

بررسی آزمایشگاهی و کاربرد کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند در مقاوم‌سازی اتصالات تیر به ستون پل‌های راه‌آهن با قاب‌های صلب

محمد حسین تفتی، دانشجوی دکتری سازه، گروه عمران دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
هاشم شریعتمدار*، دانشیار، گروه عمران دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
علی خیرالدین، استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

E-mail: shariatmadar@um.ac.ir

دریافت: ۱۳۹۴/۱۲/۲۳ - پذیرش: ۱۳۹۵/۰۳/۰۱

چکیده

مسئله اصلی در پل‌های راه‌آهن با قاب‌های صلب سازه‌های بتنی، عدم شکل‌پذیری کافی به دلیل کمبود آرمان‌تور برشی در ناحیه اتصال و همچنین ناکافی بودن طول مهار می‌لگردهای تیر در این ناحیه می‌باشد. به طوری که بررسی‌های صورت گرفته روی این سازه‌ها بر پایه ضوابط آیین‌نامه‌های کنونی، عدم کارایی مناسب آنها را در برابر زلزله‌های شدید ثابت نموده است. هدف از این تحقیق، بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون خارجی بتنی معیوب پل‌ها قبل و پس از بهسازی با پانل‌های کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC) پیش‌ساخته می‌باشد. در بخش اول پژوهش، مشخصات رفتاری پانل‌های HPFRCC با درصد‌های مختلف الیاف پلی‌پروپیلن و الیاف فولادی با انتهای قلاب شکل، توسط آزمایش‌های فشاری و خمشی چهارنقطه‌ای در آزمایشگاه تعیین گردیده است. در بخش دوم پژوهش، از نتایج بخش اول جهت مدل‌سازی رفتار پانل‌های HPFRCC در مقاوم‌سازی اتصال تیر- ستون پل‌ها استفاده شده است. پس از صحت‌سنجی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود، به بررسی رفتار غیرخطی اتصالات تیر- ستون بتنی که بر اساس ضوابط طراحی سازه‌ای پل‌های راه‌آهن موجود طراحی شده است، پرداخته می‌شود. در این تحقیق، سه حالت اتصال تیر- ستون مدل‌سازی و بررسی گردید. نتایج بخش اول نشان می‌دهد که افزودن الیاف باعث افزایش محسوس مقاومت کششی نمونه‌ها می‌شود و همچنین مکانیزم‌های چقرمگی مانند پل‌زدگی الیاف باعث استهلاک انرژی و کاهش گسیختگی ترد می‌گردد. سطح زیر منحنی نیرو- تغییر مکان بعد از اعمال بار برای نمونه‌های کامپوزیت الیافی با عملکرد بالا افزایش می‌یابد. همچنین، نتایج بخش دوم نشان می‌دهد که رفتار اتصالات تیر- ستون خارجی بهسازی شده با پانل‌های HPFRCC سبب ۹۳٪ افزایش شکل‌پذیری، ۴۵٪ افزایش مقاومت جانبی و ۱۰۲٪ افزایش تغییر مکان جانبی نسبت به اتصال مینا، که تمام نواحی اتصال از بتن معمولی تشکیل شده، می‌گردد.

واژه‌های کلیدی: کامپوزیت‌های سیمانی الیافی، اتصالات تیر به ستون، مقاوم‌سازی لرزه‌ای، پل راه‌آهن.

۱. مقدمه

زلزله‌های شدید، حفاظت مطلوبی لحاظ گردد. آسیب دیدگی‌های شدید در پل‌های بتنی که پس از زلزله‌های گذشته نظیر نورتریج، کوبه و زلزله‌های شدید شرق

پل‌ها به عنوان مؤلفه‌های حیاتی در حمل و نقل به شمار می‌روند که ضروریست به منظور حفظ ایمنی حین

اتصال تیر به ستون پل‌های راه‌آهن، الزامی گردید تا با محصورشدگی بتن بتوان رفتار غیرالاستیک شکل‌پذیر را در مفصل پلاستیک مشاهده نمود (شکل ۱). با این حال، افزایش میزان آرماتور و جزئیات بیشتر آرماتورگذاری مشکلاتی را در ساخت این قفسه‌های پیچیده آرماتور و ساخت و تراکم بتن در مرحله اجرا را به همراه خواهد داشت. به طوری که افزایش هزینه‌های طراحی و ساخت این جزئیات پیچیده آرماتورگذاری و الزامات لرزه‌ای بسیار مشهود می‌باشد.



شکل ۱. پل‌های راه‌آهن با قاب‌های صلب (ژانگ و همکاران، ۲۰۱۵)

ژاپن در سال ۲۰۱۱ رویداد، محققین را بر آن داشت که تحقیقات گسترده‌ای در خصوص رفتار اتصالات تیر به ستون به منظور بهبود طراحی و اجرای آنها انجام دهند که نتایج آنها منجر به بهبود ضوابط طراحی با تمرکز بر تأمین شکل‌پذیری کافی در اعضای سازه‌ای آسیب‌پذیر جهت جلوگیری از گسیختگی ترد آنها حین زلزله‌های شدید گردید. متعاقب آن، برای سازه‌های بتنی، میزان قابل توجهی از آرماتور عرضی در نواحی آسیب‌پذیر، نظیر مفصل پلاستیک در انتهای تیر مجاور بر ستون در

(۱۹۹۲) و شناک و همکاران (۲۰۰۵) بررسی شده و اخیراً به عنوان مصالح مقاوم‌سازی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. علایی و کاریه‌الو (۲۰۰۳) برای مقاوم‌سازی تیرها از پانل‌های کامپوزیت پیش‌ساخته استفاده نمودند. آنها در تیرهای مقاوم‌سازی شده با پانل‌های کامپوزیت پیش‌ساخته، افزایش قابل ملاحظه‌ای در ظرفیت خمشی و برش مشاهده نمودند. ایلکی و همکاران (۲۰۰۴) به منظور مقاوم‌سازی ستون‌ها با محصورشدگی خارجی از کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند^۲ (HPFRCC) پیش‌ساخته استفاده نمودند. نتایج حاکی از آن است که

به منظور بهسازی اتصالات معیوب، بیشتر سعی می‌گردید از روش‌های ژاکت‌های فلزی (بیداه و همکاران، ۱۹۹۷) و ژاکت‌های بتنی (تسونوس، ۲۰۱۰) استفاده گردد. اخیراً، به منظور بهسازی اتصالات، تحقیقات بیشتر روی استفاده از الیاف پلیمری تقویت شده^۱ (FRP) متمرکز شده است (ایلکی و همکاران، ۲۰۱۰؛ گارسیا و همکاران، ۲۰۱۰). انگیندیز و همکاران (۲۰۰۵) و بدیره‌انوغلو (۲۰۰۹) بررسی‌های بسیاری در خصوص روش‌های ترمیم و مقاوم‌سازی اتصالات تیر به ستون با استفاده از FRP انجام دادند. بتن‌های الیافی با مقاومت زیاد توسط محققین بسیاری نظیر شاه

2- High performance fiber reinforced cementitious composite

1- Fiber reinforced polymer

در پژوهش حاضر، مطابق با شکل ۲، از کامپوزیت سیمانی با الیاف پلی‌پروپیلن و الیاف فولادی قلاب‌شکل با مشخصه‌های پیوستگی مطلوب، به منظور بهسازی اتصالات تیر به ستون پل‌های با قاب‌های صلب استفاده شده است. به طوری که این مصالح از خود رفتار شبه سخت‌شدگی^۱، کرنش و ترک‌های ریز مضاعف (هیراتا و همکاران، ۲۰۰۹) نشان می‌دهند. در مقایسه با الیاف‌های پلیمری دیگر نظیر پلی وینیل الکل^۲ (PVA)، پلی‌اتیلن^۳ (PE) و الیاف پلی‌پروپیلن^۴ (PP) نرم‌تر و ارزان‌تر بوده و همچنین سریع‌تر پخش شده، که تماماً منجر به کارایی بهتر آنها می‌گردد. علاوه بر این، با توجه به طبیعت آب‌گریزی و غیرقطبی الیاف PP، مصالح PP-HPFRCC دوام بهتری در محیط‌های قلیایی از خود نشان می‌دهند (براون، ۲۰۰۲). همچنین، الیاف فولادی قلاب‌شکل با طول ۳۵ میلی‌متر و ضخامت ۰/۶ میلی‌متر (نسبت طول به ضخامت برابر ۶۰) با مقاومت کششی اسمی ۱۱۰۰ MPa استفاده شده است. در این مطالعه، در قسمت آزمایشگاهی با استفاده از آزمایش‌های فشاری و خمش چهارنقطه‌ای، خصوصیات رفتاری HPFRCC با درصد‌های مختلف الیاف تعیین می‌گردد. در بخش تحلیلی مطالعه حاضر، یک نمونه اتصال تیر به ستون T شکل در خصوص پل‌های راه‌آهن، که توسط کنگ در سال ۲۰۰۶ در دانشگاه کانتربری نیوزیلند (لیو، ۲۰۰۶) تحت بارگذاری چرخه‌ای برگشتی مورد آزمایش قرار گرفته است، جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی انتخاب می‌گردد. سپس، پانل‌های مختلف HPFRCC که خصوصیات رفتاری آنها از آزمایش خمش چهارنقطه‌ای تعیین شد در ناحیه چشمه اتصال و طول مفصل پلاستیک تیر قرار می‌گیرند.

استفاده از پانل‌های پیش‌ساخته HPFRCC برای محصورشدگی خارجی منجر به افزایش شکل‌پذیری و مقاومت ستون‌های مستطیلی بهسازی شده تحت بارهای محوری و اندرکنش نیروی محوری با نیروی خمشی در اثر بار سیکلی می‌گردد. شناگ و همکاران (۲۰۰۲) با استفاده از ژاکت HPFRCC به ضخامت ۲۵ میلی‌متر، اتصالات تیر به ستون داخلی را بهسازی کردند. آنها ملاحظه نمودند که رفتار اتصالات ضعیف مقاوم‌سازی شده با HPFRCC به نحو قابل ملاحظه‌ای بهبود یافت. راویچاندوران و جیاسحر (۲۰۱۲) با استفاده از فروسیمان، اتصالات تیر به ستون شکل‌پذیر و غیرشکل‌پذیر خارجی را مقاوم‌سازی نمودند. علاوه بر اتصالات، آنها تیرها را نیز در مطالعات آزمایشگاهی خود بهسازی نمودند. آنها مشاهده نمودند که استهلاک انرژی حاصل از مقاوم‌سازی اتصالات غیرشکل‌پذیر با فروسیمان افزایش یافته است. علاوه بر اتصالات، فروسیمان نیز در مقاوم‌سازی تیرها و ستون‌ها (کومار و همکاران، ۲۰۰۷) استفاده شده است. همتی و همکاران (۲۰۱۳) به بررسی اثر استفاده از مصالح HPFRCC در تیرها و قاب‌های بتنی پرداختند، نتایج حاصل از آزمایش‌ها افزایش ظرفیت باربری و تغییرشکل نهایی تیرها و قاب‌های HPFRCC را نشان می‌دهد. علاوه بر این، افزایش طول و ظرفیت دورانی مفاصل پلاستیک در تیرها و قاب‌های HPFRCC نسبت به نمونه‌های مشابه بتنی از سایر نتایج این پژوهش بوده است. استفاده از این روش پیشنهادی نسبت به سایر روش‌های موجود به منظور مقاوم‌سازی اتصالات بسیار آسان‌تر، سریع‌تر و به صرفه‌تر می‌باشد. همچنین، برخلاف روش‌های دیگر، تمامی مراحل اجرایی جهت مقاوم‌سازی خارج از محل پروژه انجام شده و پانل‌های HPFRCC به صورت پیش‌ساخته می‌باشند و مزاحمت کمتری را نسبت به روش‌های دیگر ایجاد می‌نمایند.

- 1 - Hardening
- 2- Poly-vinyl alcohol
- 3- polyethylene
- 4- Poly propylene



(ب) الیاف فولادی



(الف) الیاف پلی‌پروپیلن

شکل ۲. الیاف استفاده شده در این مطالعه

مصرفی باعث بهبود مشخصه‌های پیوستگی و نیز رفتار شبه سخت‌شدگی کرنش و ترک‌های ریز مضاعف در HPFRCC تحت تنش کششی می‌گردد. پس از اتمام فرایند اختلاط، مخلوط تازه در قالب ریخته شده و به مدت ۲۴ ساعت عمل آوری انجام گردید. پس از باز کردن قالب، تمامی نمونه‌ها به منظور حفظ رطوبت محیطی برای مدت ۲۸ روز با پوشش‌های مرطوب عمل آوری شدند.

۲-۲. مشخصه‌های فشاری

به منظور تعیین مشخصه‌های فشاری HPFRCC، آزمایش فشاری مکعبی استفاده شده است. نمونه‌های مکعبی به ابعاد ۲۰۰ میلی‌متر ساخته شده است. مقاومت‌های فشاری مکعبی نمونه‌های مختلف در جدول ۱ ارائه شده است. برخلاف طرح اختلاط بتن معمولی، در نمونه‌های HPFRCC در مطالعه حاضر از هیچ‌گونه درشت دانه‌ای استفاده نشده است و الیاف به کار رفته PP و فولادی می‌باشد.

۲. بررسی آزمایشگاهی مشخصه‌های مکانیکی

HPFRCC

۱-۲. ساخت مصالح کامپوزیتی HPFRCC

به منظور ارزیابی پارامترهای مقاومتی و رفتاری پانل‌های پیش‌ساخته HPFRCC و حصول برخی اطلاعات پایه در خصوص تأثیر مقاوم‌سازی اعضای بتنی با پانل‌های HPFRCC تحت تنش‌های کششی قطری، به بررسی طرح اختلاط و خصوصیات رفتاری این پانل‌ها پرداخته شده است.

نسبت‌های وزنی اختلاط مصالح در HPFRCC بر مبنای وزن سیمان مصرفی می‌باشد که در جدول ۱ ارائه شده است. باید توجه داشت که الیاف به آرامی و طی چندین مرحله به مخلوط اضافه شوند تا از پدیده‌ی گلوله شدن الیاف جلوگیری به عمل آید. بدین ترتیب که ابتدا کل سیمان و ماسه و سپس ۲۵٪ الیاف با حدود ۲۵٪ آب مخلوط شود و سپس مابقی الیاف که در ۷۵٪ آب باقی‌مانده ریخته شده بود به تدریج و به صورت مرحله‌ای به ترکیب اضافه گردید تا الیاف به شکل یکنواخت در بافت HPFRCC توزیع شود. الیاف

جدول ۱. مشخصه‌های HPFRCC

شماره طرح	درصد حجمی الیاف		شن	ماسه	آب	سیمان	مواد افزودنی (فوق روان کننده)	مقاومت فشاری	مقاومت کششی (مدول گسیختگی)	نوع بتن
	PP	HSF								
T1	-	-	۱/۷۲	۱/۷۲	۰/۵۴	۱	-	۳۱/۱	۵/۵۸	بتن معمولی
T2	-	۲	-	۱	۰/۳۵	۱	۰/۰۶٪ وزن سیمان	۶۴/۴	۱۱/۴	HPFRCC
T3	-	۱	-	۱	۰/۳۵	۱	۰/۰۶٪ وزن سیمان	۵۳/۰	۷/۰۵	HPFRCC
T4	۲	-	-	۱	۰/۳۵	۱	۰/۰۶٪ وزن سیمان	۴۱/۱	۴/۸۶	HPFRCC
T5	۱	-	-	۱	۰/۳۵	۱	۰/۰۶٪ وزن سیمان	۵۷/۷	۵/۹۱	HPFRCC

۲-۳. مشخصه‌های کششی

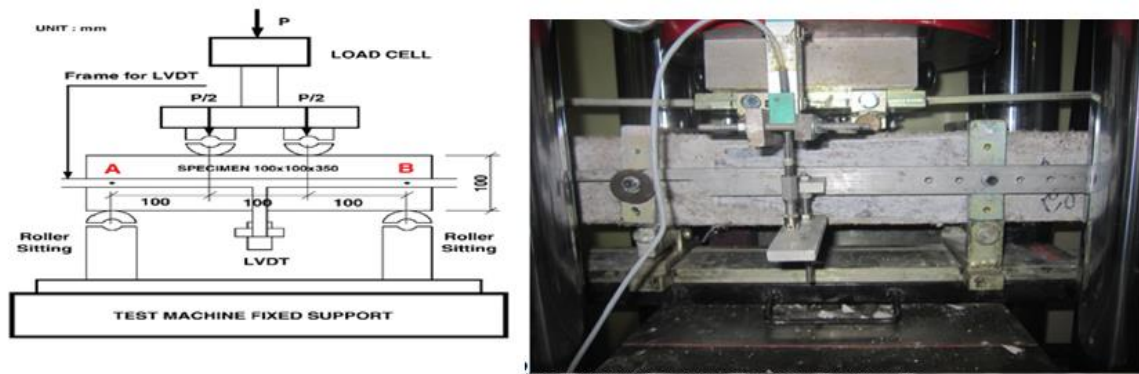
در مطالعه حاضر، رفتار کششی که یکی از ویژگی‌های شاخص HPFRCC می‌باشد از آزمایش خمش چهارنقطه‌ای نمونه‌های تیر با ابعاد $100 \times 100 \times 500$ میلی‌متر بر اساس استاندارد ASTM C1399/C1399M-10 استفاده شده است. برای ثبت تغییر مکان خالص، مطابق شکل ۳، در وسط تیر از LVDT استفاده شده است. لازم به توضیح است که مقاومت کششی ناشی از خمش از معادله (۱) محاسبه می‌شود:

$$F_{ct} = \frac{PL}{bd^2} \quad (1)$$

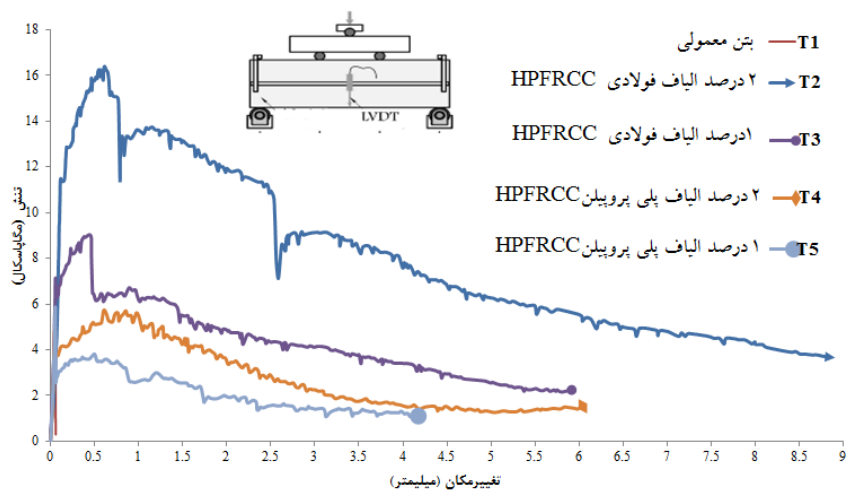
که F_{ct} مدول گسیختگی نمونه، P حداکثر مجموع نیروی وارده قائم، L طول نمونه، b عرض نمونه و d ارتفاع نمونه می‌باشد.

منحنی‌های تنش کششی بر حسب تغییر مکان برای ۵ نمونه معرفی شده (جدول ۱)، در شکل ۴ نشان داده شده که رفتار شبه سخت‌شدگی کرنش در HPFRCC را به وضوح نشان می‌دهد. از ابتدای آزمایش، تنش‌ها تا مشاهده اولین ترک افزایش می‌یابند. آنگاه تنش به‌طور ناگهانی کاهش یافته و پس از آن افزایش تنش ادامه می‌یابد. در ادامه بارگذاری، افزایش و کاهش‌های ناگهانی تنش با ایجاد ترک‌های ریز روی سطح نمونه همراه می‌گردد (شکل ۵). در کرنش تقریباً برابر ۰/۲٪، ترک‌ها به صورت موضعی شکل گرفته و تنش‌ها به آرامی کاهش می‌یابند. مطابق با روابط تنش - کرنش، مقاومت جاری شدگی کششی در کمترین مقدار بلافاصله پس از اولین ترک خوردگی تعیین می‌گردد. مقاومت کششی به عنوان حداکثر تنش در منحنی تنش کششی - کرنش تعیین می‌گردد که از آزمایش‌های کشش تک محوری به دست می‌آید.

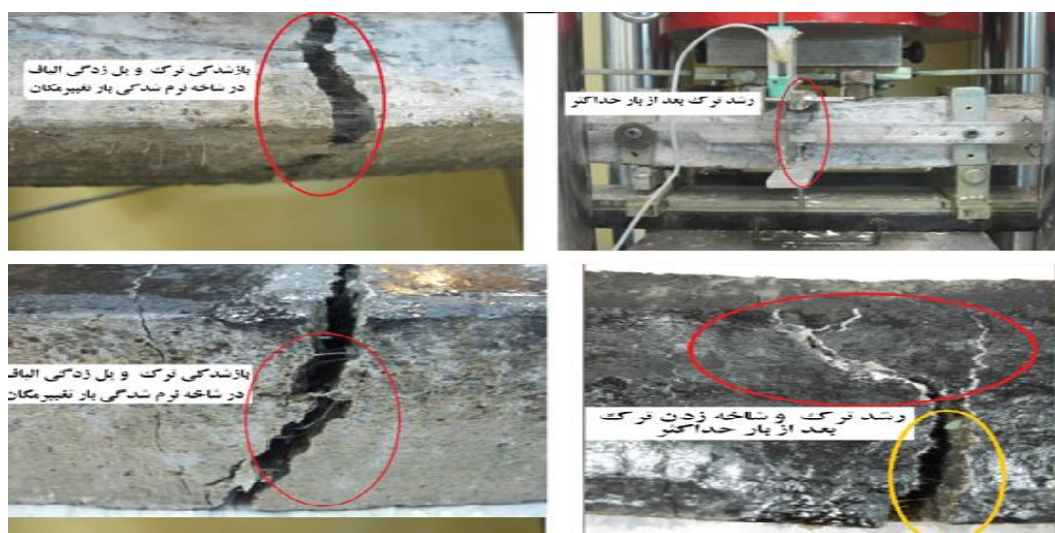
بررسی آزمایشگاهی و کاربرد کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند در مقاوم‌سازی اتصالات تیر به ستون پل‌های راه‌آهن با قاب‌های صلب



شکل ۳. آزمایش‌های خمش چهارنقطه‌ای روی نمونه‌های HPFRCC



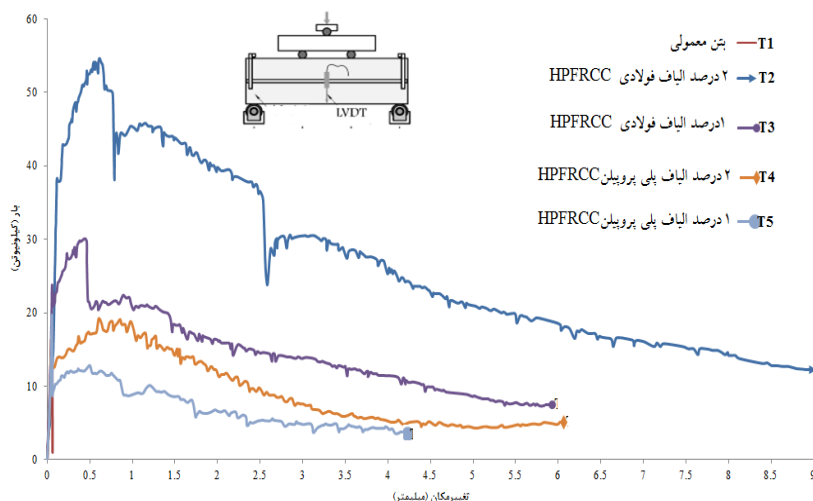
شکل ۴. نتایج آزمایش‌های خمش چهارنقطه‌ای



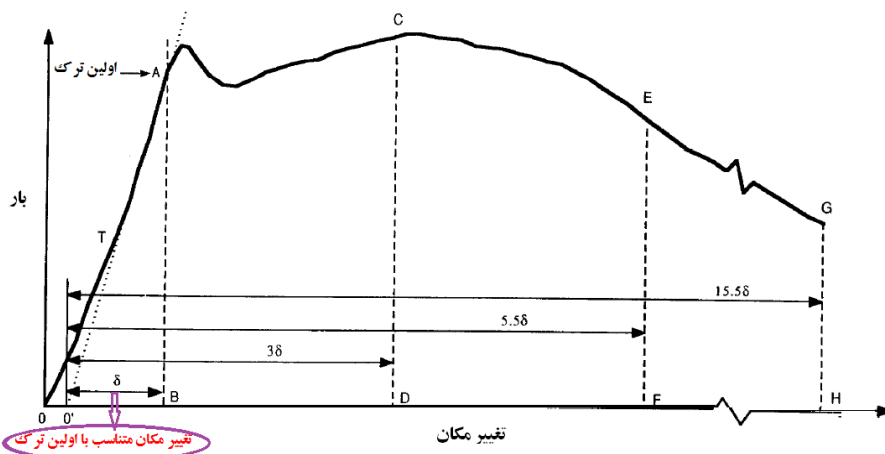
شکل ۵. رشد و ایجاد ترک به همراه عملکرد پل‌زدگی الیاف در HPFRCC

معیاری برای ارزیابی طاق‌ت ترکیبات مسلح به الیاف در ASTM C1018 به صورت مساحت زیر منحنی بار-تغییر شکل تا حداکثر تغییر شکل از پیش تعیین شده تقسیم بر مساحت زیر منحنی بار-تغییر شکل تا حداکثر تغییر شکل اولین ترک خوردگی تعریف می‌شود. سه شاخص در ASTM C1018 توضیح داده شده است: I5، I10 و I30 که مطابق شکل ۷ به ترتیب متناظر با تغییر شکل‌های ۳، ۵/۵ و ۱۵/۵ برابر تغییر شکل اولین ترک خوردگی می‌باشد

منحنی بار تغییر مکان آزمایش خمش چهار نقطه‌ای نمونه‌ها در شکل ۶ نشان داده شده است. یکی از نتایج مهم منحنی بار تغییر مکان ناشی از خمش چهار نقطه‌ای، طاق‌ت می‌باشد. طاق‌ت، توانایی مصالح برای تحمل مقادیر زیاد تغییر شکل‌ها و کرنش‌های پس-الاستیک پیش از گسیختگی و مقاومت در برابر انتشار ترک‌ها بوده و یک ویژگی مهم برای تشخیص ترکیبات مسلح به الیاف از بتن ساده می‌باشد. این مفهوم به طور معمول به صورت مساحت زیر نمودار بار-تغییر مکان یا تنش-کرنش در خمش تعریف می‌شود. شاخص طاق‌ت،



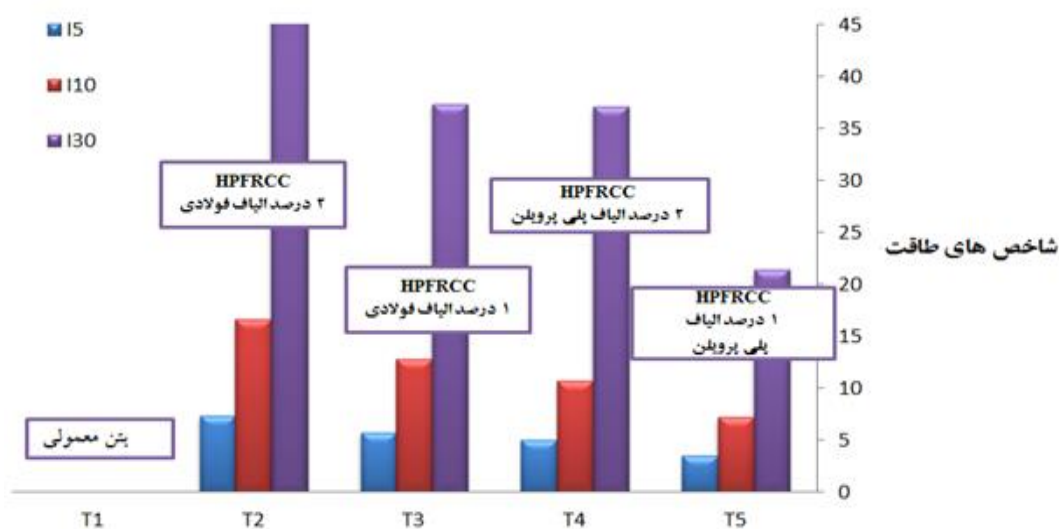
شکل ۶. منحنی بار تغییر مکان نمونه‌ها ناشی از آزمایش‌های خمش چهار نقطه‌ای



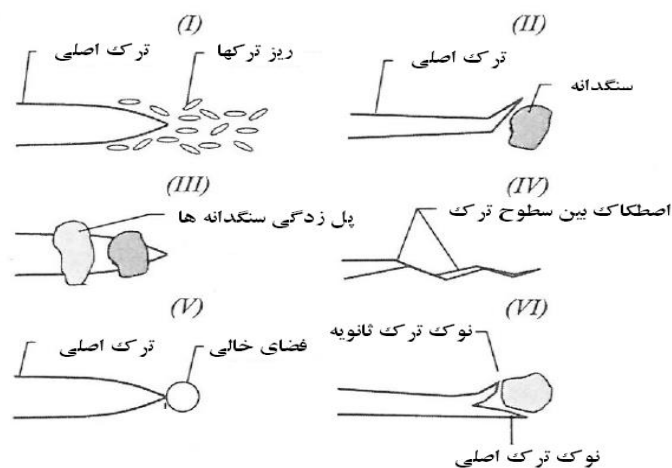
شکل ۷. ویژگی‌های مهم منحنی بار-تغییر مکان ASTM C1018

توسط الیاف بیرون کشیده شده از بافت، مستهلک شده و بدین وسیله طاقت بهبود می‌یابد. مکانیزم‌های جذب انرژی مهم بتن ساده و معمولی در شکل ۹، نشان داده شده است. مشاهدات آزمایشگاهی و عددی، مهمترین مکانیزم استهلاک انرژی را پل‌زنی دانه‌ای تأیید می‌کنند.

مطابق شکل ۸ مقایسه بین نمونه‌های HPRC و بتن ساده برای منحنی‌های معمول بار-تغییر مکان نشان می‌دهد که طاقت بتن می‌تواند به میزان زیادی با افزوده شدن الیاف به بتن بهبود یابد. دلیل این است که بتن‌های الیافی قادر به تحمل بار قابل توجهی پس از ترک خوردن بافت الیاف بوده و انرژی بار-تغییر مکان



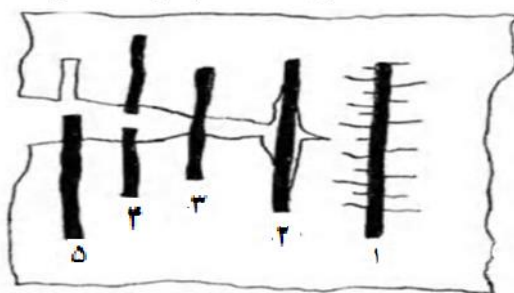
شکل ۸ مقایسه فاکتور طاقت نمونه‌های مختلف بر اساس استاندارد ASTM C1018



شکل ۹. مکانیزم‌های مختلف جذب انرژی در نوک ترک بتن معمولی (شاه و همکاران، ۱۹۹۵)

الیاف در داخل ملات به‌عنوان یک مکانیزم پل‌زنی اضافی وارد عمل می‌شود. در شکل ۱۰، چگونگی این عمل با توجه به شماره‌هایی که نشان داده شده، می‌باشد

۱- آسیب دیدگی ملات ۲- جدا شدن الیاف و ملات ۳- پل زدن الیاف ۴- پارگی الیاف ۵- بیرون کشیده شدن الیاف از ملات.



شکل ۱۰. چگونگی عمل الیاف در داخل ملات

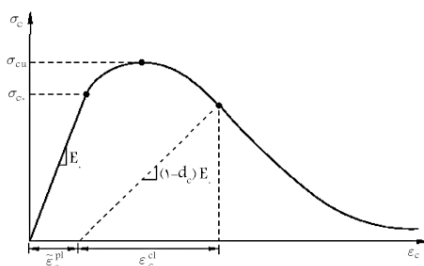
۳. مشخصات مدل‌های تحلیلی

۳-۱. نرم‌افزار ABAQUS

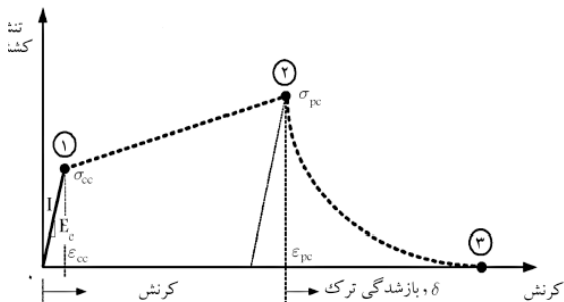
در این تحقیق، از نرم‌افزار ABAQUS که یک نرم‌افزار غیرخطی المان محدود است، استفاده می‌شود. این نرم‌افزار به علت داشتن المان‌های متعدد، قابلیت مدل‌سازی بتن، میلگردهای بتن مسلح، FRP و کامپوزیت‌های سیمانی را داراست. برای مدل‌سازی بتن، شیوه‌ها و گزینه‌های مختلفی در نرم‌افزار موجود است که با عنایت به رفتار کششی ویژه‌ی کامپوزیت HPCFRCC از گزینه Concrete Damage Plasticity استفاده می‌شود. در این گزینه، امکان وارد کردن نقاط مختلف منحنی تنش- کرنش بتن و کامپوزیت در کشش و فشار وجود دارد (فنگ و همکاران، ۲۰۰۷).

منحنی تنش- کرنش بتن در فشار تا تنش σ_{c0} (تسلیم اولیه) به صورت خطی حرکت می‌کند. سپس، مرحله‌ی غیرخطی و افزاینده‌ی منحنی شروع می‌شود و تا نقطه‌ی مربوط به تنش σ_{cu} (تنش نهایی) ادامه می‌یابد که همان مقاومت فشاری بتن است. از این نقطه

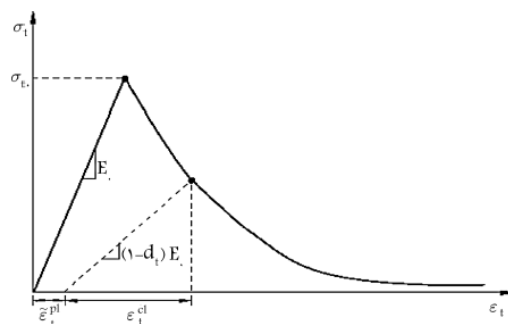
به بعد، شاخه‌ی نرم‌شدگی منحنی آغاز می‌شود و بتن تحت فشار، خرد می‌گردد (شکل ۱۱). منحنی تنش- کرنش بتن تحت کشش نیز از یک رابطه‌ی خطی تا رسیدن به تنش σ_{t0} (مقاومت کششی نهایی) پیروی می‌کند. از این نقطه به بعد، با شروع ترک خوردگی‌ها در بتن، شاخه نرم شونده منحنی آغاز می‌شود که با موضعی شدن تنش‌ها و افزایش عرض ترک در یک صفحه همراه است (شکل ۱۲). پارامترهای d_t و d_c پارامترهایی هستند که کاهش سختی بتن در اثر باربرداری در شاخه نرم شونده را نشان می‌دهند که به علت ترک خوردگی و یا انهدام بخشی از بتن اتفاق می‌افتد. در هنگام باربرداری نمونه‌های بتنی که در شکل- های ۱۱ و ۱۲ با خط چین نشان داده شده است، این کاهش در سختی (مدول کشسانی) بتن رخ می‌دهد. این دو پارامتر مقادیری بین صفر و یک دارند که صفر نشان دهنده‌ی بتن بدون خسارت و یک بیانگر از دست رفتن تمام مقاومت بتن است. E_0 نیز نشان دهنده‌ی مدول کشسانی بتن قبل از تحمل خسارت است.



شکل ۱۱. منحنی تنش- کرنش بتن و HPCFRCC تحت فشار (همتی و همکاران، ۲۰۱۳)



شکل ۱۳. منحنی تنش- کرنش HPFRCC تحت کشش (همتی و همکاران، ۲۰۱۳)



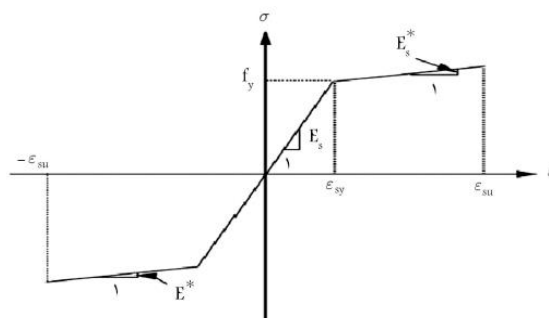
شکل ۱۲. منحنی تنش- کرنش بتن تحت کشش (همتی و همکاران، ۲۰۱۳)

که در آنها d_c و d_t ضرایب کاهش مدول کشسانی بتن تحت فشار و کشش، $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ کرنش خمیری بتن تحت کشش و فشار و ϵ_c و ϵ_t کرنش کل بتن تحت کشش و فشار است. منحنی تنش-کرنش استفاده شده برای میلگردها به صورت دو خطی مطابق شکل ۱۴ وارد می‌شود. برای مدل‌سازی بتن و کامپوزیت سیمانی از المان Solid و برای مدل‌سازی فولاد از المان Truss استفاده می‌شود. در این تحقیق، از المان ۲۰ گرهی Solid استفاده شده است (شکل ۱۵). هر گره در این المان دارای ۶ درجه آزادی شامل ۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دورانی است. برای مدل‌سازی میلگردهای فولادی، المان دوبعدی Truss به کار می‌رود (شکل ۱۶). این المان دو گرهی، قابلیت مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد را دارد.

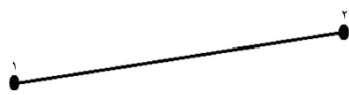
منحنی تنش-کرنش HPFRCC تحت کشش از یک رابطه‌ی خطی تا رسیدن به تنش پیروی می‌کند. سپس، منحنی رفتار فزاینده‌ای را شروع می‌کند تا به σ_{PC} برسد. از این نقطه به بعد، با گسترش ترک خوردگی‌ها در کامپوزیت، شاخه نرم شونده منحنی آغاز می‌شود که با موضعی شدن تنش‌ها و افزایش عرض ترک در یک صفحه همراه است (شکل ۱۳). منحنی تنش-کرنش HPFRCC در فشار مشابه بتن معمولی است. معادلات ۲ و ۳ مربوط به تنش و کرنش بتن هستند (همتی و همکاران، ۲۰۱۳):

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (2)$$

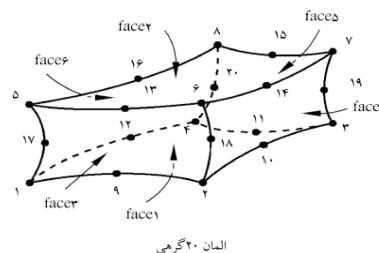
$$\sigma_t = (1 - d_c)E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (3)$$



شکل ۱۴. منحنی تنش و کرنش فولاد (ژانگ و همکاران، ۲۰۱۰)



شکل ۱۶. المان دوبعدی Truss (ژانگ و همکاران، ۲۰۱۰)



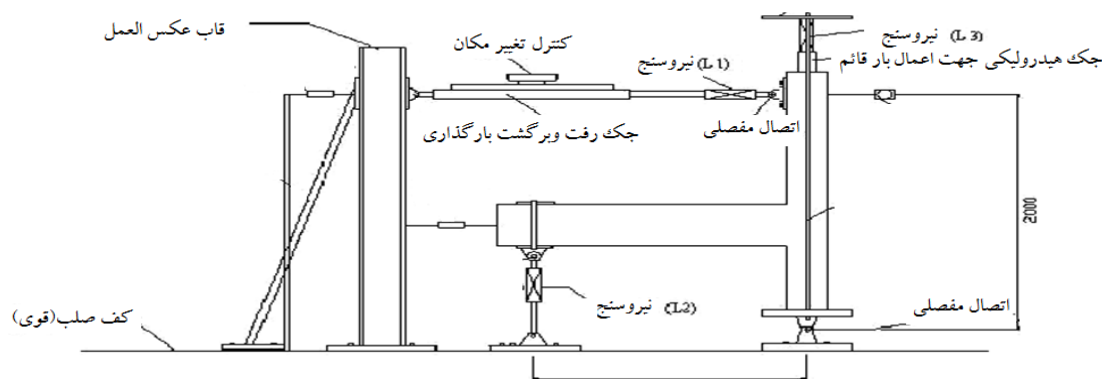
شکل ۱۵. المان ۲۰ گرهی مکعبی Solid (ژانگ و همکاران، ۲۰۱۰)

ستون به ابعاد 230×230 میلی‌متر و ابعاد تیر برابر ۲۰۰ میلی‌متر عرض و ۳۳۰ میلی‌متر عمق می‌باشد. ارتفاع ستون برابر ۲۰۰۰ میلی‌متر و طول تیر از بر ستون تا انتهای آن برابر ۱۵۷۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. ضخامت پوشش بتن برابر ۲۵ میلی‌متر می‌باشد. آرماتورهای عرضی در ستون با فاصله ۱۰۰ میلی‌متر و در تیر با فاصله ۱۳۳ میلی‌متر بوده و هیچ آرماتور عرضی در هسته اتصال قرار نگرفته است. مشخصات مصالح به کار رفته در این اتصال در جداول ۲ و ۳ ارائه شده است. اتصال دو انتهای ستون به صورت مفصلی و بارگذاری ثقلی به صورت یکنواخت و بار جانبی روی لبه بالای ستون به صورت رفت و برگشتی انجام می‌گیرد.

۲-۳. نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال تیر-ستون

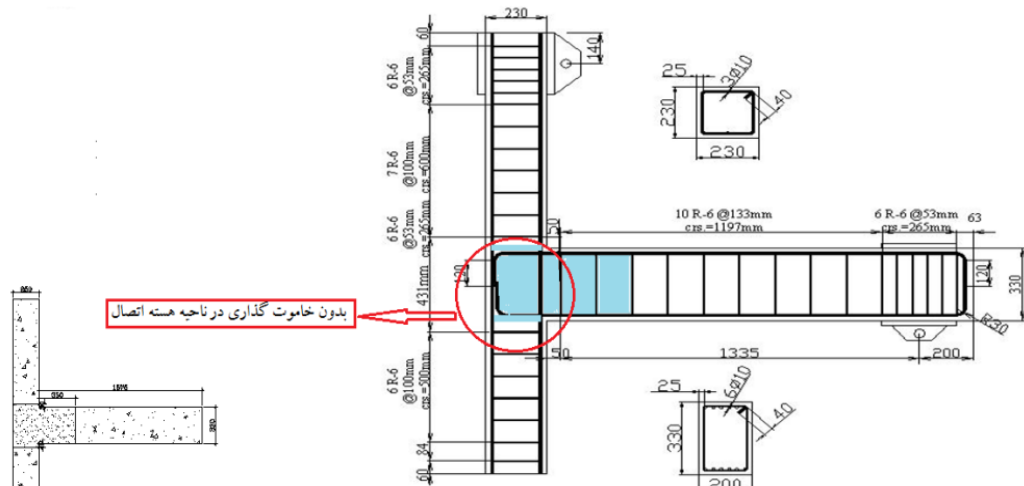
جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی

نمونه اتصال تیر به ستون کنگ سال ۲۰۰۶ در دانشگاه کانتربری نیوزلند (لیو، ۲۰۰۶) به‌عنوان یک نمونه اتصال پل راه‌آهن موجود، جهت سازه نمونه، مشابه پژوهش ژانگ و همکاران (۲۰۱۵) در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به اینکه این نوع پل راه‌آهن با قاب صلب در جهت طولی سخت‌تر می‌باشد، اما در جهت عرضی نسبت به زلزله‌ها آسیب‌پذیری بیشتری دارد، این قاب در جهت عرضی به عنوان هدف مطالعه انتخاب شده است. در شکل ۱۷، طرح شماتیک نحوه آزمایش مورد استفاده در این مطالعه و در شکل ۱۸ جزئیات کلی نمونه نشان داده شده است. مقطع



شکل ۱۷. جزئیات آزمایش و هندسه نمونه اتصال تیر ستون (لیو، ۲۰۰۶)

بررسی آزمایشگاهی و کاربرد کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند در مقاوم‌سازی اتصالات تیر به ستون پل‌های راه‌آهن با قاب‌های صلب



شکل ۱۸. جزئیات آرماتورگذاری و بارگذاری اتصال تیر- ستون (لیو، ۲۰۰۶)
 استفاده از HPRCC در ناحیه چشمه اتصال و به فاصله d از بر تیر در مدل آزمایشگاهی

جدول ۲. مشخصات بتن به کار رفته در اتصال ستون و تیر

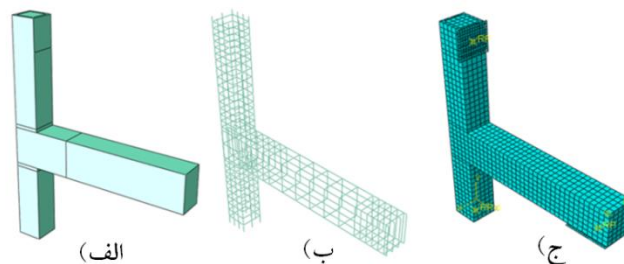
ν	ϵ_{cr}	ϵ_{cu}	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)
۰/۲	۰/۰۰۰۱۳	۰/۰۰۰۷	۲۵	۲/۲۸	۲۵۱۰۰

جدول ۳. مشخصات فولاد به کار رفته در اتصال ستون و تیر

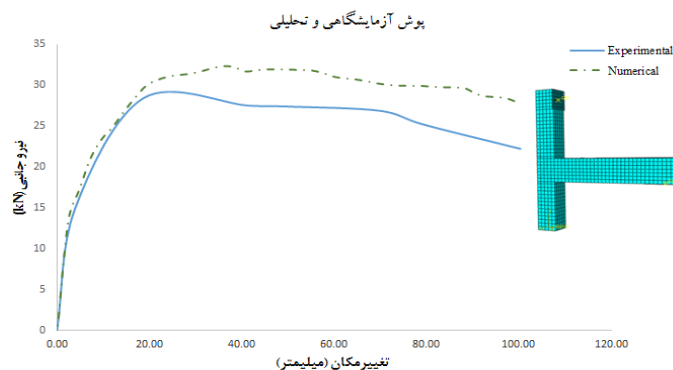
ϵ_{sy}	ϵ_{su}	ν	تنش تسلیم (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)
۰/۰۰۰۱۹۴	۰/۰۲	۰/۳	۳۰۶	۱۵۶۰۰۰

و مشبندی اتصال را نشان می‌دهد. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی این قاب در شکل ۲۰ و جدول ۴ ارائه شده است.

با توجه به مشخصات ارائه شده مدل تحلیلی، با انجام آنالیز حساسیت، مشبندی‌های مختلفی جهت صحت‌سنجی نتایج به کار رفت. شکل ۱۹ مدل هندسی



شکل ۱۹. مدل هندسی در نرم‌افزار Abaqus: (الف) سازه بتنی، (ب) شبکه میلگردها و (ج) مشبندی سازه

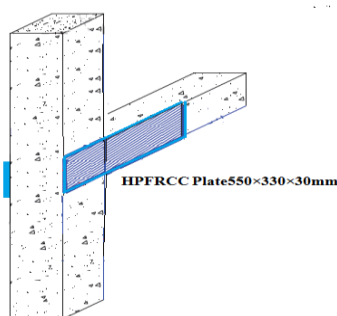


شکل ۲۰. مقایسه پوش نمودارهای بار- تغییر مکان اتصال تیر- ستون نمونه آزمایشگاهی و تحلیلی با نرم افزار Abaqus

جدول ۴. نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود و مقایسه با نتایج نمونه آزمایشگاهی

Δ_u	P_u	Δ_u (mm)	P_u (kN)	ابعاد المان (mm)	نام مدل
Δ_u (Experimental)	P_u (Experimental)				
۱/۰۰۳	۱/۱۳	۱۰۰/۳۳	۳۲/۳۷	۵۰×۵۰	عددی
۱	۱	۱۰۰	۲۸/۴	-	آزمایشگاهی

چهار نقطه‌ای (شکل ۴ و جدول ۱) تعیین گردیده است. دو پانل HPFRCC در ناحیه چشمه اتصال و به فاصله d از بر تیر با پیوستگی کامل مطابق شکل ۲۱ قرار داده می‌شود. لازم به توضیح است که نمونه آزمایشگاهی که جهت واسنجی استفاده شده در ناحیه چشمه اتصال و به فاصله d در ناحیه مفصل پلاستیک تیر از بر ستون، HPFRCC جایگزین بتن شده است.



شکل ۲۱. نحوه‌ی مقاوم‌سازی اتصالات بتنی پل‌ها با استفاده از پانل‌های HPFRCC

مطابق با جدول ۴، پس از صحت‌سنجی نمونه آزمایشگاهی با مدل عددی HPFRCC به مدل‌سازی اتصال تیر- ستون با بتن معمولی در کلیه نواحی (RC) پرداخته شده است. علاوه بر آن، مقاوم‌سازی اتصالات RC با انواع مختلف پانل‌های HPFRCC به ضخامت ۳ سانتی‌متر انجام می‌گیرد. اساس مقاوم‌سازی اتصالات با پانل‌های HPFRCC به نحوی طراحی گردیدند که ضعف‌های مشاهده شده در نمونه‌های مینا (لغزش میلگردهای طولی تیر به همراه گسیختگی برشی هسته اتصال تحت تغییر مکان‌های جانبی بزرگ گسیختگی برشی در هسته اتصال) را پوشش دهند. فلسفه طراحی مقاوم‌سازی با هدف گسیختگی شکل‌پذیر نمونه‌ها با ایجاد مفاصل خمشی در تیرها، با ممانعت از گسیختگی برشی در اتصالات، با استفاده از پانل‌های پیش‌ساخته HPFRCC با اتصال کامل و پیوستگی خارجی انجام می‌پذیرد. پانل‌های HPFRCC به‌کار رفته و مشخصات مکانیکی بر اساس آزمایش‌های فشاری و خمشی

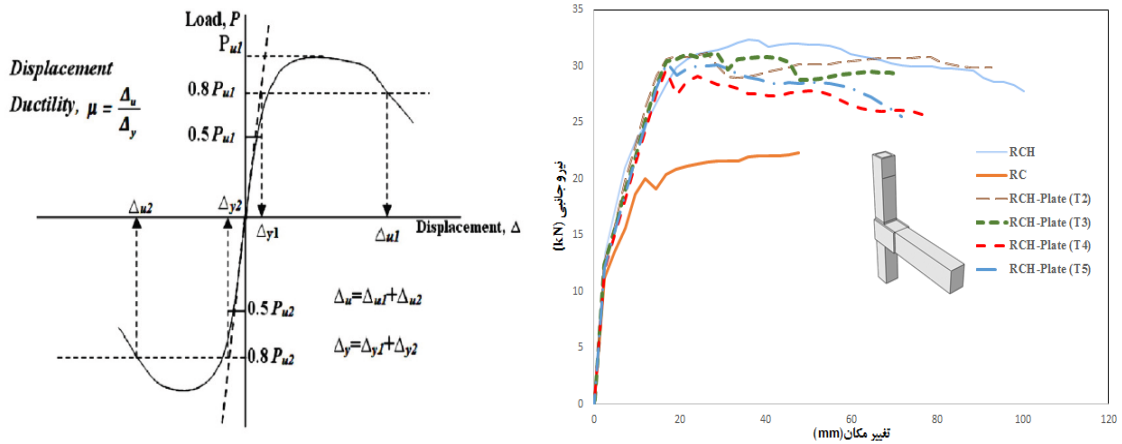
از پانل‌های HPFRCC در دو طرف اتصال مدل RCH-PlateT2-T5 و نیز با جایگزینی مصالح HPFRCC در ناحیه هسته و مفصل پلاستیک تیر، مدل RCH شکل‌پذیری، تغییرمکان جانبی نهایی و نیروی جانبی بیشینه افزایش می‌یابند. بیشترین افزایش شکل‌پذیری در تقویت RCH-PlateT2 با افزایشی در حدود ۹۳٪، بیشترین افزایش نیروی جانبی بیشینه در اتصال RCH با حدود ۴۵٪ و بیشترین افزایش تغییرمکان جانبی در همین مدل اتصال و به میزان ۱۰۹٪ نسبت به قاب RC اتفاق می‌افتد. به‌علت مکانیزم‌های چقرمگی مصالح HPFRCC تسلیم آرماتورها دیرتر انجام می‌شود و نیروی جاری شدن این حالت‌ها نسبت به نمونه RC افزایش می‌یابد.

نحوه‌ی نام‌گذاری مدل‌ها و توضیحات مربوط به آن‌ها در جدول ۵ ارائه شده است. در این نام‌گذاری، RC نشان دهنده اتصال تیر-ستون بتن مسلح، RCH نشان دهنده اتصال تیر-ستون بتن مسلح است که منطقه چشمه اتصال و ناحیه مفصل پلاستیک تیر آن به فاصله d (برابر ارتفاع مؤثر تیر) از مصالح HPFRCC تشکیل شده و RCH-Plate نشان دهنده اتصال تیر-ستون بتن مسلح تقویت شده با پانل‌های مختلف HPFRCC می‌باشد.

منحنی‌های نیرو-تغییرمکان جانبی اتصال فوق‌الذکر در شکل ۲۲ نشان داده شده است. خلاصه‌ی نتایج حاصل از تحلیل این اتصالات در جدول ۶ آمده است. همان‌گونه که در این جدول ملاحظه می‌شود، با استفاده

جدول ۵. نحوه‌ی نام‌گذاری مدل‌ها

نام مدل	مصالح مصرفی	$f'_c(\text{concrete})$ (MPa)	$f'_c(\text{HPFRCC})$ (MPa)	σ_{0t} (MPa)	ϵ_{tu} (%)
RCH	اتصال بتن مسلح معمولی با HPFRCC در چشمه اتصال و فاصله d از بر تیر	۲۵	۲۷/۷۵	۲/۸۲	۱
RC	اتصال بتن مسلح معمولی	۲۵	-	-	-
RCH-Plate-T2	اتصال بتن مسلح معمولی و پانل HPFRCC با ۲ درصد الیاف فولادی طرح (T2)	۲۵	۶۴/۴	۱۱/۴	۴/۴۷
RCH-Plate-T3	اتصال بتن مسلح معمولی و پانل HPFRCC با ۱ درصد الیاف فولادی طرح (T3)	۲۵	۵۳/۰	۷/۱۴	۲/۷۳
RCH-Plate-T4	اتصال بتن مسلح معمولی و پانل HPFRCC با ۲ درصد الیاف پلی پروپیلن طرح (T4)	۲۵	۴۱/۱	۴/۸۶	۲/۸
RCH-Plate-T5	اتصال بتن مسلح معمولی و پانل HPFRCC با ۱ درصد الیاف پلی پروپیلن طرح (T5)	۲۵	۵۷/۷	۵/۹۱	۱/۸۶



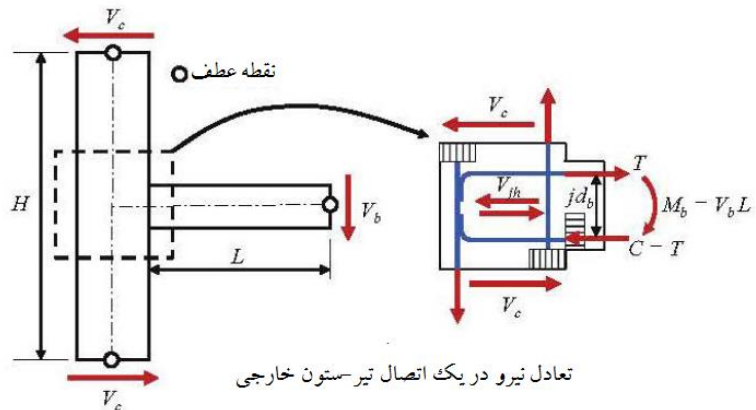
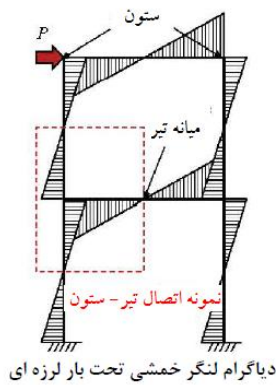
شکل ۲۲. تأثیر مقاومت‌سازی اتصال تیر-ستون بتنی با پانل‌های HPRCC بر منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی

جدول ۶. نتایج تحلیل اتصالات مقاوم‌سازی شده با پانل‌های HPRCC

$\frac{\mu}{\mu(RC)}$	$\frac{\Delta_u}{\Delta_u(RC)}$	$\frac{P_u}{P_u(RC)}$	$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$	$\Delta_u(mm)$	$P_u(KN)$	$\Delta_y(mm)$	$P_y(KN)$	نام مدل
۱	۱	۱	۳/۳۲	۴۷/۷۹	۲۲/۳۰	۱۴/۳۹	۱۹/۱۱	RC
۱/۳۹۷	۲/۰۹	۱/۴۵	۴/۶۳	۱۰۰/۳۳	۳۲/۳۷	۲۱/۶۳	۳۰/۶۵	RCH
۱/۹۳	۱/۶۴	۱/۴۰	۷/۶۸	۹۲/۶۹	۳۱/۲۲	۱۲/۰۶	۲۶/۳۸	Plate-T2-RCH
۱/۲۷۴	۱/۴۹۵	۱/۳۹۹	۴/۲۳	۷۱/۴۸	۳۱/۲۱	۱۶/۸۸	۳۰/۴۳	RCH- Plate -T3
۱/۵۹۶	۱/۶۰۲	۱/۳۲۹	۵/۳۰	۷۶/۵۶	۲۹/۶۴	۱۴/۴۴	۲۷/۴۷	RCH- Plate -T4
۱/۱۲	۱/۵۰	۱/۳۶	۳/۷۲	۷۱/۷۵	۳۰/۳۵	۱۹/۲۷	۲۹/۱۹	RCH- Plate -T5

بار لرزه‌ای جانبی کامل، سه نقطه عطف تشکیل شده است که دو نقطه در وسط مقطع ستون بالا و پایین طبقه و دیگری در وسط تیر میانی ایجاد می‌شود.

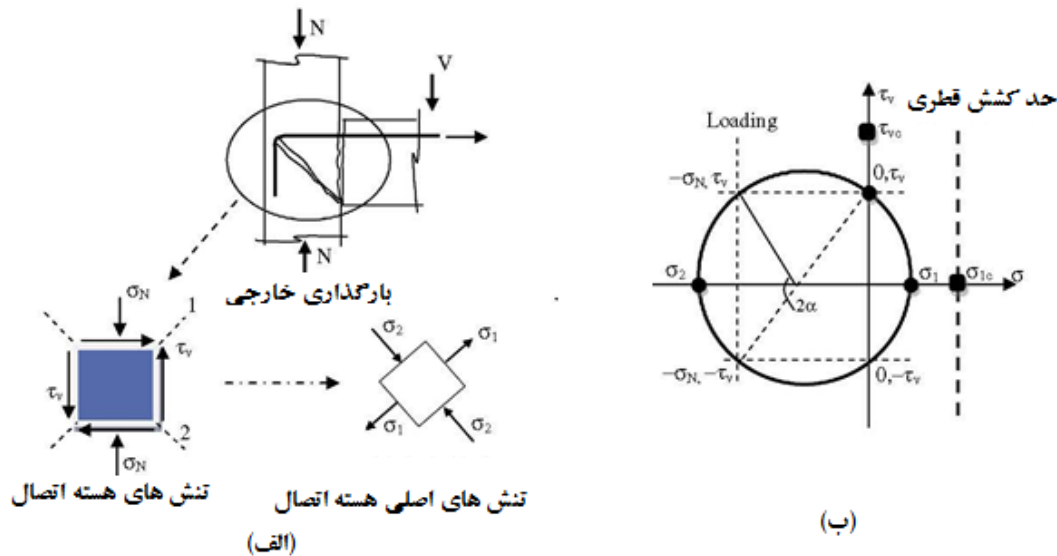
۳-۳. بررسی مکانیزم شکست اتصالات تیر به ستون
مطابق شکل ۲۳، برای اتصالات تیر-ستون کناری تحت



شکل ۲۳. اتصال خارجی تیر-ستون بتنی تحت اثر نیروی زلزله و نیروهای موجود در محل هسته (ژانگ و همکاران، ۲۰۱۵)

(موهر، ۱۹۰۰) تنش‌ها در شکل ۲۴ نشان داده شده است.

نیروی برشی تیر (V) و نیروی محوری ستون (N) و تنش‌های برشی و محوری ایجاد شده و تنش‌های اصلی متناظر در هسته اتصال به همراه دایره موهر



شکل ۲۴. الف) بارهای خارجی، تنش‌های اصلی و ب) دایره موهر (موهر، ۱۹۰۰)

است که مربوط به تشکیل ترک قطری در هسته اتصال می‌باشد (این فرضیه ممکن است در حالت تنش فشاری محوری زیاد ستون صادق نباشد). فرض می‌شود که ترک قطری پس از رسیدن تنش کششی اصلی به مقاومت کششی بتن اتفاق می‌افتد. در نتیجه، بار ترک خوردگی مایل (گسیختگی برشی) تابعی از مقاومت کششی بتن می‌باشد. مقاومت کششی بتن، $f_{ct} = \sigma_1$ می‌تواند از نتایج آزمایش‌های خمش چهارنقطه‌ای تعیین گردد که تقریباً برابر $\sqrt{f_c}$ می‌باشد (دباز دو کوسیو، ۱۹۶۲). بنابراین، ظرفیت تنش کششی بتن عبارت است از $f_{ct} = C \sqrt{f_c}$ به طوری که در آن C ثابت می‌باشد (مقدار C مطابق با آیین‌نامه ACI 318-2014 برابر ۰/۵ می‌باشد). نتایج آزمایش‌های کشش (بدیرهانوغلو، ۲۰۰۹) روی بتن مقاومت کم نشان می‌دهد که با کاهش مقاومت بتن (برای مقادیر بین ۴/۵ MPa و ۹ MPa)، ضریب C نیز بین ۰/۴-۰/۳۵ کاهش می‌یابد و با افزایش مقاومت فشاری، ضریب C نیز تا ۰/۵ افزایش می‌یابد.

نیروهای حاصل از ستون و تیر در محل هسته اتصال به صورت قطری و در دو مسیر فشاری و کششی منتقل می‌شوند که با ترک خوردن بتن در اثر کشش، خاموت‌ها وظیفه انتقال نیروهای کششی را بر عهده خواهند داشت. با این وصف، هسته اتصال را می‌توان به صورت یک سیستم کششی و فشاری مدل نمود که در آن، نیروهای فشاری توسط ستون قطری بتنی و نیروهای کششی توسط میلگردهای عرضی هسته منتقل می‌شوند. در این حالت، خم میلگردهای طولی تیر به داخل هسته موجب می‌شود تا ایجاد قطر فشاری بتن با سهولت بیشتر نسبت به حالتی که میلگردها به خارج از هسته خم داده می‌شوند انجام شود. این به آن دلیل است که در وضعیت خم میلگرد به داخل هسته، تنش‌های لهدگی در ناحیه خم دقیقاً در جهت قطر فشاری بتن واقع می‌شوند.

با توجه به عدم وجود آرماتورهای برشی در اتصال، گسیختگی برشی در نمونه‌های مینا فرض شده

کامپوزیت‌های سیمانی می‌تواند به میزان ۲۵ تا ۴۰ برابر بتن معمولی بهبود یابد. به طوری که استفاده از مصالح توانمند می‌تواند سبب تحمل بار قابل توجهی پس از ترک خوردن بافت الیاف گردد و مکانیزم‌های چقرمگی مانند پل‌زدگی الیاف، باعث افزایش محسوس مقاومت کششی، اتلاف انرژی، کاهش گسیختگی ترد و نیز عامل رفتار نرم شدگی منحنی بار- تغییرمکان بعد از بار حداکثر می‌شود.

- پانل‌های HPFRCC تغییرشکل‌های برشی در هسته اتصال را محدود کرده و متعاقب آن تشکیل آسیب- دیدگی برشی را به تأخیر انداخته و تیر متصل به اتصال به ظرفیت خمشی خود می‌رسد. این افزایش ظرفیت منجر به بهبود قابل توجه در ظرفیت تغییرمکان جانبی گردیده است.

- نتایج به‌دست آمده اتصالات به وضوح نشان می‌دهد که اتصال و گیرداری پانل‌های HPFRCC به وجه‌های خارجی اتصالات خارجی معیوب منجر به افزایش قابل توجه مقاومت برشی اتصال گردیده است.

- با استفاده کردن از پانل‌های HPFRCC جهت مقاوم‌سازی در دو طرف اتصال مدل RCH- PlateT2- T5 و نیز با جایگزینی مصالح HPFRCC در ناحیه هسته و مفصل پلاستیک تیر، مدل RCH، شکل‌پذیری، تغییرمکان جانبی نهایی و نیروی جانبی بیشینه افزایش می‌یابند. بیشترین افزایش شکل‌پذیری در تقویت RCH- PlateT2 با افزایشی در حدود ۹۳٪، بیشترین افزایش نیروی جانبی بیشینه در اتصال RCH با حدود ۴۵٪ و بیشترین افزایش تغییرمکان جانبی در همین مدل اتصال و به میزان ۱۰۹٪ نسبت به قاب RC اتفاق می‌افتد.

- مد گسیختگی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده به صورت گسیختگی خمشی بوده که این امر حاکی از آن است که استفاده از HPFRCC جهت مقاوم‌سازی و یا جایگزین بتن می‌تواند با تأمین مقاومت برشی کافی، جایگزینی برای آرماتورهای عرضی باشد.

بنابراین، با توجه به مقاومت فشاری بتن، در این مطالعه C برابر ۰/۵ فرض شده است.

لازم به ذکر است که مقاومت برشی اتصال در نمونه‌های مبنا صرفاً به مشارکت بتن بستگی دارد. زیرا هیچ گونه آرماتور برشی در هسته اتصال وجود ندارد. مشارکت بتن در ظرفیت برشی ستون را می‌توان با استفاده از معادله (۴) به‌دست آورد:

$$V_C = \tau_{vc} \times b \times d \quad (4)$$

که b و d به ترتیب عرض و ارتفاع مؤثر ستون و τ_{vc} مقاومت برشی بتن اتصال می‌باشد.

از طرف دیگر، نیروی برشی که پانل HPFRCC می‌تواند تحمل کند (F_{HPFRCC}) را می‌توان با استفاده از معادله (۵) به‌دست آورد. در این معادله، $f_{t,HPFRCC}$ برابر مقاومت کششی HPFRCC و A_{HPFRCC} برابر سطح مقطع مؤثر پانل HPFRCC در جهت قطری می‌باشد. مشارکت پانل HPFRCC در ظرفیت برشی اتصالات در جهت‌های افقی و قائم (V_{HPFRCC}) با استفاده از معادله (۶) به‌دست می‌آید.

$$F_{HPFRCC} = f_{t,HPFRCC} \times A_{HPFRCC} \quad (5)$$

$$V_{HPFRCC} = F_{HPFRCC} \times \sin 45 \quad (6)$$

ظرفیت برشی اتصالات مقاوم‌سازی شده با HPFRCC (V_t) می‌تواند با استفاده از تشابه خرابایی (فجفر و گاسپرسیچ، ۱۹۹۶) به صورت مجموع مشارکت بتن و پانل HPFRCC مطابق با معادله (۷) به‌دست آید:

$$V_t = V_C + V_{HPFRCC} \quad (7)$$

۴. نتیجه‌گیری

- مقایسه منحنی‌های بار- تغییرمکان نمونه‌های HPFRCC و بتن ساده نشان می‌دهد که طاقت

- در نمونه‌های اتصال تیر- ستون با استفاده از پانل‌های HSPFRCC مقاوم‌سازی شده و اتصال تیر- ستون با جایگزینی مصالح HSPFRCC در نواحی بحرانی، انرژی بیشتری نسبت به اتصال تیر- ستون بتن مسلح معمولی مستهلک شده است.

۵. مراجع

- Alaee, F. J. and Karihaloo, B. L. 2003. "Retrofitting of reinforced concrete beams with CARDIFRC". J. Compos. Constr., 7(3): 174-186.
- Bedirhanoglu, I. 2009. "The behavior of reinforced concrete columns and joints with low strength concrete under earthquake loads: An investigation and improvement". PhD Thesis, Istanbul Technical University, Turkey.
- Biddah, A., Ghobarah, A. and Aziz, T. S. 1997. "Upgrading of nonductile reinforced concrete frame connections". J. Struct. Eng., 123(8): 1001-1010.
- Brown, R., Shukla, A. and Natarajan, K. R. 2002. "Fiber reinforcement of concrete structures". URITC Project No. 536101, University of Rhode Island Transportation Center.
- Diaz de Cossio, R. 1962. "Discussion on shear and diagonal tension". Am. Concr. Inst., 59: 1323-1332.
- Engindeniz, M., Kahn, L. F. and Abdul-Hamid, Z. 2005. "Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: State of the art". ACI Struct. J., 102(2): 187.
- Fajfar, P. and Gašperšič, P. 1996. "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings". Earthq. Eng. Struct. Dynam., 25(1): 31-46.
- Fang, Q., Huan, Y., Zhang, Y. D. and Chen, L. 2007. "Investigation into static properties of damaged plasticity model for concrete in ABAQUS". J. PLA Univ. Sci. Technol., 8(3): 254-260.
- Garcia, R., Hajirasouliha, I. and Pilakoutas, K. 2010. "Seismic behaviour of deficient RC frames strengthened with CFRP composites". Eng. Struct., 32(10): 3075-3085.
- Hemmati, A., Kheyroddin, A. and Sharbatdar, M. K. 2013. "Plastic hinge rotation capacity of reinforced HSPFRCC beams". J. Struct. Eng., 141(2): 04014111.
- Hirata, T., Kawanishi, T., Okano, M. and Watanabe, S. 2009. "Study on material properties and structural performance of high-performance cement composites using polypropylene fiber". Proc. Japan Concrete Institute, 31(1): 295-300.
- Ilki, A., Bedirhanoglu, I. and Kumbasar, N. 2010. "Behavior of FRP-retrofitted joints built with plain bars and low-strength concrete". J. Compos. Constr., 15(3): 312-326.
- Ilki, A., Yilmaz, E., Demir, C. and Kumbasar, N. 2004. "Prefabricated SFRC jackets for seismic retrofit of non-ductile reinforced concrete columns". 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 2434.
- Kumar, P. R., Oshima, T., Mikami, S. and Yamazaki, T. 2007. "Studies on RC and ferrocement jacketed columns subjected to simulated seismic loading". Asian J. Civil Eng. (Building and Housing), 8(2): 215-225.

- Liu, C. 2006. "Seismic Behaviour of Beam-Column Joint Subassemblies Reinforced Concrete with Steel Fibers". MSc. Thesis, Univ. of Canterbury, New Zealand.
- Mohr, C. O. 1900. "Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials". Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Nr. 24, S. 1524–1530 und 1572–1577.
- Ravichandran, K. and Jeyasahar, C. 2012. "Seismic retrofitting of exterior beam-column joint using ferrocement". Int. J. Eng. Appl. Sci., 4: 35-58.
- Shah, S. P. 1992. "Do fibers increase the tensile strength of cement-based matrix? ", ACI Mater. J., 88(6): 595-602.
- Shah, S. P., Swartz, S. E. and Ouyang, C. 1995. "Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials". John Wiley & Sons, Inc., N. Y.
- Shannag, M., Barakat, S. and Abdul-Kareem, M. 2002. "Cyclic behavior of HPFRC-repaired reinforced concrete interior beam-column joints". Mater. Struct., 35(6): 348-356.
- Shannag, M. J., Abu-Dyya, N. and Abu-Farsakh, G. 2005. "Lateral load response of high performance fiber reinforced concrete beam-column joints". Constr. Build. Mater., 19(7): 500-508.
- Tsonos, A. D. G. 2010. "Performance enhancement of R/C building columns and beam-column joints through shotcrete jacketing". Eng. Struct., 32(3): 726-740.
- Zhang, J., Zhang, Z. and Chen, C. 2010. "Yield criterion in plastic-damage models for concrete". Acta Mechanica Solida Sinica, 23(3): 220-230.
- Zhang, R., Matsumoto, K., Hirata, T., Ishizeki, Y. and Niwa, J. 2015. "Application of PP-ECC in beam-column joint connections of rigid-framed railway bridges to reduce transverse reinforcements". Eng. Struct., 86: 146-156.