

بررسی آزمایشگاهی رفتار دال های بتن آرمه دوطرفه تقویت شده با روکش های پیش ساخته کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC)

محمد مهدی فلاح^۱، محمد کاظم شربتدار^{۲*}، علی خیرالدین^۳

۱- دانشجوی دکتری دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- استاد دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

سازه های بتن آرمه به دلایل مختلفی از جمله خطاهای حین طراحی و یا ساخت، نیاز به تقویت و بهسازی داشته و تقویت اعضای سازه ای در اغلب موارد بسیار اقتصادی تر از ساخت مجدد سازه می باشد. استفاده از کامپوزیت های سیمانی مسلح شده با الیاف دارای عملکرد بالا (HPFRCC) که دارای رفتار سخت شدگی کششی هستند در مقاوم سازی سازه های بتنی طی چند سال اخیر توسعه بسیاری یافته است. در این مقاله امکان استفاده از HPFRCC برای تقویت دال های بتن آرمه دوطرفه بررسی شده است. در مجموع پنج دال دوطرفه ساخته شده و تا رسیدن به مرحله گسیختگی آزمایش شده است که یکی از دال های تقویت نشده به عنوان دال کنترل و بقیه دال ها به شکل های مختلفی تقویت شدند. تقویت ها در دو روش، یکبار نصب روکش در ناحیه کششی و یکبار نصب روکش هم در ناحیه کششی و هم در ناحیه فشاری، هر دفعه هم با درصد های مختلف الیاف صورت گرفته است. رفتار خمشی و حالات ترک خوردگی، تسلیم و گسیختگی مربوطه نمونه دال های آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج نشان داد که نصب روکش های پیش ساخته HPFRCC بطور قابل ملاحظه ای باعث بهبود عملکرد خمشی دال های تقویت شده گردیده است، به طوری که شکل پذیری، میزان جذب انرژی، مقاومت در برابر ترک خوردگی و سختی اولیه دال ها افزایش و عرض ترک کاهش یافته است. بنابراین از آنها می توان برای تقویت دال های ضعیف استفاده کرد.

کلمات کلیدی: دال دوطرفه، الیاف PPS، تقویت، HPFRCC، عملکرد خمشی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2018.120672.1480	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://10.22065/jsce.2018.120672.1480	۱۳۹۸/۱۰/۰۱	۱۳۹۷/۰۴/۲۱	۱۳۹۷/۰۴/۲۱	۱۳۹۷/۰۳/۰۸	۱۳۹۶/۱۲/۰۶
			محمد کاظم شربتدار		*نویسنده مسئول:	
			msharbatdar@semnan.ac.ir		پست الکترونیکی:	

Experimental Study of the Performance of Two-way RC Slabs Retrofitted with High Performance Fibre Reinforced Cement Composite (HPFRCC) prefabricated laminates

Mohammad Mehdi Fallah¹, Mohammad Kazem Sharbatdar^{2*}, Ali Kheyroddin³

1. Ph.D. student of Civil Engineering college of Semnan University, Semnan, Iran

2. Associate Professor of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3. Professor of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Reinforced concrete structures need to be strengthened and retrofitted for various reasons, including errors during design and/or construction, and in most cases reinforcement of structural elements is much more economical than rebuilding the structure. Using HPFRCC with tensile stiffening behaviour has been developed to reinforce the concrete structures over the recent few years. In this paper, the usage possibility of HPFRCC for reinforcing two-way reinforced concrete slabs has been studied. A total of five two-way slabs were constructed and tested to reach the rupture stage, that one of not reinforced slabs as control slab, and the rest of the slabs were reinforced in various forms. The reinforcements were carried out in two ways, once by installing veneer in the tensile area and once by installing veneer in both tensile area and compression area each time with different percentages of the fibres. The behaviour of bending and cracking, yielding and rupture of the laboratory samples were evaluated. The results revealed that the installation of pre-fabricated laminates of HPFRCC significantly improved the bending performance of reinforced slabs, so that the deformability, energy absorbance value, resistance to cracking and initial hardness of the slabs was increased and the crack width decreased. Therefore, they can be used to reinforce the weak slabs.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 February 2018

Revise Date: 29 May 2018

Accept Date: 12 July 2018

Keywords:

Two-way slab

PPS fibres

Reinforcement

HPFRCC

Bending performance

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.120672.1480

*Corresponding author: Mohammad Kazem Sharbatdar

Email address: : msharbatdar@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

بسیاری از سازه‌های بتن آرمه به دلایل مختلفی از جمله خطاهای حین طراحی و یا ساخت، خرابی مواد در شرایط محیطی سخت و شدید، آسیب‌های ایجاد شده توسط زلزله، تغییر کاربری سازه و همچنین از دست رفتن بخشی از سازه به دلیل پدیده خوردگی میلگردهای فولادی، نیاز به تقویت و بهسازی داشته و از طرفی تقویت اعضای سازه‌ای در اغلب موارد بسیار اقتصادی‌تر از ساخت مجدد سازه می‌باشد. به همین منظور تقویت سازه‌های بتن آرمه، در طول سال‌های اخیر بسیار توسعه یافته‌است. با این حال، تحقیقات بسیار کمی درباره تقویت دال‌های بتنی به ویژه در خصوص تقویت دال‌های دو طرفه انجام شده‌است. تقویت دال‌های بتن مسلح به روش‌های مختلف مانند پس تنیدگی خارجی، بزرگ کردن مقطع، روکش‌های سیمان مسلح، تکنیک‌های کوتاه کردن دهانه و اضافه کردن تکیه گاه‌های تکمیلی صورت گرفته‌است [۱]. علاوه بر روش‌های سنتی تقویت، عملکرد صفحات فولادی بصورت وصله خارجی [۲، ۳]، تقویت با ملات‌های مسلح پارچه‌ای (TRM) [۴، ۵] کامپوزیت‌های پلی اورتان سیمان (PUC) [۲، ۶] تقویت با لمینیت‌های فولادی، تقویت با الیاف پلیمری مسلح (FRP) [۷، ۸] و تکنیک‌های اتصال این مصالح تقویت کننده به عضو بتن آرمه، توجه محققین بسیاری را به خود جلب کرده‌است. اگرچه این روش‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای مورد استفاده قرار گرفته‌اند، اما وجود معایبی همچون شکست نامطلوب برشی، خوردگی صفحات فولادی وصله شده [۹، ۱۰] و سنگین بودن لمینیت‌ها، عدم انطباق مقاومت کششی و سختی ورق‌های FRP و پر هزینه بودن صفحات FRP باعث شده در چند دهه اخیر پژوهشگران مطالعات زیادی در جهت استفاده از مصالح توانمند با خصوصیات رفتاری و مکانیکی مشابه بتن به جای مصالح متداول انجام دهند که یکی از این مصالح، کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC) می‌باشد. نامان^۵ و رینهارت^۶ در سال ۲۰۰۳ مصالحی را که دارای یک بخش سخت شوندگی کرنش کششی در منحنی تنش - کرنش خود بوده‌اند را به عنوان کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند معرفی کردند. مصالح HPFRCC جدا از بتن‌های الیافی (FRC)^۷ دسته‌بندی شده‌اند بطوری که کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند یک نوع خاص از کامپوزیت‌های FRC هستند که علامت مشخصه آن‌ها رفتار سخت شوندگی کرنش در کشش پس از اولین ترک خوردگی است که با ترک‌های چندگانه تا رسیدن به کرنش‌های نسبتاً زیادی همراه می‌شود [۱۱]. مطالعات چانویلارد^۸ و ریگارد^۹ در سال ۲۰۰۳ مقاومت کششی ۱۲ مگاپاسکال و شکل‌پذیری کششی ۰.۰۲٪ تا ۰.۰۶٪ را نتیجه داده است [۱۲]. مطالعات لی^{۱۰} در سال ۱۹۹۳ و فیشر^{۱۱} و همکاران در سال ۲۰۰۳ مقاومت کششی ۴ تا ۶ مگاپاسکال و شکل‌پذیری کششی ۳ تا ۵ درصد را نتیجه داده‌است [۱۳، ۱۴]. در سال ۲۰۰۶، کمیته فنی RILEM تصمیم گرفت تا بر خاصیت سخت شوندگی کرنش این مصالح تاکید گردد و لذا نام کامپوزیت‌های سیمانی با سخت شوندگی کرنش^{۱۲} یا SHCC برای آن انتخاب گردید [۱۵]. همچنین مصالح CARDIFRC که در دانشگاه کاردیف ولز توسعه یافته، یکی از انواع مختلف HPFRCC هاست که توسط فرهت^{۱۳}، نیکلایدیس^{۱۴}، کانلوپلوس^{۱۵} و کاریهالو^{۱۶} در سال ۲۰۰۶ ابداع گردید و مقاومت فشاری تا ۲۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی تا ۲۷ مگاپاسکال مشاهده شد [۱۶] که عمده‌ی کاربرد این مصالح به منظور ترمیم و بهسازی اعضای سازه‌ای است. هابل^{۱۷} و گائور^{۱۸} در سال ۲۰۰۸ با ترکیب دو مفهوم بتن فوق توانمند (UHPC) و بتن الیافی مصالح جدیدی با نام بتن الیافی مسلح فوق توانمند (UHPFRC) طراحی کردند که مقاومت

¹ Textile Reinforced Mortars

² Polyurethane-Cement Composite

³ Fiber Reinforced Polymer

⁴ High Performance Fiber Reinforced Cement Composite

⁵ Namman

⁶ Reinhardt

⁷ Fiber Reinforced Concrete

⁸ Chanvillard

⁹ Rigaud

¹⁰ Li

¹¹ Fischer

¹² Strain Hardening Cementitious Composites

¹³ Farhat

¹⁴ Nicolaidis

¹⁵ Kanellopoulos

¹⁶ Karihalloo

¹⁷ Habel

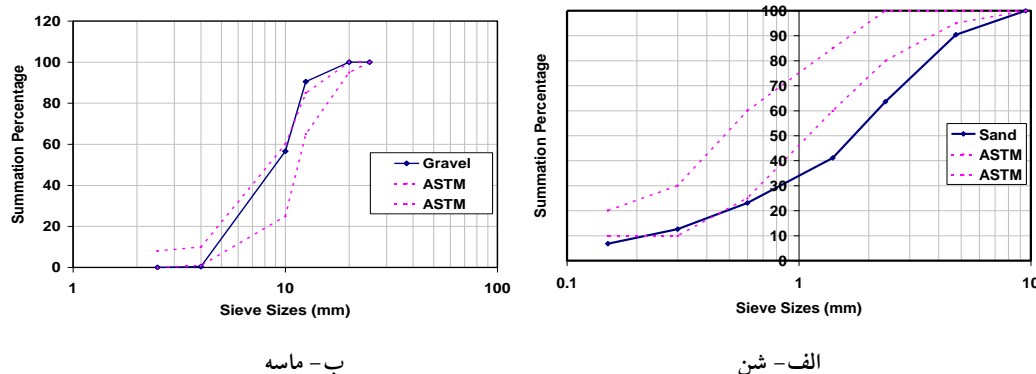
¹⁸ Gauvreau

کششی، مقاومت فشاری و کرنش کششی نهایی آن به ترتیب بیش از ۱۰ مگاپاسکال، ۱۵۰ مگاپاسکال و ۰,۰۰۵ می باشد [۱۷]. یو^{۱۹} و همکاران در سال ۲۰۰۹، تحقیقاتی بر روی بهسازی رفتار اتصال تیر به ستون بتنی انجام دادند. اتصال تیر به ستون با لمینیت کامپوزیت الیافی پیش ساخته تقویت شدند. نتایج نشان داد که سختی اولیه نمونه تقویت شده، کاهش یافته است، اما مقاومت آن ۱۵ درصد افزایش یافته است. همچنین میزان استهلاک انرژی نیز افزایش یافته است [۱۸]. در سال ۲۰۱۵ همتی و همکاران، بررسی‌های آزمایشگاهی و پارامتریک برای ارزیابی تاثیر مقاومت فشاری، نوع بارگذاری و نسبت آرماتور کششی، بر روی مشخصات تغییرشکل نهایی تیرهای HPFRCC مسلح، انجام دادند و نشان دادند که چنانچه شرایط بارگذاری از حالت بار متمرکز در وسط، به حالت بار یکنواخت، تغییر کند، ظرفیت چرخش مفصل پلاستیک، افزایش می‌یابد [۱۹]. خیرالدین و همکاران در سال ۲۰۱۶، تحقیقاتی را در زمینه افزایش ظرفیت باربری قاب بتنی مسلح با استفاده از مصالح HPFRCC به روش عددی انجام داده‌اند. در این مدل‌ها چشمه اتصال با مصالح HPFRCC با مقاومت‌های کششی و فشاری متفاوت جایگزین شد و با قاب‌های بتنی کامل و HPFRCC کامل مقایسه شدند. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از این مصالح توانمند، ظرفیت باربری و شکل‌پذیری این قاب‌ها افزایش می‌یابد [۲۰]. در سال‌های اخیر، تحقیقات بسیاری در مورد استفاده از مواد HPFRCC انجام گرفته است که اکثراً روی مواردی از قبیل تاثیر شرایط اتصال بین بتن بستر و لایه HPFRCC [۲۱]، ضخامت لایه [۲۲]، درصد حجمی الیاف و خواص مخلوط HPFRCC [۲۳]، رشد و انتشار ترک [۲۴]، بهینه سازی و عملکرد خمشی [۲۵، ۲۶] و رفتار سخت شدگی کرنش کششی [۲۷] متمرکز شده‌اند. اخیراً امکان استفاده از HPFRCC برای تقویت دال و تیر ضعیف یا آسیب دیده مورد بررسی قرار گرفته است [۲۸، ۲۹]. مک رای و همکاران در سال ۲۰۱۶، در خصوص مقاومت دال‌های پیوسته با بتن الیافی به تحقیق پرداخت و مشاهده کرد که در نمونه‌های ساخته شده از بتن الیافی، عرض ترک تا پنجاه درصد کاهش می‌یابد [۳۰]. مینلی و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی دال‌های ساخته شده با بتن خود متراکم پرداخت. وی تعداد یازده دال با شرایط متفاوت ساخت. در گروهی از دال‌ها از دو نوع الیاف با مقاومت بالا با درصدهای مختلف و در گروهی دیگر از بتن معمولی استفاده کرد. الیاف مورد استفاده در بررسی وی، شامل الیاف فولادی به طول پنجاه میلی متر و دو قلاب انتهایی و الیاف فولادی سی میلی متری با قلاب انتهایی بود. در نمونه‌های ساخته شده با بتن الیافی، رفتار خمشی مشاهده شد. این نمونه‌ها، جابجایی بیش از سی برابر جابجایی متناظر با اولین ترک خوردگی را تحمل کرد [۳۱]. در این مقاله، امکان استفاده از کامپوزیت‌های HPFRCC به عنوان یک روش تقویت دال دو طرفه بتن آرمه بررسی شده است و حالت‌های مختلف کاربرد و تنظیمات HPFRCC پیشنهاد داده شده است. سپس منحنی‌های پاسخ بار- تغییرمکان حاصل از دال‌های آزمایش شده و برخی از پارامترهای عملکرد خمشی حاصل از آن‌ها، نظیر طاقت (ظرفیت جذب انرژی)، فاکتورهای شکل‌پذیری، سختی اولیه و حداکثر مقاومت ارزیابی شده است.

۲- برنامه آزمایشگاهی

۲-۱- خصوصیات مصالح مصرفی

شن و ماسه مصرفی در بتن مصرفی دارای درصد شکستگی معادل ۴۷ درصد بوده و در محدوده‌ی الک ۰/۵ اینچ (۱۲/۵ میلی‌متر) تا الک نمره‌ی ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر) قرار دارد. ماسه‌ی مورد استفاده در این آزمایش نیز در محدوده‌ی زیر الک نمره‌ی ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر) قرار دارد. منحنی دانه‌بندی شن و ماسه‌ی مورد استفاده در شکل ۱ نشان داده شده است. سیمان مصرفی در این آزمایش از نوع سیمان پرتلند تیپ ۲ از کارخانه سیمان شاهرود می‌باشد.



شکل ۱: منحنی دانه‌بندی شن و ماسه مصرفی

در جدول ۱ طرح اختلاط وزنی بتن نمونه دال‌های آزمایشگاهی ضعیف و روکش‌های پیش‌ساخته تقویت‌ی ملاحظه می‌شود که شن و ماسه مصرفی به صورت خشک می‌باشند که به علت خشک بودن سنگدانه‌های مصرفی، نسبت آب به سیمان واقعی برابر $0/52$ می‌باشد و مقدار آب مصرفی نهایی ۲۱۱ کیلوگرم بوده است. بتن مورد نظر برای ساخت نمونه‌های اولیه دال‌ها طوری طراحی گردید که شبیه بتن برای یک دال ضعیف باشد. جهت تقویت خمشی دال‌های ضعیف از تکنیک نصب روکش‌های پیش‌ساخته از جنس HPCFRCC بصورت کامپوزیت‌های نازک که با استفاده از چسب‌های مخصوص دو جزئی به سطح بتن دال متصل می‌شوند استفاده شد. کامپوزیت‌های سیمانی توانمند با انواع مختلفی از الیاف ساخته می‌شوند و به کار می‌روند [۲۳]. لذا برای تست آزمایشگاهی و ساخت کامپوزیت HPCFRCC در این پژوهش از الیاف PPS (الیاف مصنوعی سنتتیک) با درصد حجمی ۱٪ و ۲٪ استفاده گردید. این الیاف دارای نسبت طول به قطر (L/D) برابر با $47/62$ (طول ۵۰ میلی‌متر و قطر $1/05$ میلی‌متر) می‌باشد که در شکل ۲-الف مشاهده می‌شود. به منظور جلوگیری از افزایش حجم، الیاف در طی فرآیند مخلوط‌سازی به تدریج اضافه شدند. توزیع الیاف در مخلوط HPCFRCC در شکل ۲-ب ارائه شده است. همچنین از فوق روان‌کننده Plastiment sica در نسبت مخلوط HPCFRCC استفاده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۲: (الف) الیاف PPS و (ب) توزیع الیاف در ترکیب HPCFRCC.

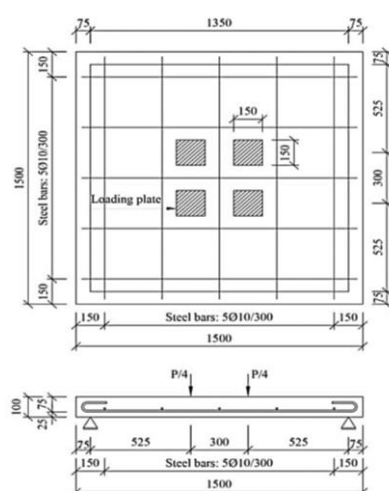
جدول ۱: نسبت‌های مخلوط HPRCC و بتن در هر متر مکعب

الیاف PPS (kg)	پودر سیلیس (kg)	میکرو سیلیس (kg)	ابر روان کننده (kg)	آب (kg)	شن (kg)	ماسه (Kg)		سیمان (Kg)	ماده
						$D < 2/36$ (mm)	$2/36 < D < 4/75$ (mm)		
۸/۴۶	۲۵/۴	۸۴/۶	۸/۵	۲۵۴	-	۷۱۶	۴۲۲	۸۴۶	HPFRCC
-	-	-	-	۲۱۱	۱۲۲۲	۶۶۲		۴۰۵	Concrete

برای تعیین مقاومت فشاری دو نوع بتن معمولی و کامپوزیتی، از پنج نمونه‌ی مکعبی $10 \times 10 \times 10$ سانتی‌متر استفاده شد که مقاومت فشاری متوسط نمونه‌های مکعبی بتن معمولی دال‌ها و بتن روکش تقویتی به ترتیب برابر $23/5$ و $74/5$ مگاپاسکال و مقدار معادل نمونه استوانه‌ای این دو نوع بتن برابر تقریباً 19 و 59 مگاپاسکال بود. میلگردهای فولادی با قطر 10 میلیمتر از نوع آجدار رده *III* انتخاب شدند که میانگین واقعی مقاومت تسلیم میلگرد با استفاده از آزمایش‌های کشش تک محوری برابر 366 مگاپاسکال حاصل شد.

۲-۲- نمونه آزمایشگاهی دال‌ها

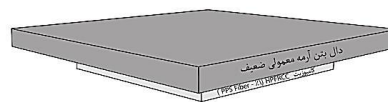
پنج دال مشابه دو طرفه بتن آرمه چهار لبه ساده با ابعاد هندسی با طول 1500 عرض 1500 و عمق 100 میلیمتر ساخته شدند. لبه‌های دال‌ها نشان دهنده بخش میانی یک سیستم دال دو طرفه چهار طرف گیردار است، که محدود به خطوط عطف می‌باشند. دال‌های دو طرفه با نسبت آرماتور کم طوری طراحی شدند که متمایل به شکست خمشی بوده و هیچ شکست برشی پانچ اتفاق نیفتد زیرا دال‌های دو طرفه که دارای نسبت آرماتور 1% و بیشتر هستند متمایل به شکست برش پانچ هستند [۳۲]، لذا برای اطمینان از پیش بینی حالت شکست خمشی در دال‌ها و بررسی تأثیرات تکنیک تقویت، دال‌ها با یک نسبت پایین آرماتور در حدود حداقل نسبت آرماتور (0.2% درصد) بر طبق آیین نامه [31] ACI 318-99 طراحی شدند. بنابراین از 5 میلگرد فولادی با قطر 10 میلیمتر در فواصل 300 میلیمتر در هر طرف و با عمق موثر متوسط 75 میلیمتر در یک لایه نزدیک به سطح کششی دال قرار گرفته‌اند. مهار میلگردها توسط قلاب‌های 180 درجه‌ای در هر دو انتهای آنها انجام شده‌است. طرح کلی نمونه‌های آزمایشی و جزئیات آرماتورگذاری در شکل ۳ نشان داده شده‌است. یکی از این پنج نمونه بعنوان مرجع تقویت نشده ضعیف (دال کنترل) و چهار نمونه مشابه دیگر با تکنیک‌های مختلف تقویت شده و مورد آزمایش قرار گرفتند. دو نمونه دوم و سوم با کامپوزیت‌های HPFRCC با درصد الیاف 1% و دو نمونه چهارم و پنجم با کامپوزیت‌های HPFRCC با درصد الیاف 2% ساخته شدند. در نمونه‌های دوم و چهارم، روکش کامپوزیتی برای تقویت فقط بر روی وجه کششی پائینی دال و در نمونه‌های سوم و پنجم بطور همزمان بر روی وجه کششی و وجه فشاری دال چسبانده شدند که جزئیات کامل تر در شکل ۴ نشان داده شده‌است.



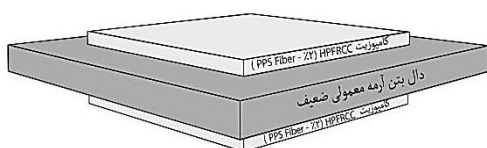
شکل ۳: طرح کلی یک نمونه آزمایش و جزئیات آرماتورهای فولادی.



(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۴: طرح شکل های تقویت شده (وجه کششی به سمت پایین): (الف) کامپوزیت با درصد الیاف ۱٪ جهت تقویت وجه کششی، (ب) کامپوزیت با درصد الیاف ۱٪ جهت تقویت وجه کششی و فشاری، (ج) کامپوزیت با درصد الیاف ۲٪ جهت تقویت وجه کششی، (د) کامپوزیت با درصد الیاف ۲٪ جهت تقویت وجه کششی و فشاری

کامپوزیت های HPFRCC بصورت جداگانه در قالب هایی به ابعاد $1000 \times 1000 \times 30$ میلیمتر ساخته شده و پس از رسیدن به سن ۲۸ روزگی، بوسیله چسب های مخصوص دو جزئی به روی سطوح دال ها متصل شدند. به منظور اتصال مناسب، ابتدا سطوح دال ها ساب زده شده و کاملاً صاف می شود. اطلاعات مربوط به نوع کامپوزیت های مورد استفاده برای هر شکل تقویت شده در جدول ۲ خلاصه شده است.

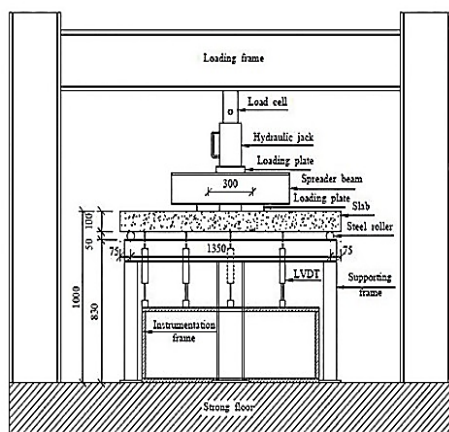
جدول ۲: اطلاعات مربوط به انواع نمونه ها و روش های تقویت.

شماره نمونه	نام دال	نوع دال بتنی	درصد حجمی الیاف		لایه فوقانی	لایه تحتانی
			۱	۲		
۱	W	✓	-	-	لمینیت کامپوزیت سیمانی HPFRCC	لمینیت کامپوزیت سیمانی HPFRCC
۲	WB1	✓	✓	-	-	✓
۳	WB2	✓	-	✓	-	✓
۴	WA1	✓	✓	-	✓	✓
۵	WA2	✓	-	✓	✓	✓

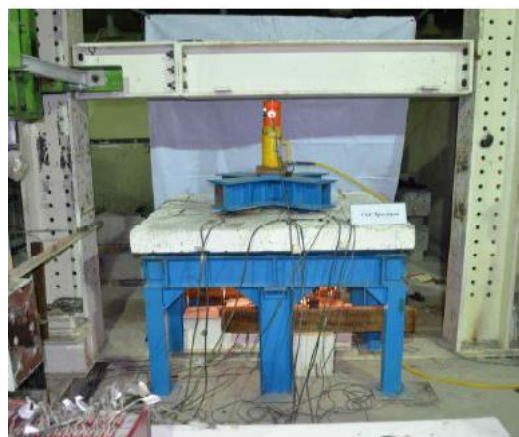
۳-۲- چیدمان آزمایشگاهی

در ابتدا دال های مورد نظر تقویت شده و نشده بر روی چهار غلتک فولادی به طول ۱۳۵۰ میلی متر که در بالای قاب تکیه گاه بعنوان تکیه گاه غلتکی تعبیه شده اند و در امتداد لبه ها قرار میگیرند. از جک هیدرولیکی ۵۰۰ کیلو نیوتن برای تست شکست دال تحت بارگذاری مونوتنیک استفاده شد. این بارها با استفاده از تیر فولادی پخش کننده بصورت صلیبی شکل از طریق ۴ نقطه بارگذاری به دال منتقل شدند که در شکل ۵ نشان داده شده است. نقاط و تکیه گاه های بارگذاری برای ارائه یک دهانه موثر ۱۳۵۰ میلیمتری و دهانه برشی ۳۰۰ میلیمتری در هر دو جهت طبق شکل ۵ انتخاب شدند و خیز قائم نمونه ها در موقعیت مختلف با استفاده از مبدل های تغییرمکان

متغیر خطی (LVDT²⁰) در دو راستای عمود بر هم اندازه گیری شد که LVDT ها روی پایه فلزی تکیه گاهی صلب که به صورت جداگانه در زیر دال قرار داشتند. موقعیت LVDT ها در شکل ۶ نمایش داده شده است. یکی از LVDT ها در زیر مرکز دال قرار داده شده که خیز مرکزی نمونه را اندازه گیری کند. چهار LVDT در راستای خطوط مرکزی دال قرار گرفتند که خیز در ۳۰۰ و ۵۵۰ میلی متری از مرکز دال را اندازه گیری کنند.

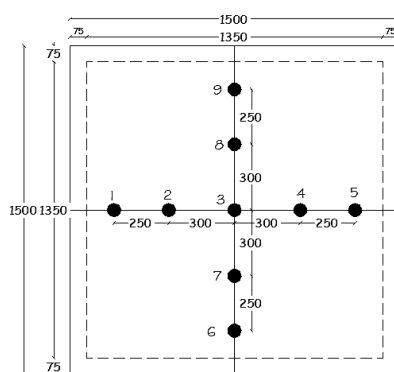


(الف)



(ب)

شکل ۵: (الف) طرح کلی ابزار و (ب) برپایی آزمایش.



شکل ۶: موقعیت قرارگیری LVDT ها.

۳- نتایج و بحث

نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها بعنوان پاسخ بار-تغییر مکان، مقایسه مودهای گسیختگی، الگوی ترک خوردگی، مقادیر بار و خیز و طاقت، شکل پذیری تغییر مکان و انرژی، اضافه مقاومت و حداکثر مقاومت در بخش های بعدی ارائه می گردد.

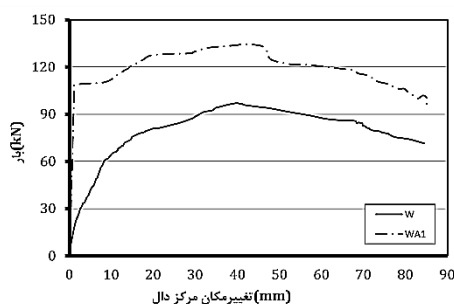
۳-۱- پاسخ بار-تغییر مکان

منحنی های پاسخ بار- تغییر مکان دال کنترل (مرجع ضعیف)، درمقایسه با چهار دال دیگر که با کامپوزیت های HPFRCC تقویت شده اند، در شکل ۷ نشان داده شده است. از حداکثر تغییر مکان ثبت شده در مرکز دال در هر مرحله بارگذاری برای ترسیم منحنی بار-تغییر مکان استفاده شده است. خلاصه ای از نتایج آزمایش‌ها شامل بار ترک خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی و خیز متناظر آن‌ها، مربوط به

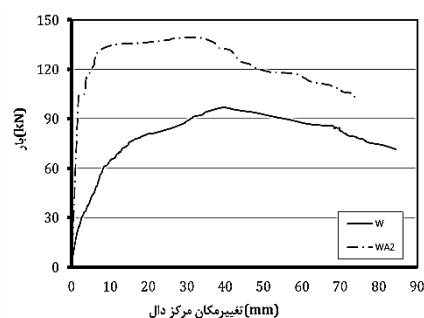
²⁰ Linear variable displacement transducer

LVDT شماره ۳، واقع در مرکز دال، برای تمامی نمونه‌ها در جداول ۳ و ۴ ارائه شده است. در جداول مذکور، P_{cr} و Δ_{cr} به ترتیب مشخص کننده بار ترک خوردگی و تغییرمکان متناظر با بار ترک خوردگی، P_y و Δ_y مشخص کننده بار تسلیم و تغییرمکان متناظر با بار تسلیم و P_{max} و Δ_{max} مشخص کننده بار حداکثر و خیز متناظر با آن و P_u و Δ_u مشخص کننده ظرفیت باربری نهایی و تغییرمکان متناظر با بار نهایی دال است. Δ_u در واقع مشخص کننده تغییرمکان دال در ۲۰ درصد افت بار پس از بار ماکزیمم است. مقدار P_y و Δ_y از روش پیشنهادی توسط پارک روبرت^{۲۱} استفاده شده است، که در شکل ۸ نشان داده شده است.

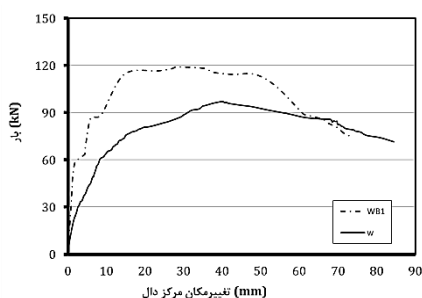
به طور کلی، پاسخ بار- تغییرمکان به دو مرحله سخت قبل از ترک خوردگی و مرحله پس از ترک خوردگی تقسیم می‌گردد. مرحله ترک خورده می‌تواند به دو مرحله زیر تقسیم شود. مرحله پیش از تسلیم و مرحله پس از تسلیم. مرحله ترک خورده پیش از تسلیم، از بار ترک خوردگی (P_{cr}) تا بار تسلیم (P_y) است. مرحله ترک خورده بعد از تسلیم، از بار تسلیم (P_y) تا بار نهایی (P_u) ادامه می‌یابد. از آنجا که مشاهده بصری اولین ترک خوردگی در وجه زیرین دال با دقت کافی ممکن نیست، بار اولین ترک خوردگی می‌تواند به عنوان نقطه‌ای که پاسخ بار- تغییرمکان از پاسخ الاستیک اولیه منحرف شود، پذیرفته شود. بار تسلیم می‌تواند به عنوان باری که منجر به ایجاد کرنش در میلگردهای فولادی معادل با کرنش تسلیم اندازه‌گیری شده از آزمایش‌های کشش شود، تعریف شود. همچنین در بار تسلیم، تغییر عمده‌ای در شیب منحنی بار- تغییرمکان مشاهده می‌شود. بار نهایی، حداکثر بار قابل تحمل توسط نمونه (ظرفیت باربری نمونه) است. با مشاهده منحنی‌های پاسخ بار- تغییر مکان مشخص می‌شود که دال‌های تقویت شده از همان مرحله نخست، سختی اولیه به مراتب بیشتر از دال مرجع داشته‌اند همچنین در همه نمونه‌ها مقاومت تسلیم و ماکزیمم و در نهایت شکل پذیری و میزان جذب انرژی بصورت قابل ملاحظه‌ای و چشمگیری بهبود یافته است.



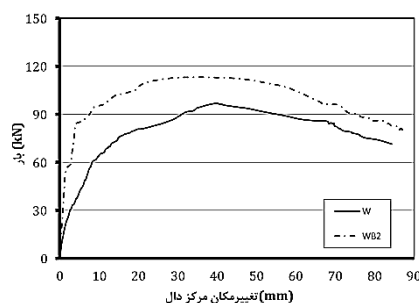
(الف)



(ب)



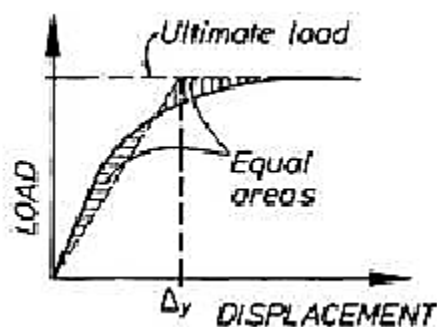
(ج)



(د)

شکل ۷: منحنی‌های پاسخ بار- تغییر مکان دال مرجع ضعیف در مقایسه با دال‌های تقویت شده: (الف) دال مرجع و دال نوع WA1، (ب) دال مرجع و دال نوع WA2، (ج) دال مرجع و دال نوع WB1، (د) دال مرجع و دال نوع WB2.

²¹ Park Robert



شکل ۸: منحنی تعیین مقاومت تسلیم به روش پارک روبرت [۳۱].

جدول ۳: پارامترهای پاسخ بار-تغییر مکان دال ها در مقاومت های ترک خوردگی و تسلیم.

$\frac{k_y}{k_{y-w}}$	سختی تسلیم k_y (KN/mm)	$\frac{P_y}{P_{y-w}}$	تسلیم		$\frac{k_i}{k_{i-w}}$	سختی اولیه	ترک خوردگی		نمونه
			P_y (kN)	Δ_y (mm)			P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	
۱	۴/۲۷	۱	۷۹	۱۸/۵	۱	۱۲/۸۷	۲۴/۲۰	۱/۸۸	Control (W)
۲/۲۲	۹/۵۰	۱/۲	۹۵	۱۰	۲/۹۸	۳۸/۴۰	۴۸/۰۰	۱/۲۵	WB1
۲/۲۵	۹/۶۰	۱/۲۲	۹۶	۱۰	۲/۷۶	۳۵/۵۷	۵۳/۰۰	۱/۴۹	WB2
۲/۸۶	۱۲/۲۲	۱/۳۹	۱۱۰	۹	۷/۴۳	۹۵/۶۰	۱۰۴/۲۰	۱/۰۹	WA1
۵/۰۴	۲۱/۵۰	۱/۶۳	۱۲۹	۶	۴/۶۲	۵۹/۴۴	۱۰۰/۴۶	۱/۶۹	WA2

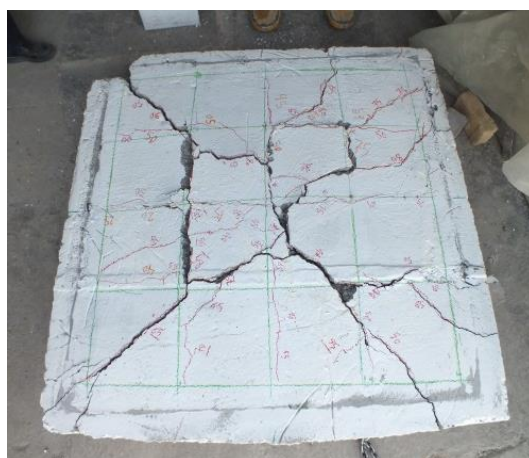
جدول ۴: پارامترهای پاسخ بار-تغییر مکان دال ها در مقاومت های حداکثر و نهایی

$\frac{k_u}{k_{u-w}}$	k_u (KN/mm)	$\frac{P_u}{P_{u-w}}$	نهایی		$\frac{k_{max}}{k_{max-w}}$	k_{max} (KN/mm)	$\frac{P_{max}}{P_{max-w}}$	حداکثر		نمونه
			P_u (kN)	Δ_u (mm)				P_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	
۱	۱/۰۲	۱	۷۷/۷۰	۷۶/۵۰	۱	۲/۴۲	۱	۹۷/۱۳	۴۰/۰۹	Control (W)
۱/۵۹	۱/۶۱	۱/۲۳	۹۵/۲۵	۵۹	۱/۶۹	۴/۰۹	۱/۲۳	۱۱۹/۰۶	۲۹/۱۰	WB1
۱/۱۷	۱/۱۹	۱/۱۶	۹۰/۴۵	۷۶	۱/۵۴	۳/۳۷	۱/۱۶	۱۱۲/۰۶	۳۰/۲۶	WB2
۱/۳۶	۱/۳۸	۱/۳۹	۱۰۷/۷۰	۷۸	۱/۳۵	۳/۲۸	۱/۳۹	۱۳۴/۶۶	۴۱/۰۶	WA1
۱/۶۹	۱/۶۹	۱/۴۴	۱۱۱/۴۶	۶۸/۴۰	۱/۷۴	۴/۲۲	۱/۴۳	۱۳۹/۳۳	۳۳	WA2

۳-۲- مقایسه مود گسیختگی و الگوی ترک خوردگی

با مقایسه مود گسیختگی نمونه‌ها در شکل ۹ و ۱۰ منحنی پاسخ بار-تغییر مکان مشاهده می‌شود که نمونه‌های تقویت شده، رفتار شکل پذیرتری نسبت به نمونه کنترلی از خود نشان دادند، به طوری که صفحات بارگذاری در محیط بزرگتری به داخل دال فرو رفتند. تمامی نمونه‌های تقویت شده دارای عرض ترک کمتری نسبت به نمونه کنترلی بودند. دلیل این امر تاثیر تقویت HPRCC در جلوگیری از انتشار ترک بود. همچنین با مقایسه پاسخ بار-تغییر مکان نمونه‌ها در شکل ۷ و نتایج ارائه شده در جدول ۳ مشاهده می‌شود که تقویت با HPRCC، مقاومت در برابر ترک خوردگی و سختی اولیه نمونه‌ها را افزایش داده است. افزایش در بار ترک خوردگی در نمونه‌های تقویت شده در مقایسه با دال کنترلی، به نقش تقویت با کامپوزیت‌های HPRCC در محدود کردن گسترش ترک‌ها نسبت داده می‌شود.

الگوهای ترک خوردگی در وجه کششی (تحتانی) نمونه کنترلی در مرحله گسیختگی در شکل ۱۰ نشان داده شده است. نخستین ترک در نمونه دال کنترلی که شبیه ساز رفتار دال ضعیف در خمش می باشد به شکل سپر (Y) رخ داد (مرحله پیش ترک خوردگی). پس از وقوع اولین ترک و تغییر شیب منحنی بار - تغییر مکان که معرف سختی اولیه دال می باشد، مرحله ترک خوردگی پیش تسلیم آغاز می گردد که تا تسلیم آرماتورهای کششی ادامه می یابد. پس از تسلیم میلگردهای فولادی، دال وارد قسمت سوم منحنی رفتاری که سخت شونده کرنشی است، می شود. در این ناحیه با افزایش بار وارده، امتداد ترک های خمشی به لبه ها رسیده و در کناره ها تبدیل به ترک های برشی با زاویه ۴۵ درجه می شود. این ترک ها با افزایش بیشتر نیرو گسترش یافته و خود را به قسمت فشاری دال می رسانند. همچنین با مقایسه شکل های ترک خوردگی در این بخش و پاسخ بار - تغییر مکان در بخش ۳-۱ مشاهده می شود که رفتار دال های WB1 و WB2 در مرحله پیش ترک خوردگی کاملاً مشابه با دال کنترلی است. این دال ها به دلیل وجود کامپوزیت ها، در بار تسلیم بالاتری جاری می شوند. اما رفتار دال های WA1 و WA2 در مرحله پیش ترک خوردگی متفاوت با دال کنترلی است و سختی بسیار زیادی در این مرحله از خود نشان می دهد.



شکل ۹: گسترش ترک های خمشی و حرکت آنها به سمت لبه در دال کنترلی.



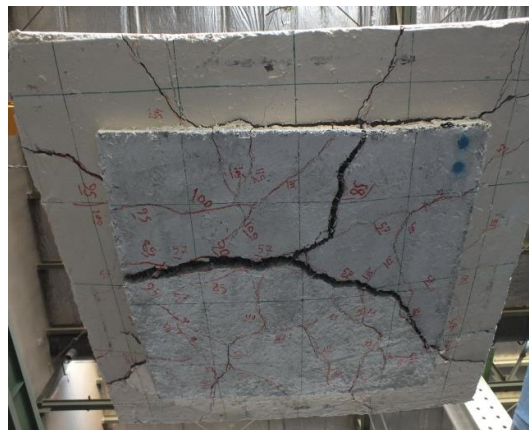
(الف)



(ب)



(ج)

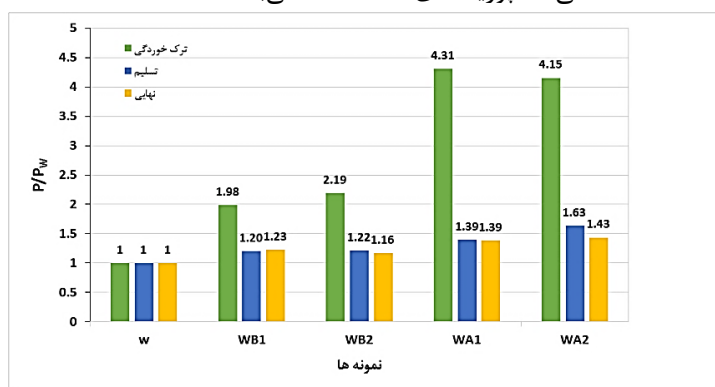


(د)

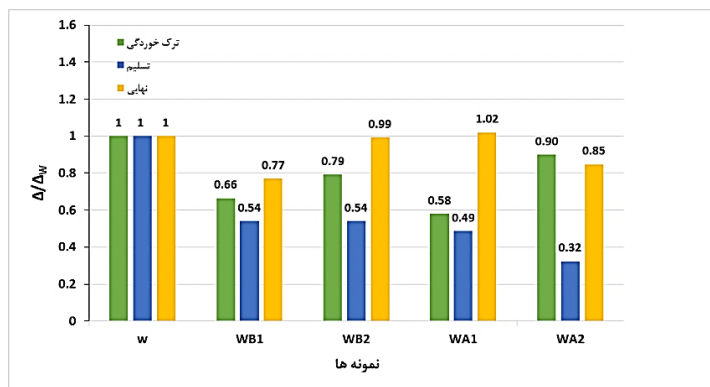
شکل ۱۰: گسترش ترک‌های خمشی در دال‌های تقویت شده: (الف) دال WA1، (ب) دال WA2، (ج) دال WB1، (د) دال WB2.

۳-۳- مقایسه مقادیر بار و خیز متناظر نمونه‌ها و محاسبه سختی

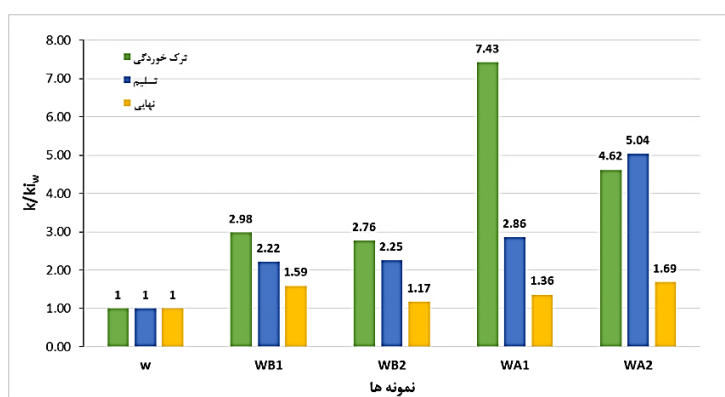
مقایسه‌ای از بار ترک خوردگی (P_{cr})، بار تسلیم (P_y)، بار نهایی (P_u) و خیز متناظر آنها (Δ_{cr})، (Δ_y) و (Δ_u) برای تمامی نمونه‌ها به ترتیب در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نمایش داده شده‌است. همچنین مقایسه‌ای از سختی نمونه‌ها (k_{cr})، (k_y) و (k_u) در شکل ۱۳ نمایش داده شده‌است. در شکل ۱۱ محور عمودی بیانگر نسبت بار نمونه تقویت شده به نمونه تقویت نشده در حالت ترک خوردگی، تسلیم و نهایی می‌باشد. در شکل ۱۲ محور عمودی بیانگر نسبت خیز نمونه تقویت شده به نمونه تقویت نشده در حالت ترک خوردگی، تسلیم و نهایی و در شکل ۱۳ محور عمودی بیانگر نسبت سختی نمونه تقویت شده به نمونه تقویت نشده در حالت ترک خوردگی، تسلیم و نهایی می‌باشد. همانطور که انتظار می‌رود، سختی اولیه (k_i)، که از طریق منحنی بار - تغییر مکان به عنوان سختی مماسی مرحله ترک نخورده محاسبه می‌شود، تمام دال‌های تقویت شده مقدار بالاتر در مقایسه با دال مرجع دارد، افزایش سختی اولیه ناشی از افزایش مقاومت ترک خوردگی است و نشان دهنده تاثیر کامپوزیت‌های HPRFRC می‌باشد. همچنین دال‌های تقویت شده به مقادیر بالاتر بار ترک خوردگی از محدوده ۴۸ kN در دال نوع WB1 به ۱۰۴/۲ kN در دال نوع WA1 رسید. افزایش بیشتر بار ترک خوردگی در دال‌های تقویت شده با درصد الیاف ۱٪ و ۲٪ نزدیک به هم بود و تفاوت کمی داشت. این موضوع، در مورد بارهای تسلیم و بار حداکثر دال‌های تقویت شده نیز صادق است که نشان‌دهنده این است که افزایش درصد الیاف بیش از ۱٪ در میزان باربری دال تاثیر چندانی ندارد. در حالی که افزایش بار در دال‌های با تقویت دو طرفه نسبت به دال‌های با تقویت یک طرفه قابل توجه می‌باشد. با توجه به نمودارها در تمامی نمونه‌ها به غیر از نمونه WA1، مقدار خیز در بار ترک خوردگی، بار تسلیم و بار نهایی نسبت به نمونه کنترلی کاهش یافته‌است. کاهش مقدار خیز در نمونه‌های تقویت شده، به دلیل اثرات سخت‌کنندگی کامپوزیت‌های HPRFRC می‌باشد.



شکل ۱۱: مقایسه نسبت بارها در حالت ترک خوردگی، جاری شدن و نهایی نمونه‌ها.



شکل ۱۲: مقایسه نسبت خیزها در حالت ترک خوردگی، جاری شدن و نهایی نمونه‌ها.



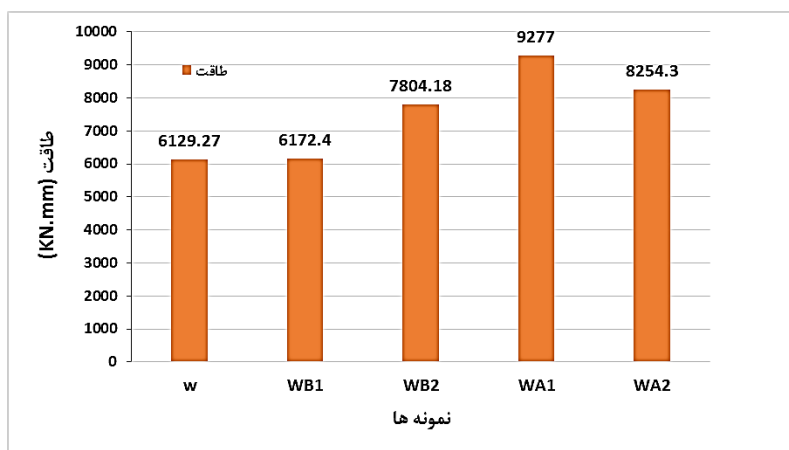
شکل ۱۳: مقایسه نسبت سختی‌ها در حالت ترک خوردگی، جاری شدن و نهایی نمونه‌ها.

۳-۴ جذب انرژی

ظرفیت جذب انرژی دال‌ها توسط مساحت زیر منحنی بار- تغییر مکان ارزیابی می‌شود. برای مقایسه تاثیر انواع مختلف کامپوزیت‌های HPFRCC بر افزایش طاقت دال ضعیف، مقادیر طاقت در جدول ۵ محاسبه و در شکل ۱۴ ترسیم شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود، دال‌های تقویت شده WB2، WA2 و WA1 به ترتیب افزایش ۲۷٪ و ۳۵٪ و ۵۱٪ در جذب انرژی را نشان می‌دهند، که هر سه بالاتر از مقادیر دال مرجع هستند.

جدول ۵: پارامترهای عملکرد شکل پذیری دال های تقویت شده

$\frac{R}{R_w}$	ضریب اضافه مقاومت $R=(P_{max}/P_y)$	$\frac{\mu_{\Delta}}{\mu_{\Delta-w}}$	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{u80\%}}{\Delta_y}$	$\frac{\mu_{E(80\%)}}{\mu_{E(80\%)-w}}$	$\mu_E = \frac{E_{u80\%}}{E_y}$	نسبت جذب انرژی هر نمونه به مرجع	جذب انرژی (kN.mm)	نمونه های تقویت شده
۱	۱/۲۳	۱	۴/۱۴	۱	۵/۸۸	۱	۶۱۲۹/۲۷	Control (W)
۱/۰۲	۱/۲۵	۱/۴۳	۵/۹۰	۱/۶۸	۹/۹۱	۱/۰۱	۶۱۷۲/۴۰	WB1
۰/۹۶	۱/۱۸	۱/۸۴	۷/۶۰	۱/۷۸	۱۰/۴۸	۱/۲۷	۷۴۰۸/۱۸	WB2
۱	۱/۲۲	۲/۰۹	۸/۶۷	۱/۷۱	۱۰/۰۶	۱/۵۱	۹۲۷۷	WA1
۰/۸۸	۱/۰۸	۲/۶۱	۱۰/۸۰	۲/۴۴	۱۴/۳۴	۱/۳۵	۸۲۵۴/۳	WA2



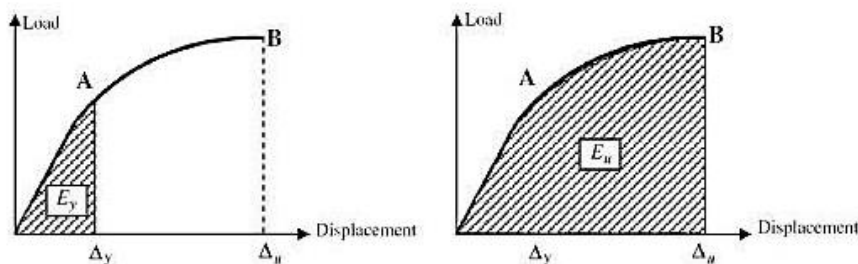
شکل ۱۴: مقایسه مقادیر جذب انرژی در نمونه‌ها.

۳-۵- شکل پذیری تغییرمکان و انرژی نمونه‌ها

شکل پذیری به عنوان توانایی سازه برای تحمل تغییرمکان‌های غیرالاستیک بعد از تغییرمکان اولین تسلیم شدگی در میلگردهای فولادی و بدون بروز کاهش در ظرفیت باربری سازه تعریف می‌شود و توسط نسبتی به نام شاخص یا ضریب شکل پذیری (μ) معرفی می‌شود. شاخص شکل پذیری معمولاً به عنوان نسبت تغییرمکان (Δ) و یا انرژی جذب شده (E) در ۲۰٪ افت بار پس از بار نهایی نمونه به مقادیر متناظر در بار تسلیم نمونه مطابق روابط ۱ و ۲ و شکل ۱۵ تعریف می‌شود.

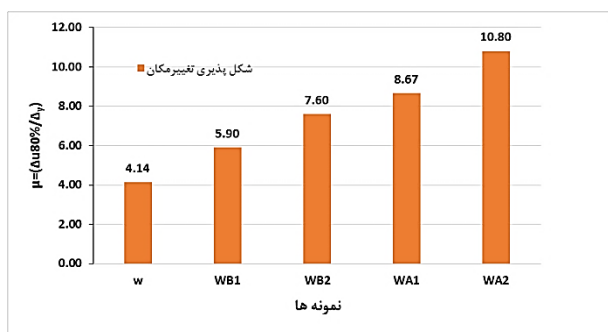
$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{u80\%}}{\Delta_y} \quad (1)$$

$$\mu_E = \frac{E_{u80\%}}{E_y} \quad (2)$$

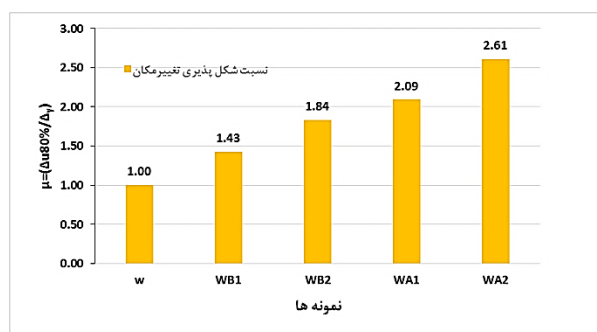


شکل ۱۵: تعریف پارامترهای محاسبه شکل پذیری تغییرمکان و انرژی [۳۳].

مقایسه‌ای از مقادیر انرژی جذب شده و شکل پذیری تغییرمکان برای تمامی پنج نمونه آزمایش شده در جدول ۵ ارائه گردیده است. نمودار ستونی مقایسه شکل پذیری تغییرمکان و انرژی به ترتیب در شکل ۱۶ و ۱۷ نمایش داده شده است. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود؛ شکل پذیری تغییرمکان تمامی نمونه‌ها نسبت به نمونه کنترلی افزایش یافته است، همچنین نمونه WA2 دارای بالاترین مقدار شکل پذیری تغییرمکان ۱۰/۸ می‌باشد. برای شکل پذیری انرژی نیز روند مشابهی در نمودارها مشاهده شد.

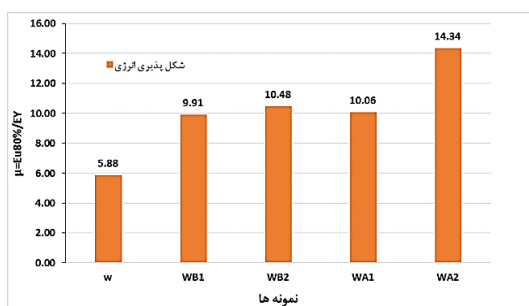


(ب)

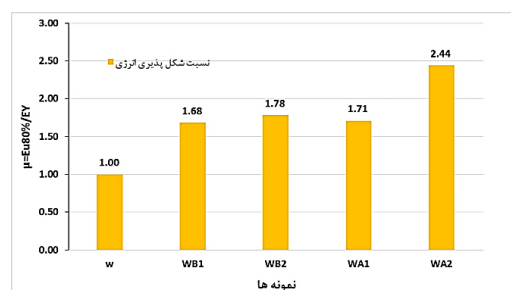


(الف)

شکل ۱۶: مقایسه شکل پذیری تغییر مکان در نمونه‌ها.



(ب)



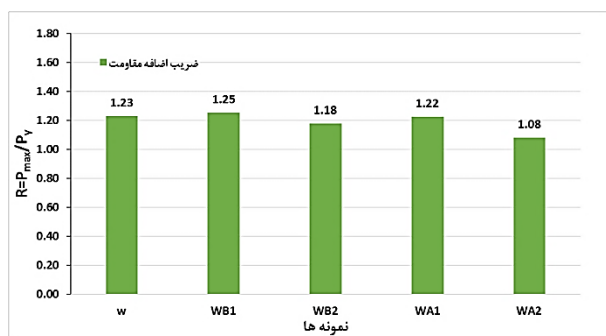
(الف)

شکل ۱۷: مقایسه شکل پذیری قابلیت جذب انرژی در نمونه‌ها.

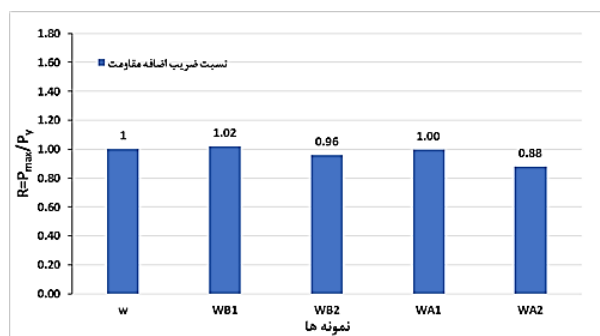
با مقایسه مقادیر شکل‌پذیری نمونه‌ها در این بخش و پاسخ بار- تغییر مکان در بخش ۳-۱ مشاهده می‌شود که در نمونه‌هایی که دارای مقدار شکل‌پذیری بالاتری بودند، ظرفیت باربری با شیب ملایم‌تری افت کرد و با افت ناگهانی همراه نبود. بالعکس، نمونه‌هایی که دارای مقدار شکل‌پذیری کمتری بودند، رفتار تردتری از خود نشان دادند و ظرفیت باربری در این نمونه‌ها به یک باره سقوط کرد.

۳-۶- فاکتور اضافه مقاومت و حداکثر مقاومت

ضریب اضافه مقاومت (R) که تحت تاثیر عواملی نظیر تعداد درجات نامعینی سازه، سخت شوندگی کرنشی، قیود تغییر مکان، خصوصیات مکانیکی مصالح و الگوی تقویت قرار دارد به کمک یک منحنی پاسخ غیرالاستیک تعیین می‌شود و عبارتست از نسبت بار حداکثر به جاری شدگی دالها. مقادیر ضریب اضافه مقاومت برای کلیه نمونه‌ها محاسبه گردیده و در جدول ۵ ارائه شده است. همانطور که در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود، ضریب اضافه مقاومت در دال‌های با یک طرف تقویت به میزان کمتر از ۲٪ افزایش و در دال‌های با دو طرف تقویت کاهش یافته است.



(ب)



(الف)

شکل ۱۸: مقایسه مقادیر ضریب اضافه مقاومت نمونه ها.

۴- نتیجه گیری

کامپوزیت‌های تقویتی پیشنهادی HPFRCC توانایی خود را به عنوان یک سیستم موثر برای مقاوم سازی دال دو طرفه مسلح نشان دادند. تکنیک HPFRCC دارای پتانسیل بهبود قابل توجه عملکرد خمشی اجزای تقویت شده از لحاظ سختی، سختی اولیه، مقاومت و انعطاف پذیری است. نتایج مطالعه حاضر (بکارگیری روکش کامپوزیتی برای تقویت دال‌های ضعیف) در زیر آورده شده است:

۱. با مقایسه مود گسیختگی نمونه‌ها و منحنی پاسخ بار- تغییرمکان مشاهده می‌شود که نمونه‌های تقویت شده، رفتار شکل پذیرتری نسبت به نمونه کنترلی از خود نشان دادند، به طوری که صفحات بارگذاری در محیط بزرگتری به داخل دال فرو رفتند.

۲. تمامی نمونه‌های تقویت شده دارای عرض ترک کمتری نسبت به نمونه کنترلی بودند.

۳. تقویت با HPFRCC، مقاومت در برابر ترک خوردگی و سختی اولیه نمونه‌ها را افزایش داده است، به طوری که نسبت سختی اولیه در نمونه‌های با یک طرف تقویت به سختی نمونه کنترلی ۲/۷۶ و ۲/۹۸ و در نمونه‌های با دو طرف تقویت ۴/۷۶ و ۷/۴۳ است. افزایش سختی را می‌توان به نقش تقویت با کامپوزیت‌های HPFRCC در محدود کردن گسترش ترک‌ها نسبت داد.

۴. مقدار بار تسلیم، بار حداکثر و بار نهایی در تمامی نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه کنترلی افزایش یافته است؛ به طوری که مقدار بار تسلیم در نمونه‌های یک طرف تقویت ۱/۲۰ و ۱/۳۹ برابر بار تسلیم در نمونه کنترلی و در نمونه‌های با دو طرف تقویت ۱/۲۱ و ۱/۶۳ برابر بار تسلیم در نمونه کنترلی است. همچنین مقدار بار حداکثر در نمونه‌های با یک طرف تقویت ۱/۲۳ و ۱/۳۹ برابر بار حداکثر در نمونه کنترلی و در نمونه‌های با دو طرف تقویت ۱/۱۶ و ۱/۴۳ برابر بار حداکثر در نمونه کنترلی است. افزایش بار در دال‌های تقویت شده با درصد الیاف ۱٪ و ۲٪ نزدیک به هم بوده و تفاوت کمی داشت. در حالی که افزایش بار در دال‌های با تقویت دو طرفه نسبت به دال‌های با تقویت یک طرفه قابل توجه می‌باشد.

۵. مقدار جذب انرژی دال‌ها در دال‌های با دو طرف تقویت به میزان بیشتر از ۱/۵ برابر دال مرجع افزایش یافته است، به طوری که مقدار انرژی در دال‌های با یک طرف تقویت ۱/۶۸ و ۱/۷۸ برابر دال مرجع و مقدار انرژی در دال‌های با دو طرف تقویت ۱/۷۱ و ۲/۴۴ برابر مقدار انرژی در دال کنترلی است.

۶. میزان شکل پذیری تغییرمکان در کلیه نمونه‌های تقویتی نسبت به نمونه کنترلی افزایش یافته است. به طوری که در دال‌های با یک طرف تقویت میزان شکل پذیری تغییرمکان ۱/۱۷ و ۱/۴۳ برابر میزان شکل پذیری تغییرمکان در نمونه کنترلی و در دال‌های با دو طرف تقویت ۲/۰۹ و ۲/۶۱ برابر دال کنترلی است.

۷. ضریب اضافه مقاومت در دال‌های با یک طرف تقویت تا ۲ درصد افزایش و در دال‌های با دو طرف تقویت تا ۱۲ درصد کاهش یافته است.

مراجع

- [1] Radomski, W. (2002). *Bridge rehabilitation*. London: Imperial College Press.
- [2] Zhang, J. Teng, J. Wong, Y. and Lu, Z. (2001). Behavior of two-way RC slabs externally bonded with steel plate. *Journal of Structural Engineering*, 127(4), 390-397.
- [3] Ebead, U. and Marzouk, H. (2002). Strengthening of two-way slabs using steel plates. *Structural Journal*. 99(1), 23-31.
- [4] Papanicolaou, C. Triantafillou, T. Papantoniou, I. and Balioukos, C. (2009). Strengthening of two-way reinforced concrete slabs with textile reinforced mortars (TRM). In: *Proc of the 4th colloquium on textile reinforced structures (CTRS4) und zur 1. Anwendertagung*. Eigenverlag: Technische Universität Dresden, 409-420.
- [5] Koutas, L. and Bournas, D. (2016). Flexural strengthening of two-way RC slabs with textile-reinforced mortar: experimental investigation and design equations. *Journal of Composites for Construction*. 21(1), 04016065.
- [6] Kexin, Z. and Quansheng, S. (2016). Strengthening of a Reinforced Concrete Bridge with Polyurethane-cement Composite (PUC). *The Open Civil Engineering Journal*, 10(1), 768-781.
- [7] Limam, O. Foret, G. and Ehrlacher, A. (2003). RC two-way slabs strengthened with CFRP strips: experimental study and a limit analysis approach. *Composite Structures*, 60(4), 467-471.
- [8] Qian, K. and Li, B. (2012). Strengthening and retrofitting of RC flat slabs to mitigate progressive collapse by externally bonded CFRP laminates. *Journal of Composites for Construction*, 17(4), 554-565.
- [9] Jones, R. Swamy, R. and Charif, A. (1988). Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates. *Structural Engineer*, 66(5).
- [10] Hussain, M. Sharif, A. Bauch, I. Al Sulaimani, G. (1995) Flexural behavior of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates. *Structural Journal*, 92(1), 14-23.
- [11] Naaman, A. and Rienhardt, H.W. (2003). Setting the Stage, Toward Performance Based Classification of FRC Composites. In: *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 4), Proc. of the 4th Int. RILEM Workshop*.
- [12] Chanvillard, G. and Rigaud, S. (2003). Complete characterization of tensile properties of Ductal UHPFRC according to the French recommendations. In: *Proceedings of the 4th International RILEM workshop High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites*.
- [13] Li, V.C. (1993). From micromechanics to structural engineering-the design of cementitious composites for civil engineering applications.
- [14] FISCHER, G. and Shuxin, W. (2003). *Design of engineered cementitious composites (ECC) for processing and workability requirements*, in: *Brittle Matrix Composites 7*. Elsevier, 29-36.
- [15] Rosenblueth, E. and Meli, R. (1986). The 1985 Mexico earthquake. *Concrete international*, 8(5), 23-34.
- [16] Farhat, F. Nicolaidis, D. Kanellopoulos, A. and Karihaloo, B. (2007). High performance fibre-reinforced cementitious composite (CARDIFRC)–Performance and application to retrofitting. *Engineering fracture mechanics*, 74(1-2), 151-167.
- [17] Habel, K. and Gauvreau, P. (2008). Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) to impact and static loading. *Cement and Concrete Composites*, 30(10), 938-946.

- [18] Choi, W. Yun, H. Cho, Ch. And Feo, L. (2014). Attempts to apply high performance fiber-reinforced cement composite (HPFRCC) to infrastructures in South Korea. *Composite Structures*, 109, 211-223.
- [19] Hemmati, A. Kheyroddin, A. and Sharbatdar, M.K. (2015). Increasing the flexural capacity of RC beams using partially HPFRCC layers. *Computers and Concrete*, 16(4), 545-568.
- [20] Hemmati, A. Kheyroddin, A. Sharbatdar, M.K. Park, Y. and Abolmaali, A. (2016). Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames. *Construction and Building Materials*, 115, 681-689.
- [21] Alaei, F. (2002). Retrofitting of concrete structures using high performance fibre reinforced cementitious composite (HPFRCC). Cardiff University.
- [22] Yun, H.-D. Rokugo, K. Izuka, T. and Lim, S. (2011). Crack-damage mitigation of RC one-way slabs with a strain-hardening cement-based composite layer. *Magazine of Concrete Research*, 63(7), 493-509.
- [23] Naghibdehi, M. Mastali, M. Sharbatdar, M.K. and Naghibdehi, M.G. (2014). Flexural performance of functionally graded RC cross-section with steel and PP fibres. *Magazine of Concrete Research*, 66(5), 219-233.
- [24] Banthia, N. and Nandakumar, N. (2003). Crack growth resistance of hybrid fiber reinforced cement composites. *Cement and Concrete Composites*, 25(1), 1-9.
- [25] Meng, W. and Khayat, K.H. (2017). Improving flexural performance of ultra-high-performance concrete by rheology control of suspending mortar. *Composites Part B: Engineering*, 117, 26-34.
- [26] Meng, W. Valipour, M. and Khayat, K.H. (2017). Optimization and performance of cost-effective ultra-high performance concrete. *Materials and structures*, 50(1), 29.
- [27] Li, V.C. Wang, S. Wang, Sh, and Wu, C. (2001). Tensile strain-hardening behavior of polyvinyl alcohol engineered cementitious composite (PVA-ECC). *ACI Materials Journal-American Concrete Institute*, 98(6), 483-492.
- [28] Hemmati, A. Kheyroddin, A. and Sharbatdar, M.K. (2013). Plastic hinge rotation capacity of reinforced HPFRCC beams. *Journal of Structural Engineering*, 141(2), 04014111.
- [29] Meng, W. and Khayat, K.H. (2016). Experimental and Numerical Studies on Flexural Behavior of Ultrahigh-Performance Concrete Panels Reinforced with Embedded Glass Fiber-Reinforced Polymer Grids. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2592, 38-44.
- [30] Gholamhoseini, A. Khanlou, A. MacRae, G. Scott, A. Hicks, S. and Leon, R. (2016). An experimental study on strength and serviceability of reinforced and steel fiber reinforced concrete (SFRC) continuous composite slabs, *Engineering structure*, 114, 171-180.
- [31] Facconi, L. Minelli, F. and Plizzari, G. (2016). Steel fiber reinforced self-compacting concrete thin slabs- Experimental study and verification against model code 2010, *Engineering Structure*, 122, 226-237.
- [32] Afefy, H. and Fawzy, T.M. (2013). Strengthening of RC one-way slabs including cut-out using different techniques. *Engineering Structures*, 57, 23-36.
- [33] Robert, Park. (1998). *Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. Tokyo-Kyoto, JAPAN: Ninth world Conference on Earthquake Engineering*, 606-607.