد. مهمترین خواص الیاف کربن عبارتند از: مقاومت و سختی خیلی بالا، مقاومت بسیار عالی در برابر مواد شیمیایی و رطوبت، مقاومت بالا در برابر خستگی وگسیختگی در اثر خزش، رسانا بودن و مستعد خوردگی.

رفتار تنش-کرنش بتن محصورشده بوسیله الیاف پلیمری

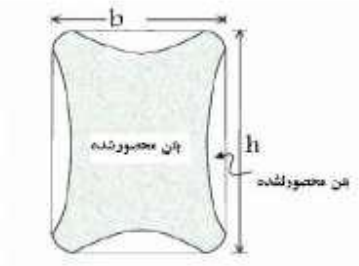
در تحقیقاتی که بمنظور شناخت رفتار اعضا سازه ای صورت می گیرد، بیشتر توجهات روی اصول و مبانی سازه ای می باشد. به همین دلیل بخش بزرگی از کارهای تحقیقاتی انجام شده روی رفتار نمونه های کوچک بتن ساده تقویت شده بوسیله الیاف پلیمری تحت بارهای محوری می باشد.تقویت شده بوسیله الیاف پلیمری تحت بارهای محوری می باشد. در شکل ۲ منحنی های تنش-کرنش محوری بتن محصور شده توسط الیاف پلیمری در مقایسه با بتن ساده محصور نشده نشان داده شده است. منحنی تنش— کرنش بتن محصور شده غیرفعال(قبل از شروع بارگذاری هیچگونه فشار جانبی به بتن وارد نمی شود) اساسا شامل دو بخش است. بخش اولیه منحنی مربوط به قسمت خطی و بخش ثانویه مربوط به منطقه پلاستیک می باشد. شیب قسمت خطی منحنی مشابه شیب قسمت خطی بتن محصور نشده می باشد.



شکل ۲ : منحنی نمونه تنش-کرنش برای بتن محصور شده غیر فعال بوسیله الیاف پلیمری[6]

تنش-کرنش-بتن-محصور-شده

نوع ژاکت محصورکننده بتن اثر کمتری روی بخش خطی منحنی داشته؛ به جز اینکه ژاکتهای سخت تر تمایل به افزایش مختصر تنش و کرنش در نقطه انتقال منحنی ها و شیب بیشتر ناحیه خمیری دارند. دلیل اینکه منحنی های تنش— کرنش بتن محصور شده و محصورنشده در منطقه خطی شبیه به یکدیگر می باشند این است که بتن دربارهای کم انبساط جانبی کمتری داشته و در نتیجه ژاکت محصورکننده فعال نمی شود. ناحیه خمیری بلافاصله پس از مقاومت حداکثر بتن محصورنشده تشکیل می شود. در این نقطه بعلت رشد سریع کرنشهای جانبی بتن و انبساط حجمی آن ژاکت فعال می شود. در ناحیه پلاستیک با افزایش جزئی در تنش محوری، افزایش زیاد در انبساط جانبی مشاهده می شود که این انبساط بدلیل گسترش ترکها و تخریب ساختار درونی بتن بوده و باعث افزایش فشار محصورکنندگی ژاکت می باشد. از اینرو ، با توجه به اینکه الیاف تا لحظه گسیختگی رفتار خطی خواهند داشت، این مکانیزم در ایجاد شیب بخش خمیری منحنی سهم بسزایی دارد. اگر بتن خوب محصورشده باشد شیب ناحیه خمیری مثبت و کاملا خطی خواهند بود، که دلالت بر این دارد که فشار محصورکنندگی برای مهار اثرات انبساط جانبی بتن ناشی از رشد خرابی در آن مناسب بوده و ظرفیت باربری بیشتری را ایجاب می کند. اگر بتن خوب محصور نشده باشد، تنش محوری حداکثر، شبیه به حالت بتن محصورنشده خواهد بود که دلالت بر ناکافی بودن فشار محصورشدگی برای شروع اثرات خرابی بتن که کرنش های بزرگتری را تحمل می کنند،دارد.



شکل ۳ : سطح مقطع مؤثر محصور شده [3]

سطح-مقطع-محصور-شده

نتیجه گیری

تقویت و تعمیر ساز ههای بتن آرمه آسیب دیده و ساز ههایی که در معرض نیروهای زلزله قرار دارند با چندین روش که از جمله آنها می توان به استفاده از ژاکتهای بتنی، ژاکتهای فولادی و ژاکتهای پلیمری اشاره نمود، صورت می گیرد. امروزه استفاده از ژاکتهای پلیمری به دلیل خواص فوق العاده آن نظیر مقاومت وسختی بالا، وزن اندک، مقاومت در برابر خوردگی، ناهمسانگرد بودن این مواد و طراحی بهینه، نصب آسان و سریع و هزینه کل کمتر (شامل زمان ، مصالح و اجرا) نسبت به ورقهای فولادی مورد توجه قرار گرفته است.

نمونه های ستون تقویت شده توسط این روش دارای افزایش شک لپذیری قابل توجه بوده و همچنین در سیکلهای مختلف بارگذاری و باربرداری به علت خطی بودن رفتار ژاکت پلیمری، کرنشهای پلاستیک در ژاکت باقی نمانده تا باعث کاهش کارایی ژاکت گردند.

بدلیل وجود مشکلات اجتناب ناپذیر به هنگام اجرا بخصوص در سازه‌های بتنی، همواره نیاز به ترمیم و مقاوم سازی آن‌ها احساس می‌شود. امروزه ترمیم و تقویت بتن و سازه های بتنی از فنون حساس و موردنیاز در پروژه های عمرانی بوده که نیاز به دانش ویژه و تجربه مرتبط دارد. ساختمان‌های بتنی به عنوان عنصر شاخص در ساخت‌وساز همیشه مورد توجه سازندگان می‌باشند، از جمله مشکلات رایج اینگونه سازه‌ها، بروز ترک می‌باشد که برای حل این مشکل باید با انواع ترک در ساختمان و روش‌های ترمیم آن آشنا بود.از جمله علل ایجاد انواع ترک در ساختمان می‌توان موارد زیر را به اختصار بیان نمود :

- افت فنداسیون بر اثر عوامل مختلف مانند رطوبت، فشارهای وارده از طبقات و کمبود ظرفیت باربری خاک
- نفوذ نمک و یا سولفات ها و مواد خورنده در بتن
- اشتباهات اجرایی و یا طراحی در سازه‌های بتنی
- حریق و یا آتش‌سوزی
- نوع مصالح مصرفی
- کربناتاسیون که موجب خوردگی آرماتور و در نهایت ایجاد ترک در بتن

ترک ها به دو دسته‌ی ترک‌های سازه ای و غیر سازه‌ای تقسیم می‌شوند. که هر کدام شامل ترک‌های مرده و زنده می‌باشند. باید همواره توجه نمود که در ترک های زنده ابتدا باید جلوی رشد آنها گرفته شده سپس کارهای ترمیم و مقاوم سازی انجام شود.

تقسیم بندی انواع ترک در ساختمان

ترک های ساختمانی به لحاظ ساختار

ترک‌های ساختمان از لحاظ ساختار به دو دسته ترک های سازه ای و ترک های غیر سازه ای تقسیم بندی می شوند.

ترک های سازه ای

ترک های سازه ای به ترک هایی گفته می شود که به دلیل ضعف در طراحی و اجرا به وجود آمده و می توانند ایمنی ساختمان را به مخاطره به اندازند. نمونه هایی از ترک های سازه ای عبارتند از ترک های به وجود آمده در تیر، ستون، دال ها و فونداسیون ساختمان.

ترک های غیر سازه ای

ترک های غیر سازه ای به ترک هایی اطلاق می گرددند که به دلیل افزایش بارهای وارده بر اجزا ساختمان، تغییر میزان رطوبت، تغییر مقدار دما، یخ بندان و ... به وجود آمده اند. ترک های ایجاد شده در دیوارها، جان پناه و... به دلیل عوامل ایجاد شده از نمونه های ترک های غیر سازه ای می باشند.

ترک های ساختمانی به لحاظ جهت

ترک‌های ساختمان از لحاظ جهت شامل سه حالت عمودی، افقی و مورب می‌باشند.

ترک های عمودی

ترک‌های عمودی سازه‌ای بوده و اگر عمق و عرضشان زیاد باشد از اهمیت زیادی برخوردارند. این ترک ها معمولاً به علل زیر بوجود می‌آیند :

- عدم وجود و یا کمبود شناژ قائم و وجود فاصله زیاد بین شناژها
- حرکت پی زیر دیوار
- اجرای غلط هشتگیر در تقاطع دیوارها

ترک‌های افقی

از دلایل ایجاد ترک‌های افقی و در طول دیوار می توان به موارد زیر اشاره نمود :

- به دلیل اجرای دو مرحله‌ای دیوار، ناپیوستگی در محل اتصال دو مرحله به دلیل نشست گرد و غبار خاک ایجاد می‌شود که اگر بنا محل اتصال را تمیز نکند ترک افقی ایجاد می‌شود.
- اگر دیوار در یک مرحله ایجاد شود، دیوار کمانش کرده و در اصطلاح شکم می‌دهد که از علل ایجاد ترک افقی می‌باشد.

ترک‌های مورب

ترک‌های با زاویه ۴۵ درجه نسبت به راستای افقی، مورب می‌باشند که اغلب در اثر نشست دیوار ایجاد شده و نشانه شکسته شدن دیوار است. این نوع از ترک‌ها بسیار خطرناک است.

ترک های ساختمانی به لحاظ عرض ترک

ترک های به وجود آمده در ساختمان دارای عرض متفاوتی بوده شامل ترک های به نازکی تارک مو که با چشم غیر مسلح قابل مشاده نبوده تا ترک های عمیق. بر این اساس انواع ترک عبارتند از:

ترک های نازک

ترک های با عرض کمتر از یک میلیمتر را ترک های نازک گویند.

ترک های متوسط

ترک های به عرض یک تا دو میلیمتر را ترک های متوسط گویند.

ترک های ضخیم

ترک های به عرض بیش از دو میلیمتر را ترک های ضخیم گویند.

بررسی ترک در ساختمان

بررسی ترک و مشخص کردن میزان تغییرات در عرض ترک، به منظور شناخت نوع و عامل ایجاد ترک و در ادامه انتخاب راهکار مناسب ترمیم آن از اهمیت بالایی برخوردار می باشد. ابزارها و روش های مختلفی جهت پایش ترک ایجاد شده در ساختمان ها وجود دارند که عبارتند از:

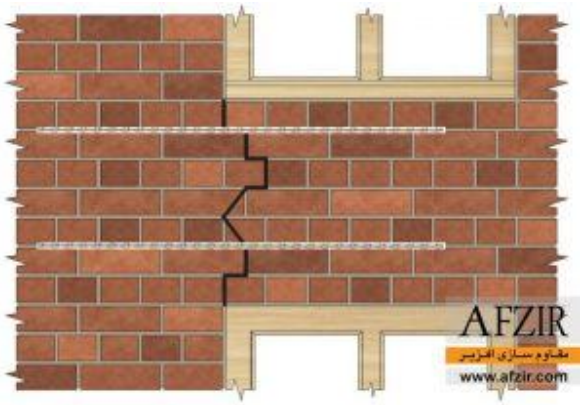
- استفاده از خط کش فلزی
- استفاده از میکروسکوپ
- سیستم Plastic Tell Tale
- روش Glass Tell Tale
- پایش ترک با استفاده از پیچ برنجی و کولیس

بررسی ترک به روش Plastic Tell Tale

انواع روش‌های ترمیم ترک در ساختمان

دوخت ترک (Crack Stitching)

روش دوخت ترک یک روش ترمیم دائم جهت ترمیم سازه ای المان های ترک خورده می باشد. در روش دوخت ترک با حفر شیارهای متقاطع بر مسیر ترک و نصب گیره های دوخت در جهت مناسب نسبت به مسیر ترکبه به وسیله چسب اپوکسی، المان ترک خورده تعمیر می گردد.



ترمیم ترک در دیوار به روش دوخت

ترمیم ترک با استفاده از کامپوزیت FRP

یکی دیگر از روش های ترمیم ترک و مقاوم سازی در ساختمان استفاده از نوارهای از جنس الیاف کربن (CFRP Straps) می باشد. در این روش پس از ترمیم موضعی سطح ترک خورده، نوارهایی از جنس الیاف کربن با استفاده از رزین اپوکسی مطابق شکل نشان داده شده در زیر بر روی سطح آسیب دیده چسبانده می شود.

ترمیم ترک با استفاده از کامپوزیت FRP

تزریق رزین اپوکسی (Epoxy Resin Injection)

ترمیم ترک به روش تزریق عبارت است از تزریق اپوکسی با فشار پمپ (Epoxy injection) به داخل ترک. مواردی که ترک کاور بتن را رد کرده یا ترک قابل دسترس نیست از این روش استفاده می شود. تزریق اپوکسی به دو روش تزریق از سطح (سوراخ کردن در راستای ترک) و از عمق (سوراخ کردن از بغل با زاویه‌ی ۴۵ درجه) انجام می شود. در مناطق مرطوب می توان از رزین اپوکسی آب دوست و در مناطق سرد نیز از اپوکسی زودگیر استفاده کرد. قبل از تزریق باید سطح بتن را ترجیحاً بوسیله فرچه سیمی یا مینی فرز تمیز کرده، تزریق را انجام داده سپس دوباره سطح را صاف می کنیم. همچنین در مواردی که سطح از لحاظ ارتفاع یکسان نباشد، تزریق بایستی از پایین ترین نقطه آغاز و به بالاترین نقطه ختم گردد.بوسیله تزریق اپوکسی، ترک‌ها کاملاً پر شده و بتن در دو لبه ترک متصل می‌شود. رزین یک لایه چسبنده ایجاد کرده و بتن را در برابر آب، سولفات ها و سایر مواد خورنده محافظت می‌کند. همچنین امکان خرابی بر اثر سیکل ذوب – انجماد و خوردگی فولاد را کاهش می‌دهد.

ترمیم ترک به روش تزریق رزین

خورانش ثقلی رزین (Gravity Filling)

در این موارد تزریق اپوکسی که تحت وزن خودش (gravity filling) پر می شود مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روش برای عضوهای بتنی افقی نظیر پل ها ، کف پارکینگ ها، سقف های طبقات و سطوح مشابه کاربرد دارد. درواقع برای ترک هایی که به قسمت پایین سطح افقی گسترش پیدا کرده باشد، بکار می‌رود. با انجام درست این روش ترمیمی می توان جلوی نفوذ آب، سولفات

ها و سایر مواد خورنده را که ممکن است به آهستگی باعث توسعه خرابی در اطراف ترک شوند را گرفت اما امکان عدم توقف کامل آنها وجود دارد.

خورانش ثقلی رزین-

مسیریابی و آب بندی (Sealing & Routing)

برای ترمیم ترک های محدود به کاور که سازه ای نیز نمی باشند، می توان از روش مسیر یابی و آب بندی (routing & sealing) استفاده کرد. در این روش عرض ترک را کمی زیاد کرده سپس با ماده خمیری پر می کنیم. این روش ترمیم ترک در مقایسه با روش تزریق رزین که به نیروی متخصص جهت تزریق نیاز می باشد ساده تر است.

مسیریابی و آب بندی (Sealing & Routing)

افزودن آرماتور (Additional Reinforcement)

یکی دیگر از روش‌های ترمیم، اضافه کردن آرماتور می‌باشد. در این روش سوراخ‌هایی در صفحه ترک ایجاد کرده و پس از تمیز نمودن آن‌ها به درزگیری سطحی ترک‌ها، پرکردن سوراخ ترک با اپوکسی و در نهایت قرار دادن سریع میلگردهای درون سوراخ می‌پردازیم. قطر کاربردی میلگرد در این روش معمولاً بین ۱۳ تا ۱۶ میلی‌متر می‌باشد که در هر سمت ترک، حداقل نیم متر امتداد دارد. اپوکسی باعث اتصال میلگردها به جداره‌های سوراخ شده و صفحه ترک را می پوشاند. در نهایت مقطع المان به حالت اولیه باز می گردد.