

شماره: JCR-۱۷۰۵-۱۱۹۴  
تاریخ: ۹۶/۶/۶  
پست:



دانشگاه گیلان - پژوهش  
تحقیقات بتن

نویسندگان محترم؛

امین خزائی

منصور قلعه نوی

با عرض سلام و احترام؛

به استحضار می‌رساند مقاله شما با عنوان: « ارزیابی آزمایشگاهی سختی بستر بتنی در زیر میلگرد طولی در بتنهای فوق توانمند» بر مبنای نظرات داوران پذیرفته شده و در شماره‌های بعدی مجله علمی و پژوهشی تحقیقات بتن چاپ خواهد شد.

دکتر علی صدرممتازی

سردبیر مجله علمی - پژوهشی

تحقیقات بتن

نشانی:  
رشت، دانشگاه گیلان، دانشکده  
فنی، صندوق پستی ۳۷۵۶

تلفن و فاکس:  
۰۱۳۱-۶۶۹۰۴۶۲

پست الکترونیکی:  
jcr@guilan.ac.ir  
jcrguilan@gmail.com

وبسایت:  
<http://research.guilan.ac.ir/jcr>

# ارزیابی آزمایشگاهی سختی بستر بتنی در زیر میلگرد طولی در بتن‌های فوق توانمند

## امین خزائی

دانشجوی دکتری مهندسی سازه دانشگاه فردوسی مشهد

منصور قلعه نوی\*

دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

**چکیده:** در این مقاله نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی بر روی سختی بستر بتنی در زیر میلگرد شاخه‌ای جمع‌آوری شده است. آزمایش‌ها بر روی بتن فوق توانمند انجام شده است. تاثیر قطر میلگرد، مقاومت بتن و موقعیت میلگرد طولی در سختی بستر مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج آزمایش نشان می‌دهد که سختی بستر بتنی ( $K_f$ ) با کاهش قطر میلگرد طولی و افزایش مقاومت بتن، افزایش می‌یابد. علاوه بر این افزایش مقدار پوشش جانبی میلگرد طولی نیز باعث افزایش سختی بستر می‌گردد، در حالیکه افزایش عمق نمونه بتنی تاثیر چندانی در مقدار آن ندارد. با توجه به نتایج آزمایش‌ها سه رابطه تجربی با در نظر گرفتن پارامترهای مختلف ارائه گردیده است و توانایی آن‌ها به همراه روابط ارائه شده به وسیله محققین قبلی در پیش بینی مقدار سختی بستر در بتن فوق توانمند مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که روابط ارائه شده به وسیله محققین قبلی دقت کافی را برای محاسبه سختی بستر در بتن توانمند ندارد. این مساله می‌تواند به دلیل تفاوت در مواد تشکیل دهنده بتن فوق توانمند با بتن معمولی باشد.

**کلمات کلیدی:** سختی بستر، میلگرد شاخه‌ای، عملکرد شاخه‌ای، بتن فوق توانمند

### ۱- مقدمه

جابجایی ترک ممانعت می‌کنند. عمل شاخه‌ای را می‌توان به این‌صورت تعریف کرد: "توانایی میلگردهای طولی در انتقال نیرو در جهت عمود بر محور خود". فاصله بین محور طولی قسمت‌های تغییرشکل نیافته در دو طرف ترک به عنوان تغییر شکل میلگرد شاخه‌ای در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱) [۱].

در اعضای بتن مسلح در ناحیه ترک، قفل و بست بین دانه‌های بتن، عموماً سهم بیشتری در تحمل نیروی برشی دارد. با ادامه بارگذاری و افزایش میزان عرض ترک، مشارکت این سازوکار کاهش می‌یابد، بنابراین، عمدتاً در ترک‌هایی با عرض بیش از یک میلی‌متر، سازوکار فوق‌چندان تاثیرگذار نیست [۲]. همچنین

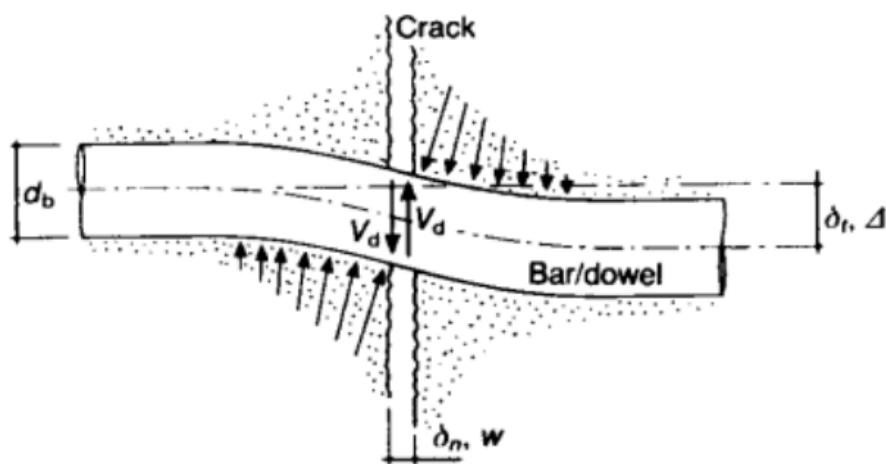
در یک عضو بتن مسلح، به طور مشخص یک تیر، ساز و کارهایی که برای انتقال برش فعال هستند عبارتند از: ۱- نیروی ایجاد شده در فولادهای برشی که پس از ایجاد ترک مورب کاملاً قابل ملاحظه خواهد بود. ۲- ظرفیت برشی بتن در قسمتی از ناحیه فشاری بتن، که ترک نخورده است. ۳- نیروی حاصل از درگیر شدن دانه‌ها و بتن در طرفین ترک (قفل و بست دانه‌ها Aggregate interlock) ۴- نیروی حاصل از عملکرد شاخه‌ای یا عمل میخ‌پرچی (Dowel action) فولادهای خمشی، که بتن را در قسمت پایینی ترک به هم فشرده و با تغییر شکل برشی خود از

\* نویسنده مسئول: ghalehnovi@um.ac.ir

عنوان مناسب‌ترین روش برای شبیه‌سازی رفتار میلگردهای عبوری معرفی کرده‌اند. در ابتدا تیموشنکو و لسلز BEF را جهت شبیه‌سازی میلگردهای طولی پیشنهاد دادند و سپس از این ایده در تحلیل مکانیزم انتقال نیرو در روسازیهای بتن مسلح و سطوح ترک خورده استفاده کردند [۳]. مطابق این نظریه، میلگرد طولی نقش تیر و بتن محصورکننده آن، نقش بستر ارتجاعی را دارد. در این مدل، بستر بتنی با استفاده از فنرهای ارتجاعی، شبیه‌سازی می‌شود. با معلوم بودن سختی فنرهای بستر ( $K_f$ ) میتوان ظرفیت باربری میلگردهای طولی را به سهولت محاسبه نمود [۴].

در درزها و اتصالهای پیش ساخته سازوکار قفل و بست دانه‌ها هیچگونه مشارکتی نداشته و سهمی در انتقال برش ندارد. در واقع در چنین اتصالهایی تنها عامل انتقال برش، میلگردهای عبوری (سازوکار شاخه‌ای) است.

مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی گسترده‌ای در زمینه نحوه انتقال برش از راه میلگرد طولی (سازوکار شاخه‌ای) در سال‌های اخیر انجام شده است. تقریباً همه مدل‌های ارائه شده، نظریه تیر بر بستر ارتجاعی (Beam on Elastic Foundation; BEF) را به



شکل ۱: فعال شدن عمل شاخه‌ای در اثر جابجایی نسبی دو طرف ترک [۱]

بستر بتنی ارائه نموده‌اند. فاینی مقدار سختی بستر بتنی را بین ۲۰۰ تا ۲۴۰۰ مگاپاسکال بر میلی متر بیان نمود که دارای پراکندگی زیادی می‌باشد [۶]. سروش‌سیان و همکاران ابتدا مقدار سختی بستر را برابر با  $271/7 \text{ MPa/mm}$  در نظر گرفتند [۷]. اما در ادامه تحقیقات خود، مطالعه آزمایشگاهی را بر روی بلوک‌های معکبی شکل بتنی با مقاومت معمولی (Normal Strength Concrete) انجام دادند [۸]. در مطالعه انجام شده ۳۳ نمونه معکبی شکل با ابعاد، مقاومت بتن و قطر میلگرد متفاوت تحت بارگذاری قرار گرفت. سپس رابطه‌ای تجربی برای محاسبه سختی بستر

والروان و راینهارت با استفاده از BEF و شبیه‌سازی بستر بتنی میلگردهای طولی، تاثیر عمل شاخه‌ای را در میزان انتقال برش مورد بررسی قرار داده و رابطه‌ای را برای محاسبه مقدار برش ارائه کردند [۵]. این رابطه با فرض رفتار خطی بستر و اندرکنش بتن و میلگرد پیشنهاد شده است، در واقع سختی فنرها ( $K_f$ ) در حین بارگذاری و در تمام مراحل ثابت در نظر گرفته شد. سختی فنرهای بستر ( $K_f$ ) در حین بارگذاری مهمترین عامل در باربری شاخه‌ای است. از طرفی سختی بستر بتنی ارتباط مستقیمی با مقاومت بتن دارد. محققین مختلف مقادیر متفاوتی را برای سختی

بتنی، که تابع قطر میلگرد و مقاومت بتن بود، ارائه گردید. رابطه ارائه شده به وسیله سروشیان، سختی بستر را مقداری ثابت، با توجه به قطر میلگرد و مقاومت فشاری بتن ارائه می نمود. دی پولی و همکاران نیز با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی رابطه‌ای تجربی برای نحوه تغییرات سختی فنرهای بستر پیشنهاد دادند [۹]. در این رابطه نیز سختی اولیه بستر بتنی در حالت الاستیک با توجه به قطر میلگرد و مقاومت فشاری بتن محاسبه می گردد. علاوه بر این، سلطانی و مائکاووا از رابطه دیگری برای محاسبه سختی اولیه بستر بتنی استفاده نمودند [۱۰].

مدل BEF یک مدل خطی می باشد، چرا که در این مدل میلگرد شاخه‌ای و بتن اطراف آن با المانی یک بعدی (Uniaxial element) که بر روی یک ردیف فنر قرار دارد مدل‌سازی می گردد. مزیت مدل‌های خطی این است که تمامی ویژگی‌های بتن و اندرکنش بتن-میلگرد را در یک ضریب سختی بستر جمع آوری می کنند. به همین دلیل یک رابطه‌سازی مناسب برای آن نیاز است تا رفتار تیر را از مرحله ارتجاعی (بارهای بهره‌برداری) تا لحظه گسیختگی (بارهای نهایی) مدل نماید. در حالت ارتجاعی سختی بستر می تواند به صورت یک عدد ثابت همانند مدل‌های مرسوم BEF ارایه شود ولی در حالت غیرخطی مقدار سختی باید به صورت تابعی از جابجایی باشد تا خرابی ناشی از بار را مدل کند. خرابی می تواند به وسیله پارامترهایی غیر از جابجایی نیز بیان شود، مانند نسبت برش وارده به حداکثر ظرفیت میلگرد [۹]. برای محاسبه سختی بستر در حالت غیرارتجاعی، دی پولی و همکاران رابطه‌ای ارائه کردند که تابعی از نسبت  $V/V_{II}$ ، به عنوان معیار خرابی (damage Index)، بود، که  $V$  مقدار برش اعمالی به میلگرد شاخه‌ای و  $V_{II}$  ظرفیت نهایی میلگرد شاخه‌ای است که براساس رابطه ارائه شده به وسیله دولاسکا [۱۱] قابل محاسبه می باشد. رابطه دی پولی و همکاران سختی بستر در حالت غیرالاستیک را با انجام اصلاح بر روی

رابطه سختی اولیه بستر ارائه شده به وسیله سروشیان [۸] محاسبه می کند. آن‌ها سختی بستر در حالت غیرارتجاعی را با توجه به نسبت جابجایی نسبی دو طرف ترک به قطر میلگرد ( $w/d_b$ ) ارائه نمودند. مرادی و همکاران به منظور استخراج رابطه‌ای مناسب برای سختی فنرهای بستر میلگرد و تعیین رفتار فنرهای بستر در بازه‌ی ارتجاعی و غیرارتجاعی، مقدار برش به دست آمده از رابطه برش بر اساس نظریه BEF را با مدل ارائه شده به وسیله سلطانی محمدی و مائکاووا [۱۰] برابر قرار دادند [۱۲، ۱۳]. مدل سلطانی محمدی و مائکاووا و همچنین مدل قریشی و مائکاووا [۱۴، ۱۵] مدل‌هایی هستند که رابطه بار- تغییر مکان شاخه‌ای را با حل معادلات غیرخطی تعادل و سازگاری تغییر مکان‌ها به صورت عددی در هر گام بارگذاری تعیین می کنند. مرادی و همکاران در ادامه، مدل ارائه شده برای سختی بستر در حالت غیرارتجاعی را برای بارگذاری‌های چرخه‌ای نیز گسترش دادند.

اکثر روابطی که برای عملکرد شاخه‌ای و سختی بستر بتنی ارائه شده است، با انجام آزمایش بر روی نمونه‌های بتن معمولی به دست آمده‌اند. در این مطالعه نتایج آزمایش بر روی ۳۹ نمونه ساخته شده از بتن فوق توانمند جمع آوری شده و سعی گردیده است تا رابطه تجربی مناسبی برای تعیین سختی اولیه بستر در این نوع بتن ارائه گردد. لازم به ذکر است که مقاله حاضر بخش اول از یک طرح تحقیقاتی به منظور بررسی عملکرد شاخه‌ای در بتن فوق توانمند می باشد. در ادامه طرح تحقیقاتی مزبور به بررسی ظرفیت شاخه‌ای با استفاده از نمونه‌های تیری شکل پرداخته خواهد شد.

## ۲- مشخصات مصالح، روند اختلاط و آماده‌سازی

### نمونه‌ها

#### ۲-۱- مشخصات مصالح

مصالح تشکیل دهنده بتن فوق توانمند شامل سیمان پرتلند،

از جمله مزایای ماسه سیلیسی می توان سختی بالا و سهولت دسترسی اشاره کرد. در ساخت نمونه ها از سیمان تیپ دو استفاده شده است. در جدول ۱ برخی مشخصات فیزیکی و شیمیایی میکروسیلیس مصرفی ارائه شده است.

میکروسیلیس، پودر کوارتز، ماسه سیلیسی، فوق روان کننده و آب می باشد. یکی از مصالح بسیار مهم در ترکیب بتن فوق توانمند پودر کوارتز است. میانگین قطر ذرات آن برابر با ۰/۱ میلی متر می باشد. پودر کوارتز مصالحی سخت می باشد که باعث بهبود مشخصات ماتریس در بتن می گردد. اندازه ذرات ماسه سیلیسی استفاده شده در محدوده ۰/۱۵ تا ۰/۸ میلی متر قرار دارد.

جدول ۱: برخی از مشخصات فیزیکی و شیمیایی پودر میکروسیلیس

SiO <sub>2</sub> %	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	MgO %	CaO %	Na <sub>2</sub> O % + K <sub>2</sub> O %	اندازه ذرات (μm)	سطح ویژه (m <sup>2</sup> /g)
۸۵-۹۵	۰/۴-۲	۰/۵-۱/۷	۰/۱-۰/۹	۲-۲/۳	۱-۱/۹	۰/۲-۰/۳	۱۵-۲۰

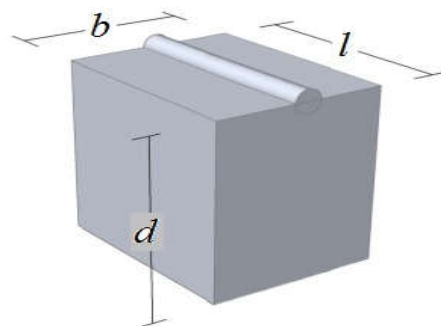
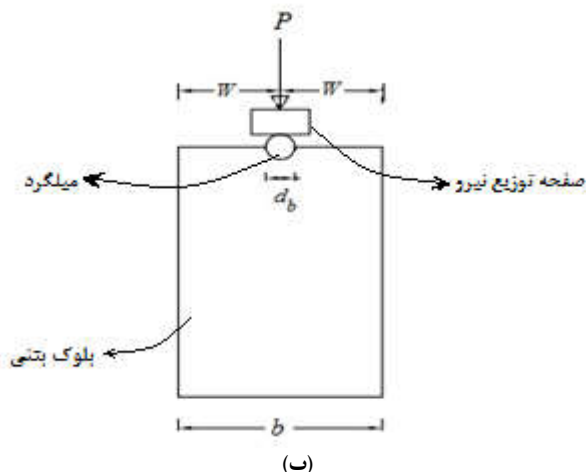
ساخته شده و مطابق شکل ۲ برای حالت باربری میلگرد طولی در برابر هسته بتنی (dowel bars bearing against the concrete core) طراحی گردیدند. برای طراحی آزمایش، از الگوی نمونه های استفاده شده به وسیله سرو شیان [۸] استفاده شده است، با این تفاوت که بتن به کار گرفته شده در این آزمایش از نوع فوق توانمند می باشد. میلگردهای طولی به صورت نیمه مدفون در داخل بتن قرار گرفته اند. ۳۹ نمونه برای مطالعه اثر پارامترهای مختلف در مقدار سختی بستر مورد بررسی قرار گرفتند؛ این پارامترها عبارتند از: ۱- قطر میلگرد ۲- مقاومت بتن ۳- عرض بلوک بتنی ۴- عمق بلوک بتنی. لازم به ذکر است توزیع واقعی تنش در بتن، در زیر میلگردهای طولی در تمام طول آن یکنواخت نمی باشد، اما تنش موجود در زیر میلگردها در نزدیکی مقطع بحرانی (مانند اتصال تیر به ستون و ...)، به ویژه در شرایط نهایی، را می توان تقریباً یکنواخت فرض کرد.

## ۲-۲- روند اختلاط

در ابتدا مصالح خشک چند دقیقه با یکدیگر مخلوط شده تا مخلوطی همگن به دست آید. سپس قسمتی از آب و نیمی از فوق روان کننده به مخلوط اضافه گردید و فرآیند اختلاط تا ترکیب شدن کامل مصالح ادامه پیدا کرد. پس از آن باقی مانده آب و فوق روان کننده اضافه گردید. لازم به ذکر است که فوق روان کننده استفاده شده دارای پایه پلی کربوکسیلات، به صورت مایع با PH در حدود ۶ و غیر قابل اشتعال می باشد. رنگ فوق روان کننده عسلی و دارای وزنی در حدود ۱/۱ گرم در سانتی متر مکعب است.

## ۲-۳- آماده سازی نمونه ها

هدف از برنامه آزمایش، محاسبه سختی بستر بتنی در زیر میلگردهای طولی می باشد. نمونه ها با استفاده از بتن فوق توانمند



شکل ۲: جریبات ابعادی و بارگذاری نمونه‌ها: الف) ابعاد کلی نمونه های آزمایش به همراه میلگرد نیمه مدفون در بتن. ب) بارگذاری نمونه با استفاده از صفحه توزیع نیرو

نحوه انجام آزمایش و بارگذاری نمونه‌ها به وسیله جک در شکل ۳ نشان داده شده است. بارگذاری به صورت استاتیکی بوده و تمامی آزمایش‌ها به صورت کنترل بار انجام شده‌اند. نیرو با استفاده از یک ورقه صلب فولادی به صورت گسترده یکنواخت در طول میلگرد توزیع گردیده است. مقدار فرورفتگی میلگرد در بتن تحت اثر بار گسترده به وسیله دو جابجایی سنج الکتریکی با دقت ۰/۰۱ میلی متر، اندازه گیری شده و مقادیر جابجایی در برابر بار اعمالی ثبت گردیده است. مقدار نشست میلگرد در بتن با میانگین گیری از نتایج دو جابجایی سنج ثبت گردیده است. نحوه قرارگیری جابجایی سنج و صفحه توزیع بار در شکل ۳ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که نمونه بتنی در حین بارگذاری بر روی یک تیر کاملاً صلب قرار دارد.

پس از خارج کردن نمونه‌ها از قالب، به مدت ۲۸ روز به صورت اشباع در آب عمل آوری شده‌اند. مقادیر مقاومت فشاری نمونه‌ها (براساس نمونه استوانه‌ای به قطر ۱۵ و ارتفاع ۳۰ سانتی متر) در هنگام آزمایش به همراه سایر مشخصات در جدول ۳ آورده شده است. قلعه نوبی و رهدار [۱۷،۱۶] با استفاده از مصالح موجود در منطقه اقدام به ساخت بتن فوق توانمند نموده و تاثیر پارامترهای مختلف را در مقاومت فشاری مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق نیز به منظور جلوگیری از انجام روند سعی و خطا برای رسیدن به مقاومت هدف، از طرح اختلاط قلعه نوبی و رهدار استفاده شده است. طرح اختلاط بتن مصرفی در جدول ۲ ارائه گردیده است.

### ۳- روش آزمایش

جدول ۲: طرح اختلاط بتن مصرفی به ازای هر مترمکعب [۱۷،۱۶]

آب (لیتر)	فوق روان کننده ۲/۵٪ (کیلوگرم)	شن کوارتز (ماسه سیلیسی) (کیلوگرم)	پودر کوارتز (کیلوگرم)	میکروسیلیس (کیلوگرم)	سیمان پرتلند تیپ II (کیلوگرم)
۱۷۸	۱۶/۷۵	۱۰۲۰	۲۸۵	۲۰۰	۶۷۰
۱۵۴	۳۱/۸	۱۰۰۰	۲۱۵	۲۰۰	۶۷۰



ب



الف

شکل ۳: نحوه انجام آزمایش الف (نمای کلی، ب) نحوه قرار گیری جابجایی سنج و صفحه توزیع نیرو

شده است [۸]. نمودار مربوط به برخی از نمونه ها (به منظور رعایت اختصار) در شکل ۵ نشان داده شده است. در این نمودارها رفتار ارتجاعی نمونه ها تا لحظه گسیختگی به خوبی قابل مشاهده است. این نمودارها نشان می دهند که گسیختگی به صورت ناگهانی اتفاق افتاده است. گسیختگی ناگهانی به دلیل عدم وجود میلگرد عرضی در بتن می باشد. این مساله باعث می شود تا ترک در بتن به سرعت گسترش یافته و نمونه ها به صورت ناگهانی شکسته و هیچگونه رفتار غیرارتجاعی از خود نشان ندهند. سختی بستر بتنی نمونه های آزمایشگاهی در محدوده  $55/74 \text{ Mpa/mm}$  تا  $371/3 \text{ Mpa/mm}$  قرار گرفته اند. مقادیر سختی بستر ( $K_f$ ) برای نمونه های مختلف در ستون آخر جدول ۳ ارائه گردیده است.

#### ۴- نتایج آزمایش

برای تمامی نمونه ها نمودار تنش-جابجایی رسم گردید. رفتار نمونه ها تا لحظه گسیختگی الاستیک بوده است. گسیختگی نمونه ها به صورت ناگهانی صورت گرفته و با گسترش ترک از زیر میلگرد به داخل نمونه بتنی همراه شده است (شکل ۴). در اکثر موارد، ترک باعث تقسیم شدن نمونه به دو قسمت تقریباً متقارن گردیده است (شکل ۴-الف)، البته در تعداد کمی از نمونه ها گسیختگی نامتقارن رخ داده است (شکل ۴-ب). برای محاسبه سختی بستر، ابتدا مقدار بار وارد بر نمونه بر سطح مقطع موثر میلگرد تقسیم شده ( $f_b = P/l \times d_b$ ) و سپس نمودار آن در برابر جابجایی رسم گردیده است. پس از آن خطی بر نقاط نمودار برازش داده شده و شیب آن به عنوان سختی بستر در نظر گرفته

جدول ۳: مشخصات نمونه ها و خلاصه نتایج

نمونه	توضیحات	b(mm)	d(mm)	l(mm)	w(mm)	db(mm)	f <sub>c</sub> (MPa)	K <sub>f</sub> (MPa/mm)
S1	مبنا	۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۹۶/۷	۱۰۶/۷۴
S2		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۶/۸	۱۲۹/۶۵
S3		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۵/۵	۹۵/۹۱
S4		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۵/۵	۱۶۷/۹۶
S5	قطر میلگرد	۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۳۲	۱۰۵/۳	۱۸۵/۳
S6		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۳۲	۱۰۵/۳	۱۳۱/۶
S7		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۳۲	۹۱/۵	۱۱۴/۹۳
S8		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۰	۱۰۱	۲۸۲/۳
S9		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۰	۱۰۱	۲۴۹/۱۶
S10		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۰	۹۱/۵	۱۹۹/۴۲
S11		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۱۲	۱۰۸/۱	۳۴۴/۹۵
S12		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۱۲	۱۰۸/۱	۳۷۱/۳
S13		۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۱۲	۹۱/۵	۲۹۴/۶۵
S14		مقاومت بتن	۱۵۰	۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۹۵/۹
S15	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۹۵/۹	۱۳۶/۳۵
S16	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۳/۳	۱۶۸/۵۷
S17	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۳/۳	۲۳۶/۰۷
S18	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۶/۷	۱۴۵/۵۵
S19	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۶/۷	۱۳۹/۴۱
S20	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۸/۹	۱۶۴/۴
S21	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۸/۹	۱۱۶/۲۳
S22	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۸/۹	۱۳۵/۶۸
S23	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۷۳/۵	۱۱۰/۴
S24	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۷۰/۴	۱۰۰/۳۴
S25	۱۵۰		۲۳۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۷۵/۴	۹۸/۴
S26	عرض بلوک	۷۵	۲۳۰	۱۵۰	۳۷/۵	۲۵	۱۱۰/۴	۷۱/۲۱
S27		۷۵	۲۳۰	۱۵۰	۳۷/۵	۲۵	۱۰۸/۱	۵۵/۷۴
S28		۷۵	۲۳۰	۱۵۰	۳۷/۵	۲۵	۹۱/۶	۹۱/۵
S29		۷۵	۲۳۰	۱۵۰	۳۷/۵	۲۵	۹۱/۶	۱۰۱/۳۴
S30		۲۳۰	۲۳۰	۱۵۰	۱۱۵	۲۵	۱۱۰/۴	۱۹۵/۱۱
S31		۲۳۰	۲۳۰	۱۵۰	۱۱۵	۲۵	۱۰۹/۶	۱۸۲/۰۷
S32		۲۳۰	۲۳۰	۱۵۰	۱۱۵	۲۵	۹۱/۶	۱۵۴/۸۷
S33		۲۳۰	۲۳۰	۱۵۰	۱۱۵	۲۵	۹۱/۶	۱۵۰/۴۸
S34	عمق بلوک	۱۵۰	۱۵۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۱۱/۳	۱۳۱/۴۵
S35		۱۵۰	۱۵۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۵/۵	۱۱۸/۲۹
S36		۱۵۰	۱۵۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۵/۵	۱۴۴/۹۳
S37		۱۵۰	۳۰۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۶/۷	۱۴۵/۴۴
S38		۱۵۰	۳۰۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۱/۶	۹۵/۵۶
S39		۱۵۰	۳۰۰	۱۵۰	۷۵	۲۵	۱۰۱/۶	۱۱۴/۷۲





ب



الف

شکل ۴: الف. شکست متقارن (در اکثر نمونه ها اتفاق افتاده است) ب. شکست نامتقارن

## ۵- روابط تجربی

برای مطالعه بهتر پارامترهای موثر و تعیین رابطه تجربی مناسب جهت پیش بینی سختی بستر، از رگرسیون استفاده شده است. در صورتی که پارامترهای عمق بلوک (d)، پوشش بتنی جانبی میلگرد (w)، قطر میلگرد ( $d_b$ ) و مقاومت بتن ( $f_c$ ) به عنوان متغیرهای مستقل و سختی بستر ( $K_f$ ) به عنوان متغیر وابسته در نظر گرفته شود، رابطه تجربی برای محاسبه سختی بستر به صورت زیر پیشنهاد می گردد:

$$K_f = 27 \frac{f_c^{0.5} W^{0.6} d^{-0.0003}}{d_b} \quad (1)$$

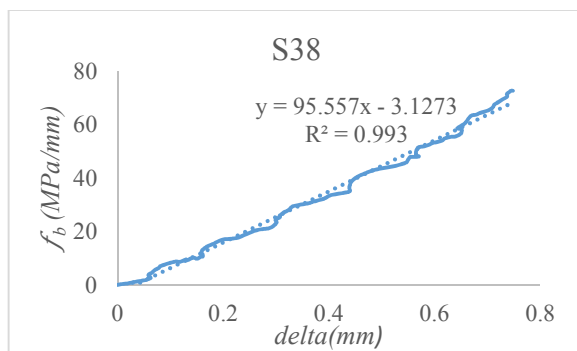
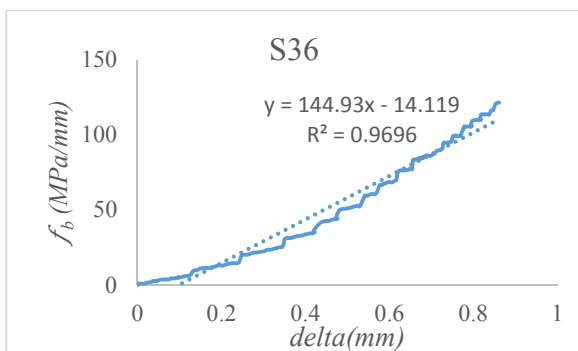
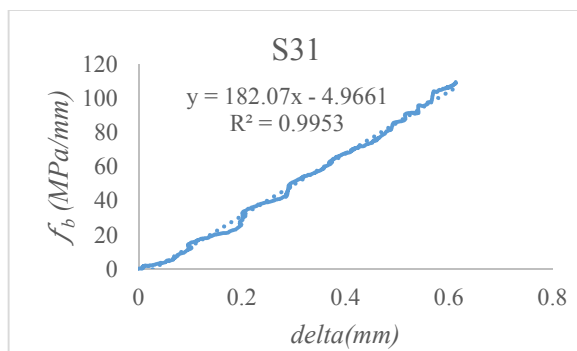
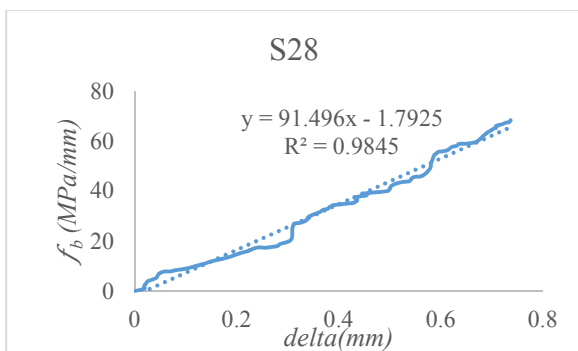
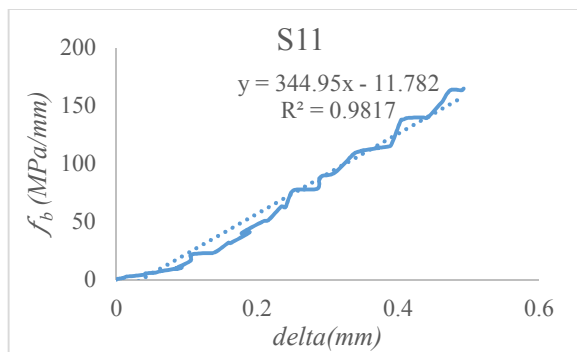
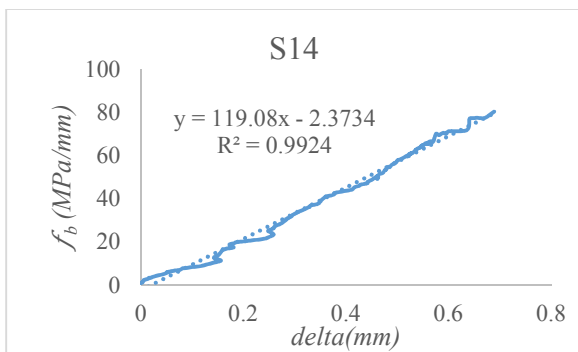
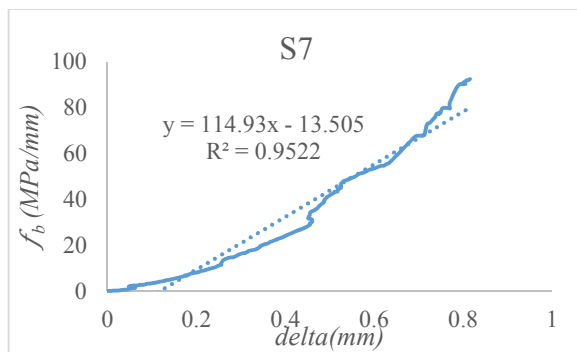
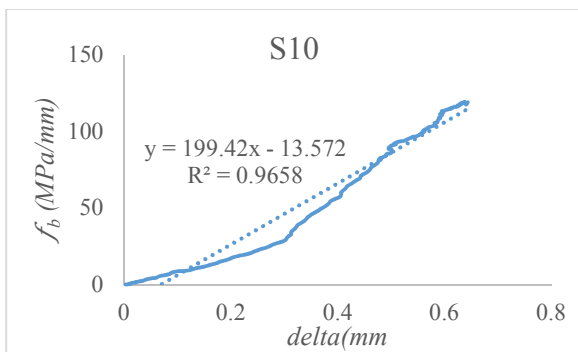
با توجه به رابطه ۱ ملاحظه می گردد که سختی بستر نسبت مستقیم با مقاومت بتن و عرض بلوک و نسبت معکوس با قطر میلگرد دارد. با توجه به اینکه توان پارامتر عمق، عددی بسیار کوچک می باشد، بنابراین می توان از این پارامتر در محاسبه  $K_f$  صرف نظر کرد. با در نظر گرفتن پارامترهای  $w$ ،  $d_b$  و  $f_c$  به عنوان متغیرهای مستقل رابطه ۲ به صورت زیر پیشنهاد می شود:

$$K_f = 33 \frac{f_c^{0.5} W^{0.57}}{d_b} \quad (2)$$

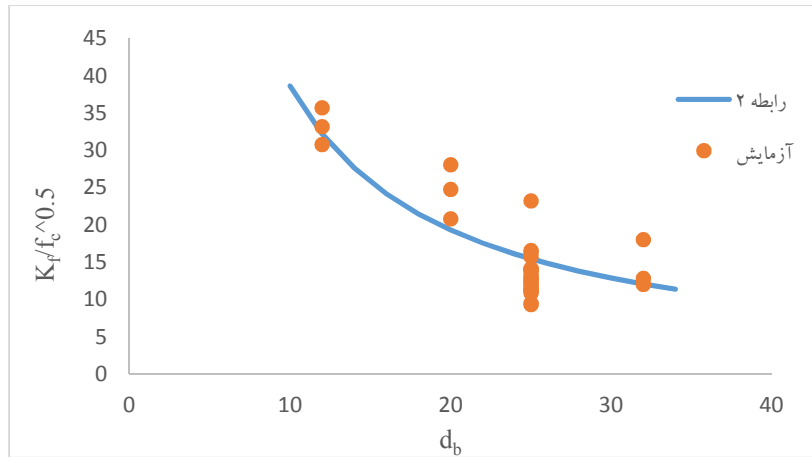
در شکل ۶، رابطه ۲ در مقابل قطر میلگرد به ازای  $W = 75$  mm رسم شده است. علاوه بر این مقادیر حاصل از آزمایش نیز برای نمونه ها رسم شده است. ملاحظه می گردد که تطابق خوبی بین رابطه ۲ و نتایج آزمایش وجود دارد. علاوه بر این، نمودار شکل ۶ به خوبی نشان می دهد که با افزایش قطر میلگرد، مقدار سختی بستر کاهش پیدا می کند.

روابطی که در گذشته به وسیله محققین برای محاسبه سختی اولیه بستر ارائه گردیده است (سروشیان، دی پولی، سلطانی) تنها شامل متغیرهای  $d_b$  و  $f_c$  می باشد. در صورتی که بخواهیم رابطه سختی بستر فقط با توجه به این دو متغیر ارائه گردد، در این صورت رابطه ۳ به صورت زیر پیشنهاد می شود:

$$K_f = 250 \frac{f_c^{0.6}}{d_b} \quad (3)$$



شکل ۵: نمودارهای تنش بستر در برابر جابجایی میلگرد (شیب نمودار معرف سختی بستر می باشد)



شکل ۶: مقایسه نتایج حاصل از رابطه ۲ به ازای  $W=75$  با نتایج آزمایش



شکل ۷: مقایسه سختی بستر پیش بینی شده از روابط مختلف با نتایج آزمایش

$$K_f = 127 \frac{f_c^{0.5}}{d_b^3} \quad \text{[۸] دی پولی}, \quad K_f = 600 \frac{f_c^{0.7}}{d_b} \quad \text{[۹] سلطانانی}$$

$$K_f = 150 \frac{f_c^{0.85}}{d_b} \quad \text{[۱۰] سروشیان}$$

است. علاوه بر روابط پیشنهادی در این مقاله؛ مقدار پارامتر  $R^2$  برای رابطه سروشیان نیز محاسبه گردیده است. با توجه به جدول ۴ ملاحظه می گردد که اگرچه رابطه سروشیان توانسته است تقریب خوبی از مقادیر سختی بستر ارائه دهد، اما نسبت به روابط ارائه شده در این مقاله، خطای بیشتری داشته است. این مساله می تواند به دلیل تفاوت مصالح به کار گرفته شده در ساخت بتن و تفاوت حداکثر اندازه سنگدانه ها باشد. رابطه سروشیان براساس آزمایش انجام شده بر روی بتن معمولی با حداکثر مقاومت ۴۶

به منظور بررسی توانایی روابط سایر محققین در پیش بینی مقدار سختی بستر بتنی زیر میلگرد، در بتن های فوق توانمند، نمودار شکل ۷ رسم گردیده است. در این نمودار محور افقی بیانگر مقادیر  $K_f$  به دست آمده در آزمایش کنونی و محور قائم مقادیر پیش بینی شده به وسیله روابط مختلف می باشد. ملاحظه می گردد که در بین روابط ارائه شده به وسیله محققین، رابطه سروشیان پاسخ های بهتری را پیش بینی کرده است. (هر چقدر نقاط نزدیکتر به خط  $y=x$  باشند، پیش بینی بهتری صورت گرفته است). دلیل این نزدیکی پاسخ، شباهت ابعادی و بارگذاری نمونه های استفاده شده در این آزمایش با نمونه های به کار گرفته شده به وسیله سروشیان می باشد.

به منظور بررسی میزان دقت روابط تجربی از پارامتر  $R^2$  استفاده می گردد.

$$R^2 = 1 - \left[ \frac{\sum_j (y_j - \bar{y}_j)^2}{\sum_j (\bar{y}_j)^2} \right] \quad (۴)$$

در این رابطه  $y_j$  مقدار سختی بستر از آزمایش و  $\bar{y}_j$  مقدار سختی بستر پیش بینی شده با استفاده از روابط تجربی می باشد. هر چقدر  $R^2$  به عدد یک نزدیکتر باشد، رابطه مورد نظر دارای دقت بیشتری می باشد. در جدول ۴ مقادیر  $R^2$  برای روابط پیشنهادی ارائه شده

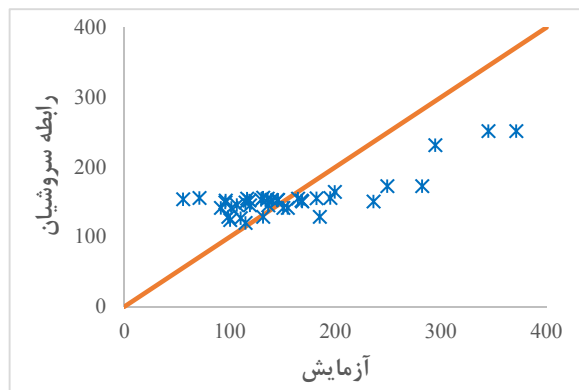
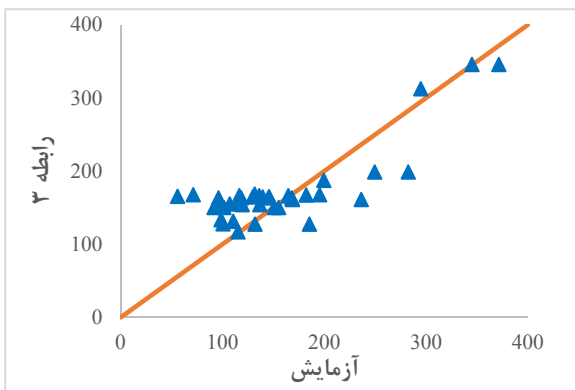
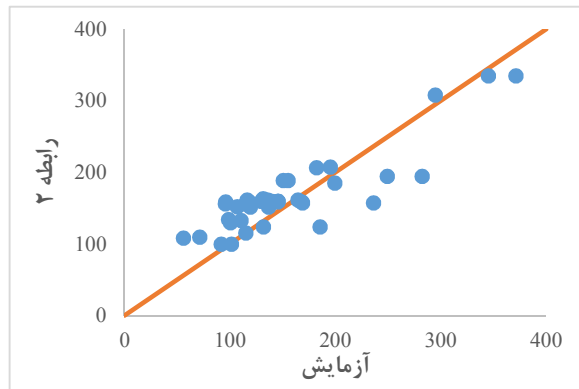
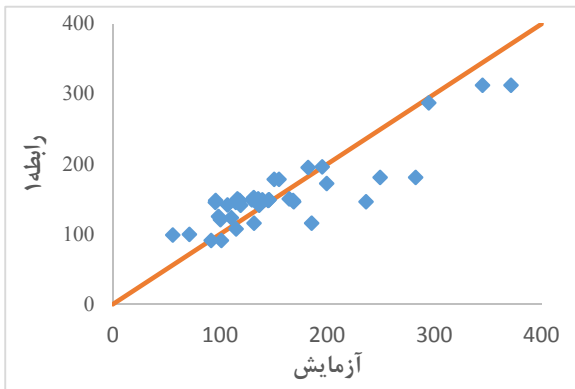
جدول ۴: مقدار  $R^2$  برای روابط مختلف

رابطه تجربی	$R^2$
$K_f = 127 \frac{f_c^{0.5}}{d_b^{\frac{2}{3}}}$ : سروشیان	۰/۹۰
$K_f = 27 \frac{f_c^{0.5} W^{0.6} d^{-0.0003}}{d_b}$ : رابطه ۱	۰/۹۶
$K_f = 33 \frac{f_c^{0.5} W^{0.57}}{d_b}$ : رابطه ۲	۰/۹۶
$K_f = 250 \frac{f_c^{0.6}}{d_b}$ : رابطه ۳	۰/۹۴

از پودر کوارتز، میکروسیلیس و نیز برای کاهش نسبت آب به سیمان از فوق روان کننده استفاده شده است.

اگرچه مقدار ضریب  $R^2$ ، پارامتر مناسبی برای تعیین میزان خطا می‌باشد، اما به تنهایی نمی‌تواند معیار کافی برای بررسی میزان دقت رابطه‌های ارائه شده باشد. از این رو نمودار آزمایش-پیش بینی برای روابط مختلف به طور جداگانه رسم گردیده است (شکل ۸). در این نمودارها، ملاحظه می‌شود که نمودار مربوط به روابط تجربی ۱ و ۲، با توجه به توزیع مناسب تر نقاط در راستای خط  $y=x$ ، نسبت به بقیه روابط بهتر توانسته‌اند به پیش بینی سختی بستر بتنی پردازند. پس از آن‌ها نمودار مربوط به رابطه ۳ و در انتها رابطه سروشیان، دارای دقت مناسبی می‌باشند.

MPa و حداکثر اندازه سنگدانه برابر با ۲۰ mm به دست آمده است، در حالی که آزمایش فعلی بر روی بتن فوق توانمند با حداکثر مقاومت ۱۱۱ Mpa و حداکثر اندازه سنگدانه ۰/۸ mm به دست آمده است. همچنین در طرح اختلاط بتن به کار گرفته شده در این آزمایش، به منظور کاهش تخلخل و افزایش مقاومت بتن



شکل ۸: نمودار مقدار سختی بستر براساس روابط تجربی در برابر نتایج حاصل از آزمایش

## نتیجه گیری:

نتایج ارائه شده در این مقاله با توجه به آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌های بتنی بدون میلگرد عرضی به دست آمده است. نمونه‌های آزمایش دارای ابعاد و مقاومت‌های مختلف (Mpa) ۷۰-۱۱۰ بوده و تحت اثر تنش ناشی از یک میلگرد طولی با ابعاد مختلف قرار گرفته‌اند.

نتایج آزمایش نشان می‌دهد که سختی بستر بتنی ( $K_f$ ) با کاهش قطر میلگرد طولی و افزایش مقاومت بتن، افزایش می‌یابد. علاوه بر این افزایش مقدار پوشش جانبی میلگرد طولی نیز باعث افزایش سختی بستر می‌گردد، در حالیکه افزایش عمق نمونه بتنی تاثیر چندانی در مقدار آن ندارد.

در این تحقیق با توجه به عوض شدن مصالح تشکیل دهنده بتن و حداکثر اندازه سنگدانه‌ها، روابط تجربی قبلی برای پیش بینی مقدار سختی بستر دقت مناسبی نداشته و روابط تجربی جدیدی با در نظر گرفتن پارامترهای مختلف در این مقاله ارائه گردیده است.

## مراجع

- [6]. Finney, E., *Structural design considerations for pavement joints*. Journal of the American Concrete Institute, **28**(1): p. 1-28. 1956.
- [7]. Soroushian, P., et al. *Analysis of dowel bars acting against concrete core*. in *Journal Proceedings*. 1986.
- [8]. Soroushian, P., K. Obaseki, and M.C. Rojas, *Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars*. ACI Materials Journal, **84**(3). 1987.
- [9]. Dei Poli, S., M. Di Prisco, and P. Gambarova, *Shear response, deformations, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete*. structural Journal, **89**(6): p. 665-675. 1992.
- [10]. Soltani, M. and K. Maekawa, *Path-dependent mechanical model for deformed reinforcing bars at RC interface under coupled cyclic shear and pullout tension*. Engineering Structures, **30**(4): p. 1079-1091. 2008.
- [11]. Dulacska, H. *Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete*. in *Journal Proceedings*. 1972.
- [12]. Moradi, A.R., M. Soltani, and A.A. Tasnimi, *A simplified constitutive model for dowel action across RC cracks*. Journal of Advanced Concrete Technology, **10**(8): p. 264-277. 2012.
- [13]. Moradi, A.R., M. Soltani, and A.A. Tasnimi, *Stress-Transfer Behavior of Reinforced Concrete Cracks and Interfaces*. ACI Structural Journal, **112**(1): p. 69. 2015.
- [14]. Maekawa, K. and J. Qureshi, *Embedded bar behavior in concrete under combined axial pullout and transverse displacement*. Doboku Gakkai Ronbunshu, **1996**(532): p. 183-195. 1996.
- [15]. Maekawa, K. and J. Qureshi, *Computational model for reinforcing bar embedded in concrete under combined axial pullout and transverse displacement*. Concrete Library of JSCE, **29**: p. 217-233. 1997.
- [16]. Rahdar, H. and M. Ghalehnavi, *Post-cracking behavior of UHPC on the concrete members reinforced by steel rebar*. Computers and Concrete, **18**(1): p. 139-154. 2016.
- [1]. béton, C.e.-i.d., *RC elements under cyclic loading: state of the art report*. Thomas Telford. Vol. 230. 1996
- [2]. Maitra, S.R., K. Reddy, and L. Ramachandra, *Load transfer characteristics of dowel bar system in jointed concrete pavement*. Journal of Transportation Engineering, **135**(11): p. 813-821. 2009
- [3]. Timoshenko, S. and J. Lessels, *Applied Elasticity*. Westinghouse Technology. Night School Press, East Pittsburgh, Pennsylvania. 1925
- [4]. moradi, A., *A Universal Constitutive Model for Simulate Stress Transfer across RC Cracks and Interfaces under Cyclic Multiaxial Deformations*. Tarbiat Modares University: Tehran. 2013
- [5]. Walraven, J. and H. Reinhardt, *Concrete mechanics. Part A: Theory and experiments*

[17] قلعه نوی، منصور و حسین علی رهدار، ۱۳۹۳، بررسی  
عوامل موثر بر دستیابی به بتن فوق توانمند، هشتمین  
کنگره ملی مهندسی عمران، بابل، دانشگاه صنعتی  
نوشیروانی

## **Experimental evaluation of bearing stiffness of concrete under longitudinal bar in ultra high performance concrete**

### **Abstract**

In the recent years, extensive experimental and analytical studies on the effect of longitudinal bars in shear transferring (dowel action) has done. Almost all the models presented the theory of Beam on Elastic Foundation (BEF) as the best way to simulate the behavior of dowel action. In this model, the subgrade stiffness of concrete is the most important parameter. This paper presents results of an experimental study on the bearing stiffness of concrete under dowel bars. The tests have been done on Ultra High Performance Concrete (UHPC) . The effect of concrete compressive strength, bar diameter and location of the bar on bearing stiffness of concrete by means of 39 samples were studied. According to the test results, three empirical equations by taking into account various parameters are proposed. Afterward, the ability of these equations as well as relations proposed by previous researchers to predict the amount of bearing stiffness of ultra high performance concrete is evaluated. The results show that the relationships proposed by previous researchers do not sufficient accuracy to calculate the bearing stiffness of UHPC. This can be due to differences in the UHPC ingredient and normal concrete ingredient.

**Keywords:** Bearing stiffness, Dowel bar, Dowel action, Ultra high performance concrete