مجله علمی- پژوهشی «عمـران مـــدرس» دوره سیزدهم، ویژهنامه، بهار ۱۳۹۲

شبیهسازی عددی و آزمایشگاهی ساز وکار شاخهای در سطوح ترکخورده بتن مسلح تحت بارگذاری چرخهای

علیرضا مرادی ، مسعود سلطانی محمدی **، عباسعلی تسنیمی * ۱- فارغالتحصیل دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس ۲- دانشیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس ۳- استاد سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

> msoltani@modares.ac.ir تاریخ دریافت: ۱۳۹۰/۱۹/۲۷ تاریخ پذیرش: ۱۳۹۰/۱۲/۲۰

چکیده- پیچیدگی سازوکار انتقال برش در سطوح ترکخورده، سبب می شود ارزیابی عملکرد سازه های بتن مسلح بدون استفاده از مدل های رفتاری مناسب، دقت قابل قبولی نداشته باشند. سطوح تماسی و ترکخورده به عنوان نقاط حساس و تأثیر گذار در رفتار کلی سازه های بتن مسلح شناخته شده است. پاسخ سازه، مودهای گسیختگی و حتی ظرفیت نهایی المان های بتن مسلح می تواند متأثر از سازوکار انتقال تنش در سطوح ترکخورده و تماسی باشد. از طرفی شناخت و بیان انواع سازوکار های انتقال تنش در تحلیل های بر پایهی روش های اجزاء محدود، بسیار مهم است. در این مقاله، سازوکار شاخهای به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی بررسی شده و برای شبیه سازی انتقال برش به وسیلهی آرماتور تحت شرایط مختلف بارگذاری از بسط تئوری تیر بر بستر ارتجاعی و ارائه رابطه غیر خطی برای فنرهای بستر استفاده شده است. برای کالیبره کردن و توسعه مدل، از نتایج آزمایش های انجام شده و همچنین سایر نتایج آزمایشگاهی موجود استفاده شده است.

واژگان کلیدی - عملکرد شاخهای، برش، بارگذاری چرخهای

۱ – مقدمه

وجود سطوح تماسی در بسیاری از اتصالات مانند تیر- ستون، ستون- پی و یا انواع اتصالات اعضای پیش ساخته، بر رفتار آنها و پاسخ کلی سازهها اثر دارد. به خاطر تغییرات ناگهانی در ابعاد و تنش های اعضای متصل و همچنین تمرکز خرابی ها، این نقاط به عنوان سطوحی تأثیرگذار در کارکرد کلی سازههای بتن مسلح در نظر گرفته می شوند. در سطوح تماسی و ترک خورده (مانند اتصال تیر- ستون)، نخست به خاطر بازشدن ناچیز ترک، بیشتر برش از راه قفل و بست بین

دانههای بتن و عمل شاخهای منتقل می شود. با توجه به ماهیت رفت و برگشتی و چرخهای نیروهای ناشی از تحریک زلزله، عرض ترکها با افزایش چرخههای بارگذاری به خاطر لغزش و بیرون کشیدگی آرماتورها از داخل بتن که ناشی از کاهش پیوستگی بین بتن و آرماتورهای طولی تیرها بوده است، افزایش می یابد که با افزایش بازشدگی و پهنای ترکها به خاطر بارهای چرخهای، میزان تنش انتقالی از طریق سازوکار قفل و بست بین دانههای بتن نیز کاهش می یابد؛ بنابراین در این حالت، عمل شاخهای، نقش مهمی در انتقال تنش برشی

خواهد داشت که به خاطر تغییرشکل های برشمی در سطوح تماسی است.

مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی گستردهای در زمینه نحوه انتقال برش از راه آرماتور (سازوکار شاخهای) در سالهای اخیر انجام شده است. تقریباً همهی مدلهای ارائهشده، تئوری تير بر بستر ارتجاعي (BEF) را به عنوان مناسبترين روش برای شبیهسازی رفتار آرماتورهای عبوری (شاخهای) معرفی کردند. اولین مـدل تحلیلی بـرای کـار شـاخهای بـهوسـیلهی *تیموشنکو و لسلز* (ارائه شد [۱]. این مدل بر پایهی مدل تیر بر بستر ارتجاعی پیشنهاد شد که در واقع آرماتور نقـش تیـر و بتن محصور کننده آن، نقش بستر ارتجاعی را دارد. در این مدل، بستر بتنی با استفاده از فنرهای ارتجاعی، شبیه سازی می شود. نتایج به دست آمـده از مطالعـه *تیموشـنکو و لسـلز* در تحليل عملكرد درزهاي انبساط و ساخت روسازي هاي بتن مسلح به کار رفت و از این راه، ظرفیت باربری و همچنین نحوه اندرکنش روسازی های مجاور با دقت مناسب تری شبیهسازی شد. *والراون و راینهاردت*^۲ نیز با استفاده از (BEF) و شبیهسازی بستر بتنی آرماتورهای عبوری، رفتار شاخهای را در تحلیل سطوح ترکخورده بتن مسلح در نظر گرفتند و تـأثیر آن را در میازن انتقال برش بررسی کردند. *سروشیان و* همكاران [۲] با استفاده از (BEF) رابطه بار- تغيير مكان شاخه-ای را با فرض همزمانی شکل گیری مفصل پلاستیک در آرماتور و حذف بستر بتنی ارائه دادنـد. ویتنزلیـو و تاسـیوس ً [۳] با برابرسازی رفتار آرماتور و بستر بتنبی همچون شمع و خاک محصورکننده، رابطه بار- تغییر مکان شاخهای را پیشنهاد دادند. در ایـن پـژوهش نیـز هـمزمـانی شـکلگیـری مفصـل یلاستیک و حذف بستر به گونهای همزمان در نظر گرفته شده است. دی یولی و همکاران[؟] [٤] نیز با توجه به آزمایش ها،

سختی فنرهای بستر هنگام بارگذاری، مهم ترین عامل در ظرفیت و نحوه باربری شاخهای است؛ پس تعیین نحوه تغییرات سختی فنرها، برخی مطالعات آزمایشگاهی را در پی داشته است [۳–۲]. *سروشیان و همکاران* [٥] با توجه به تحلیل آماری دادهای آزمایشگاهی، روابطی برای محاسبه سختی اولیه فنرهای بستر و تنش باربری بتن محصورکننده ارائه کردند. دی پولی و همکاران [٤] نیز به صورت آزمایشگاهی رابطهای تجربی برای نحوه تغییرات سختی فنرهای بستر پیشنهاد دادند.

همزمانی آثار لغزش و برش در ظرفیت شاخهای آرماتورهای عبوری بهصورت تحلیلی و آزمایشگاهی بهوسیلهی مانکاوا و قریشی[°] [۷-۹] بررسی شده است. در این مدل، آرماتور عبوری برخلاف بیشتر مدلهای ارائهشده، به عنوان عضوی سهبعدی در معادلات درنظر گرفته میشود که علاوه بر قابلیت انتقال برش، توانایی انتقال خمش و نیروی محوری (لغزش) را نیز دارد. سلطانی محمدی و مائکاوا [۱۰]، مدل مائکاوا و قریشی را برای بارگذاری چرخهای توسعه دادند. مدل ایشان مبتنی بر یک روش ریزمدل است که وابستگی پاسخ به سابقه و مسیر بارگذاری در گامهای مختلف بارگذاری را در نظر می گیرد.

مدلهای تحلیلی ارائهشده تنها محدود به روش ترک منفرد^۲ نبوده و حتی در تحلیل سازهها در چارچوب روش ترک پخشی^۷ نیز به کار گرفته شده و مشارکت شاخهای آرماتورهای عبوری را در نحوه انتقال تنش در سطوح ترکخورده مورد بررسی قراردادهاند. نتایج ارزیابیها نشان میدهد که در نظر گرفتن این سازوکار سبب بهبود دقت

4- Dei Poli et al.

اندرکنش بتن و آرماتور عبوری را در قالب رابطـه بـار– تغییـر مکان شاخهای، بیان کردند.

⁵⁻ Maekawa and Qureshi

⁶⁻Discrete crack

⁷⁻Smeared crack

¹⁻ Timoshenko and Lessels

²⁻ Walraven and Reinhardt

³⁻ Vintzeleou and Tassios

نتایج شده است [۱۱–۱۹].

در این پژوهش، رویکرد بالا دنبال شده و با توسعه مدل BEF به وضعیت تیر بر بستر غیرارتجاعی (BIF) با ارائه رابطه غیرخطی و غیرارتجاعی برای فنرهای بستر، رابطه بار- تغییر مکان شاخهای در هر گام و برای انـواع مسیرهای بارگذاری تعیین شده است. معادلسازی بسـتر بتنی با استفاده از فنرهای غیرارتجاعی، سبب کاهش شاخص های مورد نیاز برای کالیبراسیون شده و کاهش چشم گیر حجم محاسبات را در پی دارد. رابطه غیرارتجاعی فنرهای بستر بر پایه یمطالعات انجام شده به وسیله ی سلطانی محمدی و مائکاو / [۱۰] به دست آمده است؛ زیرا به اعتقاد مؤلفین، این مدل، یکی از جامع ترین مدلهای ارائه شده می باشد. همچنین برای شناخت بهتر رفتار چرخهای آرماتورها و تعیین شاخص های مربوط به مدل پیشنهادی، تعدادی نمونه بـتن مسلح تحـت بـرش خالص چرخهای و تکراری آزمایش شده است. به بیان دیگر، مدل پیشنهادی بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی بهدست آمده از یک سو و جمع آوری داده های آزمایشگاهی موجود از سوی دیگر، توسعه یافته است.

۲- مطالعه آزمایشگاهی

در این پژوهش برای شناسایی رفتار سطوح ترکخورده، تحت اثر برش و در قالب قسمتی از یک طرح جامع برای توسعه مدل رفتاری سطوح ترکخورده در اعضای بتن مسلح، یک برنامه آزمایشگاهی ترتیب داده شد.

برای ارزیابی سازوکار شاخهای از یک سو و گرفتن دادههای مناسب برای کالیبراسیون شاخصهای مورد نیاز از سوی دیگر، تعدادی آزمایش روی نمونههای تیریشکل انجام شده است. نمونهها در دو نوع بزرگ و کوچک به

ترتیب با ابعاد 200x250x و 200x200x میلیمتر ساخته شد. قطر آرماتور عبوری برای نمونههای بزرگتر، ۲۰ و برای نمونههای کوچکتر، ۱۲ و ۱۶ میلیمتر است. طول نمونهها به گونهای انتخاب شده که آرماتورهای عبوری از داخل هر کدام از بلوکها نلغزد؛ ولی برای جلوگیری از لغزش احتمالی آرماتورهای عبوری، هنگام بارگذاری، آرماتورهای عبوری در دو انتهای نمونه به کمک ورقهای فولادی به ضخامت ۱۰ میلیمتر مهار شده است (شکل ۱).

دوره سیزدهم، ویژهنامه/ بهار ۱۳۹۲



شکل (۱) شمای کلی نمونههای آزمایش شده همراه ابعاد و آرایش آرماتور الف– ابعاد و نحوه حذف مشارکت بتن در برش ب– مقطع عرضی و موقعیت آرماتور ج– نحوه حذف مشارکت بتن با استفاده از صفحات پلکسی

¹⁻Beam on inelastic foundation

برای حذف مشارکت بتن در برابر برش در مرکز نمونه، شکافی با پهنای ۵ میلیمتر بهوسیلهی صفحات پلکسی ایجاد شده است. صفحات پلکسی هنگام بتنریزی در مرکز نمونه قرار داده شده و بعد از بازکردن قالبها، از داخل نمونه بیرون کشیده می شوند. در جدول ۱، مشخصات نمونهها مانند مقاومت تسلیم فولاد، مقاومت فشاری و ابعاد، به همراه نام گذاری آنها مشخص شده است.

جدول (۱) مشخصات نمونههای آزمایش شده

ابعاد نمونهها (mm)	قطر آرماتور (mm)	درصد أرماتور (%)	مقاومت فشاری بتن(MPa)	تنش تسليم أرماتور (MPa)	بار گذاری
7. • x 7 0 • x 7 0 •	۲.	•/0•	۲۸	٤٥٥	چرخەاي
7. •x70•x70•	۲.	•/0•	72/7	٤٥٥	چرخەاي
7. • x 7 • • x 7 • •	١٤	• /٣٨	٤٣	٤٤٠	چرخەاي
7. • x 7 • • x 7 • •	١٦	•/0•	۳۹/۳	٤٤٠	تكراري
7. • x * • • x * • •	١٤	• /٣٨	٤٣	٤٤٠	تكراري

ho در این جدول، d_b قطر آرماتور بر حسب میلی متر، درصد آرماتور عبوری و f_y و f_c به ترتیب تنش تسلیم فولاد و مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال است. همهی آزمایشها در آزمایشگاه سازه دانشگاه تربیت مدرس انجام شده است. بارگذاری، استقرار نمونهها و اعمال شرایط مرزی داخل قابی مطابق شکل ۲ انجام شده است. بارگذاری به صورت کنترل تغییر مکان و به صورت اعمال برش خالص در مرکز نمونهها بصورت تکراری و چرخهای است. تکیهگاههای زیر نمونه و تیر انتقالی به گونهای مستقر میشود که در هر گام بارگذاری، برش تفاضلی خالص بین دو بلوک ایجاد شود. برای ثبت تغییر مکانهای ایجادشده از چهار جابه جایی سنج استفاده شده که در هر دو طرف نمونه و مماس بر محل شکاف برای هر بلوک در نظر گرفته شده است. مقدار تغییر مکان در هر گام بارگذاری، برابر با میانگین بهدستآمده از دو جابهجاییسنج مربوط به بلوکی که تحت بارگذاری قرار گرفته است، درنظر گرفته می شود.



شکل (۲) الف- شمایی کلی از نحو[،] استقرار نمونه، اعمال بارگذاری و ثبت نتایج ب- شکل اصلی قاب (آزمایشگاه سازه دانشگاه تربیت مدرس)

نتایج آزمایش های گفتهشده، در بندهای آتی برای توسعه و کالیبراسیون مدل پیشنهادی استفاده خواهد شد.

۳- سازوکار شاخهای ۳-۱- توسعه مدل برای بارگذاری یکنوا

با توجه به نتایج مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی، تئوری تیر بر بستر ارتجاعی (BEF) به عنوان مناسبترین روش برای شبیهسازی اندرکنش بتن و آرماتور عبوری در سطوح ترکخورده و همچنین انواع اتصالات پیشساخته و درزهای ناشی از ساخت، شناخته شده است.
$$\begin{split} A_{\lambda x} &= e^{-\lambda x} \big(\cos \lambda x + \sin \lambda x \big) \\ B_{\lambda x} &= e^{-\lambda x} . \sin \lambda x \\ C_{\lambda x} &= e^{-\lambda x} \big(\cos \lambda x - \sin \lambda x \big) \\ D_{\lambda x} &= e^{-\lambda x} . \cos \lambda x \end{split}$$
(0)

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{k_s}{4E_s \cdot I_b}} \tag{7}$$

ره، لنگر، $y(x), \theta(x), M(x), V(x)$ میزان برش، لنگر، دوران و تغییر مکان در طول تیر (با فرض رفتار خطی) است. k_s سختی فنرهای بستر و I_b, E_s نیز به ترتیب ممان اینرسی و مدول ارتجاعی آرماتور است. همانگونه که مشاهده می شود، مقدار برش در 0 = x، بیشینه نقدار خود را داشته و میزان لنگر نیز در این نقطه صفر است.

برش شاخهای برابر است با مقدار برش تیر در x = 0، پس با توجه به رابطه (۱) میتوان نوشت:

$$V_{d}(\delta) = \frac{k_{s} \delta}{2\lambda} \to V_{d}(\delta) \propto \left[k_{s}(\delta)\right]^{0.75}$$
(V)

رابطه بالا مقدار برش مقاوم آرماتور عبوری را در هر گام بارگذاری با توجه به مشخصات مصالح و بارگذاری (δ) تعیین می کند. به کارگیری این رابطه آسان است. این رابطه نشان می دهد که میزان برش شاخهای به طور مستقیم وابسته به میزان سختی فنرهای بستر (مشخصات ب...تن محصورکننده) است. در واقع با گسترش و به کارگیری رابطهای مناسب (سختی - تغییر مکان) برای فنرهای بستر، می توان از رابطه گفته شده برای هر نوع الگوی بارگذاری (یکنوا، چرخهای و تکراری) استفاده فنرهای بستر (۸) همان رابطهای است که والراون و راینهاردت [۸۸] در تحلیل انتقال برش در ترکهای بتن مسلح استفاده کردند. باتی و همکاران [۱۳] و سریونی و مسلح استفاده کردند. باتی و همکاران [۱۳] و سریونی و مسلح استفاده کردند. باتی و همکاران [۱۳] و سریونی و می مکاران [۱۲ و ۱۵] نیز از رابطه بالا برای تحلیل نیروی متناظر هر فنر با توجه به میزان تغییر مکان اعمالشده و با استفاده از سختی متناظر (k_s) تعیین می شود (شکل ۳). با معلوم بودن میزان سختی فنرهای بستر (k_s)، میتوان ظرفیت باربری آرماتورهای عبوری را به آسانی بهدست آورد. در واقع تنها شاخص تعیین کننده و تأثیرگذار، سختی فنرهای بستر است.



شکل (۳) مدلسازی کار شاخهای با مدل تیر بر بستر ارتجاعی الـف-تیر نیمهبینهایت بر بستر ارتجاعی ب- برابرسازی سازوکار شاخهای با مدل تیر بر بستر ارتجاعی

ه*تنی* [۱۷]، روابط زیر را برای بیان تفسیرات تغییـر مکـان، دوران، لنگر و برش در طول تیر (نیمه بینهایت) متکـی بـر بستر ارتجاعی ارائه داده است:

$$y(x) = \frac{2P\lambda}{k_s} D_{\lambda x} \tag{1}$$

$$\theta(x) = -\frac{2P\lambda^2}{k_s} A_{\lambda x} \tag{(Y)}$$

$$M(x) = -\frac{P}{\lambda} B_{\lambda x} \tag{(4)}$$

$$V(x) = -P.C_{\lambda x} \tag{(1)}$$

استفاده کردند؛ ولی ه*ی و کوان* [۱۱] با تغییراتی انـدک در این رابطه، آن را محدود به بیشینه مقاومت شـاخهای ارائهشده بهوسیلهی *دولاسکا* [۱۹] کردند.

در مراحل اولیه بارگذاری و در تغییر مکانهای اعمالشده کوچک، بستر بتنی در محدوده ارتجاعی قرار داشته و رابطه (۷) دقت مناسبی دارد. با افزایش بارگذاری، ترکها در بتن بستر شکل گرفته و بستر آرماتور بهطور تدریجی حذف میشود. حذف تدریجی بستر بتنی بیانگر تغییرات سختی فنرهای بستر این ناحیه است. بنابراین برای شبیه سازی رفتار کلی، لازم است اندرکنش بستر و آرماتور به گونه ای مناسب بیان شود. در واقع باید BEF به وضعیت تیر بر بستر غیرارتجاعی (BIF) گسترش یابد؛ در نتیجه لازم است که رابطه ای مناسب برای سختی فنرها با توجه به بارگذاری اعمال شده ارائه شود. ایـن امـر با گسترش و معرفی رابطه ای غیر خطی برای سختی فنرهای بستر ممکن خواهد شد.

در این پژوهش برای تعیین رفتار فنرها در بازه ی ارتجاعی و غیرارتجاعی و همچنین استخراج رابطهای مناسب برای سختی فنرهای بستر آرماتور (k_s)، مقدار برش بهدستآمده از رابطه (۷) با مدل ارائهشده بهوسیله ی*سلطانی محمدی و مائکاوا* [۱۰] برابر قرار داده می شود. مدل *سلطانی محمدی و مائکاوا و* همچنین مدل قریشی و مائکاوا [۷ و ۸]، مدلهایی است که رابطه بار- تغییر مکان شاخهای را با حل معادلات غیرخطی تعادل و سازگاری تغییر مکانها به صورت عددی در هر بهطور صریح رابطهای به فرم بسته برای تعیین رابطه بار- تغییر مکان (پوش منحنی بار- تغییر مکان) ارائه

بستر ارتجاعی شکلی مشخص و صریح دارند، لازم است برای معادلسازی (به منظور تعیین رابطه ای برای سختی بستر)، رابطه ای صریح و بسته در اختیار باشد. پس سعی شده تا شکلی صریح (بسته) ولی ساده برای مدل *سلطانی محمدی و مائکاوا* ارائه شود تا رابطه غیر خطی مورد نظر برای سختی بستر به دست آید.

مدل سلطانی محمدی و مانکاوا برای در نظر گرفتن وابستگی پاسخ به سابقه و مسیر بارگذاری در گامهای مختلف و لحاظ کردن همزمانی آثار بارگذاری در راستاهای گوناگون، دقت قابل قبولی در شبیه سازی رفتار واقعی انتقال تنش به وسیله ی آرماتور در سطوح ترک خورده و تماسی دارد. در این مدل، آرماتور عبوری، به صورت یک محیط سه بعدی درنظر گرفته شده که علاوه بر تحمل برش می تواند آثار همزمانی برش و کشش محوری را نیز شبیه سازی کند. فرضیات برش و کشش محوری را نیز شبیه سازی کند. فرضیات ارتجاعی است و بر پایه ی مطالعات آزمایشگاهی انجام شده به وسیله ی قریشی و مانکاوا بهبود یافته است.

مانند مدل مائکاوا و قریشی، از رابطه (۸) برای بیان تغییرات انحنا در آرماتور عبوری استفاده می شود (شکل ٤). از آنجا که برش ناشی از کار شاخهای در 0 = x (شکل ٤) محاسبه می شود، تابع ارائه شده برای انحنا تنها در بازه ی $\frac{L_c}{2} \ge x \ge 0$ درنظر گرفته می شود (شکل ٤).

$\phi(x) = \frac{-3\phi_{\text{max}}}{L_c^2} \left[3\left(\frac{L_c}{2} - x\right)^2 - L_c\left(\frac{3}{4}L_c - x\right) \right]$
$\phi(x) = \frac{3\phi_{\max} \cdot (L_c - x)^2}{L_c^2}$
آرماتور عبوری 64 <i>8 پ</i>
$\varphi_{\max} = \frac{1}{11L_c^2}$
شکل (٤) تابع ارائهشده برای تعیین شکل پروفیل انحنای آرماتور در
ناحيه تأثير انحنا

¹⁻ Closed form

$$\phi(x) = -\frac{3\phi_{max}}{L_c^2} \left[3\left(\frac{L_c}{2} - x\right)^2 - L_c\left(\frac{3}{4}L_c - x\right) \right], \text{ for } 0 \le x \le \frac{L_c}{2} \qquad (A)$$

$$\phi_{\max} = \frac{64}{11} \frac{\delta}{L_c^2} \tag{9}$$

 δ تغییر مکان برشی اعمال شده و L_c (مطابق مراجع ۷ و ۸) بیانگر طول ناحیه تأثیر انحنا است. این ناحیه بازه ای را تعیین میکند که در آن، آرماتور تحت تأثیر بارگذاری اعمال شده قرار میگیرد. L_c بر اساس پارامتر L_{c0} همچنین پارامتر دیگری به نام اندیس خرابی (DI) تعیین می شود. در واقع نخست طول ناحیه تأثیر انحنا همان L_{c0} است که با افزایش بارگذاری، مقدار آن به L_c افزایش می یابد.

$$L_{c0} = \frac{3\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4E_s I_b}{k_{fc}.d_b}}$$
(1.)

$$k_{fc} = \frac{150f_c^{.0.85}}{d_b} \tag{11}$$

$$DI = \frac{\delta}{d_b} \tag{11}$$

$$L_{c} = L_{c0} \quad for \ DI \le 0.02$$

$$L_{c} = L_{c0} \Big[1 + 3(DI - 0.02)^{0.8} \Big] \quad for \ DI > 0.02$$
(17)

d_b و f_c به ترتیب قطر آرماتور و مقاومت فشاری بـتن است. با معلوم بودن تغییرات انحنا در طـول آرماتور و در هنگام بارگذاری می توان تغییرات کرنش در مقطع آرماتور را نیز بهدست آورد. میزان کرنش آرماتور بر اساس تئـوری

خمش تیرها و با توجه به میزان انحنای آرماتور در هر نقطه
از طول آن (
$$\frac{L_c}{2} \! \geq \! x \! \geq \! 0$$
) به صورت زیر خواهد شد:

$$\varepsilon(x) = \phi(x).y = \frac{192}{11}.\frac{\delta .x.(2L_c - 3x)y}{L_c^4}$$
 (15)

۷ فاصله هر جزء سطح مقطع آرماتور از تار خنثی است. با فرض رفتار خطی آرماتور و بارگذاری برشی می توان تغییرات تنش آرماتور را تعیین کرد.

$$\sigma(x) = \varepsilon(x) \cdot E_s = \frac{192}{11} \cdot \frac{\delta \cdot x \cdot (2L_c - 3x)y}{L_c^4} \cdot E_s$$
 (10)

با معلوم بودن تنش آرماتور، تغییرات لنگر و برش آرمـاتور با انتگرالگیری روی سطح مقطع بهدست میآید:

$$M(x) = 2 \int_{0}^{\frac{d_{b}}{2}} \left(\sigma(x) \cdot y \cdot \sqrt{d_{b}^{2} - 4y^{2}} \right) dy =$$

$$= \frac{3\pi}{11} \frac{d_{b}^{4} \cdot E_{s} \cdot \delta \cdot x(2L_{c} - 3x)}{L_{c}^{4}}$$
(17)

$$V(x) = \frac{d}{dx} (M(x)) = \frac{6\pi}{11} \cdot \frac{d_b^{4} \cdot E_s \cdot \delta \cdot (L_c - 3x)}{L_c^{4}}$$
(1V)

$$V_{d} = V(x = 0) = \frac{6\pi}{11} \cdot \frac{d_{b}^{4} \cdot E_{s} \cdot \delta}{L_{c}^{3}} = \frac{384}{11} \cdot \frac{E_{s} \cdot I_{b} \cdot \delta}{L_{c}^{3}}$$
(1A)

رابطه (۱۸) مقاومت شاخهای را با فرض رفتار خطی آرماتور تحت برش خالص بیان میکند. در این رابطه، برش شاخهای، V_d، با ممان اینرسی و مدول الاستیسیته نسبت مستقیم و با مکعب طول ناحیه انحناء رابطه عکس دارد.

می توان با برابرسازی رابطه برش در تئوری تیر بر بستر ارتجاعی (رابطه ۷) با رابطه متناظر بـهدسـتآمـده از مـدل گفتهشده (رابطه ۱۸) نحوه تغییرات سـختی بسـتر (k_s) را رفتار غیرخطی می شود؛ همچنین تغییر راستا و تعداد چرخههای بارگذاری نیز موجب کاهش و زوال ⁽ سختی و مقاومت شاخهای می شود. این کاهش در منحنی های باربرداری^۲ و بارگذاری مجدد^۳ به خاطر شکل گیری ترک ها در بستر بتنی است که به گونهای مستقیم سبب تغییر و کاهش سختی فنرهای بستر می شود (شکل ٥). پس با گسترش رابطه غیرخطی ($\delta - s$) فنرهای بستر (رابطه ۲۳) برای بارگذاری چرخهای و با توجه به رابطه (۷)، می توان پاسخ را برای بارگذاری چرخهای نیز به خوبی شبیه سازی کرد.

مدلهای ارائه شده در این زمینه بیشتر در قالب نمودار برش – تغییر مکان شاخهای ارائه شده است [*سروشیان و* همکاران، وینتزلیو و تاسیوس، پروژسرس³] (شکل ۷). در برخی از این مدلها، سختی منحنیهای باربرداری و بارگذاری مجدد نسبت به میزان تغییر مکان باربرداری و یا تعداد چرخههای (سیکل) بارگذاری، ثابت است [۱۲ و ۲۱ و ۱۲] سروشیان و همکاران [۲2] میزان سختی منحنی های

باربرداری ($\delta_p \geq \delta \geq \delta_{\max}$) را بدون توجه به میزان تغییر مکان اعمال شده، یکسان فرض کردهاند (شکل ۷– الف). پروژسرس نیز منحنی باربرداری و بارگذاری مجدد را با یک سری خط با سختی های مشخص و ثابت تقریب زده که با اعمال چرخه های بارگذاری، بدون تغییر است (شکل ۲–ج).

سلطانی محمدی و مائکاو [۱۰] و همچنین وینتزلیو و تاسیوس [۳] با فرض ثابت بودن نسبت بیشینه تغییر مکان اعمال شده به تغییر مکان پسماند پلاستیک در هر چرخه، منحنی های باربرداری و بارگذاری مجدد را تعیین کردهاند (شکل ۲ ب و د). تعيين كرد:

$$V\Big|_{BEF} = V_d\Big|_{Sol \tan i \& Maekawa} \tag{19}$$

$$x = 0 \to D_{\lambda x} = C_{\lambda x} = 1, P = \frac{\delta k_s}{2\lambda}$$
 (7.)

$$\frac{384}{11} \cdot \frac{E_s \cdot I_b \cdot \delta}{L_c^3} = \frac{\delta \cdot k_s}{2\lambda} \tag{(11)}$$

پس از سادهسازی خواهیم داشت:

$$k_s(\delta) = 181 \frac{E_s I_b}{L_c^4} \tag{(YY)}$$

با جای گذاری رابطه (۱۳) در (۲۲) شکل نهایی مدل غیرخطی سختی بستر با توجه به بارگذاری تعیین می شود:

$$k_s(\delta) = \frac{220f_c^{0.85}}{\left[1 + 3(DI - 0.02)^{0.8}\right]^4}$$
(YY)

سختی فنرها در هر گام بارگذاری بر اساس رابطه (۲۳) بهدست میآید. رابطه بالا نشان میدهد که سختی بستر با مقاومت فشاری بستر بتنی رابطه مستقیم دارد. حد ارتجاعی با توجه به شاخص اندیس خرابی (DI) تعیین میشود. در مراحل اولیه بارگذاری (0.02 ≥ DI)، مخرج رابطه گفته شده برابر با واحد خواهد بود. با افزایش بارگذاری (DI > 0.02)، سختی به گونه ای تدریجی با توجه به میزان تغییر مکان اعمال شده کاهش می یابد.

۲-۲- توسعه مدل برای بارگذاری چرخهای

پاسخ سازوکار شاخهای تحت بارگذاری چرخهای ماهیتی غیرخطی دارد که ناشی از رفتار غیرخطی فنرهای بستر هنگام بارگذاری است (شکل ٥). افزون بر میزان بارگذاری اعمال شده، راستای بارگذاری نیز سبب ایجاد

¹⁻Degradation

²⁻ Unloading

³⁻ Reloading

⁴⁻ Pruijssers



شکل (٥) منحنی شماتیک برش – تغییر مکان شاخهای تحت بارگذاری چرخهای

تغییرات تدریجی در سختی منحنی های باربرداری و بارگذاری مجدد منحنی برش - تغییر مکان شاخهای ($\delta - V_d$)، به خاطر رفتار غیرخطی فنرهای بستر و حذف بستر بتنی و یا تماس دوبارهی بستر و آرماتورهای عبوری است (شکل ۷ – الف)؛ اما همان گونه که اشاره شد (مطابق رابطه ۷)، با به کارگیری رابطهای مناسب برای تغییرات سختی فنرهای بستر، می توان سختی منحنی های باربرداری و بارگذاری مجدد کلی ($\delta - V_d$) را به خوبی شبیه سازی کرد.

با استفاده از فرضیات پیشین، مقدار برش در هر گام از مسیر باربرداری (برای نمونه δ<δ≥δ) مطابق رابطـه (۲٤) و شکل ۷– ب محاسبه میشود.

 δ_{p} با معلوم بودن تغییرات سختی در هـر گـام، $k_{s}(\delta)$ و و میزان برش به راحتی محاسبه خواهد شد. برای گسترش روابط و فرضیات بالا برای باربرداری و بارگذاری دوباره، میزان تغییر مکان اعمال شده در هر گام (8) بـ دو مؤلفـ ه ارتجاعی (δ_e) و پلاستیک (δ_p) تقسیم میشود؛ پس تكميل روابط در ايـن حالـت مسـتلزم تعيـين ميـزان تغييـر مکان پلاستیک است. در بیشتر مدلهای ارائه شده، میزان تغيير مكان پلاستيك (پسماند)، تنها نسبتي ثابت از بيشينه تغيير مكان اعمال شده (δ_{\max}) فرض مى شود (شكل ۷). نتايج مطالعات أزمايشگاهي انجامشده بـهوسـيلهي مـؤلفين این مقاله و سایر محققین نشان میدهـد کـه میـزان تغییـر مکان پلاستیک در هر گام بارگذاری به مقدار تغییرمکان در لحظه باربرداری (δ_{\max}) مرتبط است و با افزایش بارگذاری، مقدار آن نیز بهطور غیرخطی افزایش یافته و رابطهای خطی و مستقیم با بیشینه تغییر مکان اعمال شده ندارد. نتایج بارگذاری چرخهای و تکراری نشان میدهد

$$V_d(\delta) = \frac{V_{d\max} \cdot (\delta - \delta_p)^2}{(\delta_{\max} - \delta_p)^2}$$
(Yo)

 δ_{\max} و δ_{\max} به ترتیب برش و تغییر مکان شاخهای متناظر آن، قبل از اعمال باربرداری است. شکل (۹-ب) متناظر آن، قبل از اعمال باربرداری است. شکل (۹-ب) آزمایشگاهی برای بازهی ($\delta_p < \delta > \delta_p$) نشان میدهد. کارایی و دقت رابطه بالا را با توجه به دادههای میدهد. برای بررسی دقت رابطه (۲۰) با نتایج متناظر آزمایشگاهی، اطلاعات گردآوری شده و رابطه گفته شده نرمال شده است. محور افقی شکل (۹-ب) معرف تغییر مکان ارتجاعی محور افقی شکل (۹-ب) معرف تغییر مکان ارتجاعی (سیکل) و محور قائم نیز با توجه به بیشینه برش هر رابطه (۲۰) به یشینه برش هر نرمال شده است. محور افقی شکل (۹-ب) معرف تغییر مکان ارتجاعی محور افقی شکل (۹-ب) معرف تغییر مکان ارتجاعی رابطلاعات گردآوری شده و رابطه گفته شده نرمال شده است. محور افقی شکل (۹-ب) معرف تغییر مکان ارتجاعی را نرمال شده به بیشینه برش هر نرمال شده به بیشینه تغییر مکان اعمال شده در می چرخه می محود از برش می وده می تواند نمودار برش – تغییر مکان شاخهای را به گونهای مطلوب شبیه سازی کند. سایر بازه ها را نیز، ما توجه به عورن را نیز، محاسبه کرد: می تواند نمودان یک منحنی درجه دوم تقریب زد. اما با توجه به به است کرد. می تواند ای با توجه به کرد ای می تواند نمودان با استفاده از یک منحنی درجه دوم تقریب زد. اما با توجه به به به بیز با توجه به بازه می توان با استفاده از یک منحنی درجه دوم تقریب زد. اما با توجه به به علود، می توان با استفاده از یک منحنی درجه دوم توریب زد. اما

$$V_{d\max} = \alpha . \delta_{\max} . k_{s\max}^{3/4}$$
 (17)

 $k_{s\max}$ سختی فنر بستر قبل از باربرداری است که بر پایهی رابطه (۲۳) تعیین میشود. پس شکل نهایی رابطه (۲۵) بهصورت زیر است:

$$V_{d}(\delta) = \frac{\alpha . \delta_{\max} . k_{s \max}^{3/4} . (\delta - \delta_{p})^{2}}{(\delta_{\max} - \delta_{p})^{2}} = \frac{\alpha . k_{s \max}^{3/4} . (\delta - \delta_{p})^{2}}{\delta_{\max} . (1 - \beta)^{2}}$$
(YV)

در رابطه (۲۷)،
$$\frac{\delta_p}{\delta_{max}} = eta$$
 فرض شده است. با برابر قـرار
دادن (۲۷) و (۲٤) می توان نوشت:

$$\mathbf{k}_{s}(\delta) = \mathbf{k}_{smax} \cdot \left[\frac{\delta - \delta_{p}}{\delta_{max} (l - \beta)^{2}} \right]^{\frac{4}{3}} = \mathbf{k}_{smax} \cdot \mathbf{N}(\delta)$$
(YA)

که تدقیق مقدار تغییر مکان پلاستیک در هر گام بارگذاری، به طور مستقیم سبب بهبود سختی منحنی های باربرداری نیز می شود؛ پس برای استخراج رابطهای مناسب برای تغییر مکان پلاستیک، نتایج مطالعات آزمایشگاهی موجود و انجام شده در این پژوهش برای بارگذاری تکراری و چرخهای به طور جداگانه دسته بندی شده است. با تحلیل آماری و برازش (رگرسیون) مقادیر مرتبط و متناظر آزمایشگاهی و با توجه به بیشینه تغییر مکان اعمال شده در هر چرخه (سیکل) بارگذاری، مقدار تغییر مکان پسماند پلاستیک مطابق شکل ۸ پیشنهاد می شود؛ همچنین در این شکل، مقدار ضریب همبستگی نشان از دقت مناسب روابط پیشنهادی دارد.

تقريب منحنى هاى باربردارى ($\delta_p \leq \delta < \delta_{\max}$) و بارگذاری مجدد ($\delta_{\min} \leq \delta < \delta_p$) با استفادہ از یک سری خط با سختی و شیب ثابت، سبب افزایش حجم محاسبات میشود زیرا لازم است این بازه، خود به نواحی کوچکتری تقسیم شده و با توجه به تاریخچه بارگذاری و سایر شرایط، مقدار سختی متناظر، محاسبه شود؛ اما دادههای آزمایشگاهی [۲۶و ۲۵] نشان میدهند که منحنی های باربرداری و بارگذاری مجدد، شکلی منحنی و هموار دارند و با توجه به تاریخچه بارگذاری (بیشینه تغییر مکان اعمالشده و بیشینه برش شاخهای) و تغییر مکان پلاستیک، می توان کل این محدودہ (برای نمونے $\delta_p \leq \delta < \delta_{\max}$) را به وسیله یک تابع چندجملهای تقریب زد. به نظر میرسـد مي توان با استفاده از يک منحني درجـه دوم (سـهمي)، هـر محدوده را به گونهای مناسب تقریب زد (شکل ۹ الـف). در واقع تنها با در داشتن دو نقطه مرزى در هر ناحيه و $\left(\delta_{p}, 0 \right)$ و $\left(\delta_{p}, 0 \right)$ استخراج رابطه برش – تغییر مکان $\left(\delta_{max}, V_{max} \right)$ به راحتی ممکن است (رابطه ۲۵). با توجه به شکل (۷ ب) در این محدوده می توان نوشت:



شکل ۷- تغییرات سختی فنرهای بستر به خاطر بارگذاری الف-حذف بستر بتنی آرماتور ب- تغییرات سختی منحنیهای باربرداری و بارگذاری مجدد به خاطر تغییرات سختی فنرهای بستر تحت بارگذاری چرخهای ج- تغییرات (N(δ) در مسیر A-C د- تغییرات (N(δ) در مسیر E-E

رابطه (۲۸) تغییرات سختی فنرهای بستر در هر گام از مسیر باربرداری را به گونهای مستقیم با سختی متناظر با لحظه باربرداری k_{smax} مرتبط میکند. پارامتر (N(δ)، نحوه و شکل تغییرات تدریجی سختی فنرهای بستر را از لحظه



شکل (۲) منحنی های باربرداری و بارگذاری مجدد برخی مدل های مرتبط همراه تغییر مکان پلاستیک، تحت بارگذاری چرخهای الف-سرو*شیان و همکاران* [۲۵] ب- وینتزلیو و تاسیوس [۲۵] ج-پروژسرس [۲۱] د- سلطانی محمدی و مانکاوا

علیرضا مرادی و همکاران



باربرداری شبیهسازی میکند. براساس رابطه بالا، میـزان سختی بستر هنگام بارگذاری تنها بر اساس اطلاعات نقطـه A در شکل ۵ تعیین میشود.



شکل (۸) تعیین تغییر مکانهای پلاستیک با استفاده از برازش (رگرسیون) دادههای آزمایشگاهی الف- بارگذاری چرخهای ب-بارگذاری تکراری (مطالعه آزمایشگاهی در این پژوهش

برای بازہی
$$\delta < \delta_p$$
 نیز میتوان از فرضیات بالا برای تعیین نحوہ تغییرات سختی بستر استفادہ کرد:

$$k_{s}(\delta) = k_{s\min} \left[\frac{\delta - \delta_{p}}{\delta_{\min}(1 + \beta)^{2}} \right]^{\frac{4}{3}} =$$
(Y9)

$$k_{s\min}\left[\frac{\delta-\delta_p}{\delta_{\min}(1-\beta')^2}\right]^{\frac{1}{3}} = k_{s\min}.N'(\delta)$$

شکل کلی رابطه (۲۸) و (۲۹) شبیه است و تفاوت اندکی با هم دارند. نحوه تغییرات (N(δ) را می توان در شکل ۷- ج و د مشاهده کرد.



شکل (۹) شبیهسازی منحنی باربرداری برش– تغییر مکان شاخهای کلی با استفاده از یک منحنی درجه دوم الف– نحوه اسـتخراج رابطـه ب– مقایسه دقت رابطه پیشنهادشده با نتایج متناظر آزمایشگاهی در بـازهی $\delta_p \leq \delta < \delta_{max}$

۴- اعتبارسنجي

در این قسمت، نتایج مدل پیشنهادی با دادههای آزمایشگاهی در قالب نمودارهای بار – تغییر مکان شاخهای مقایسه شده و دقت مدل ارائهشده در بر آورد سختی و مقاومت، تحت بارگذاریهای یکنوا، چرخهای و تکراری، نشان داده شده است.

در شکل ۱۰- الف و ب، نتایج مدل با داده های بهدست آمده از مطالعه آزمایشگاهی دی پولی و همکاران برای سه قطر مختلف آرماتور و مقاومت های فشاری مختلف رسم شده است. در شکل ۱۰- ج نیز نتایج مطالعه آزمایشگاهی پائولی و همکاران [۲۰] نشان داده شده است.

دی پولی و همکاران برای بیان رابطه نیرو – تغییر مکان شاخهای، تعدادی آزمایش روی نمونههای بلوکی شکل انجام دادند. بارگذاری بهصورت یکنوا و مماس بر صفحه سطح تماسی، اعمال شده است.

پائولی و همکاران، مطالعه آزمایشگاهی خود را با توجه به بررسی و ارزیابی سازوکار شاخهای در اتصالات ساخت^۱ تنظیم کردند. در این آزمایش، نمونهها از دو قسمت تشکیل شده که بهصورت قائم روی هم قرار دارند. عامل اصطکاک و تماسی بین این دو سطح حذف شده است. شش آرماتور از سطح تماسی در نمونهها عبور کرده که عامل انتقال برش میباشند (شکل ۱۰). لازم بهذکر است که نمودارهای ثبت شده در آزمایش پائولی و همکاران براساس مشارکت تنها یک آرماتور در برش میباشد.

نتایج سنجش درستی تحت بارگذاری چرخهای در شکل ۱۱ و ۱۲ نمایش داده شده است. وینتزلیو و تاسیوس [۲۵] سازوکار شاخهای را تحت بارگذاری چرخهای بررسی و آزمایش کردند. ابعاد و هندسه نمونه، آرایش آرماتورگذاری و مقایسه نتایج در شکل ۱۱ آمده است. در شکل ۱۲ نیز نتایج برش- تغییر مکان شاخهای بهدستآمده از مدل و مطالعه آزمایشگاهی انجام شده در این پژوهش، نمایش داده شده است. نتایج ارائه شده در شکل های ۱۱ و ارماتور تحت بارگذاری چرخهای دارد.

در گام اول بارگ ذاری در شکل ۱۲-ج، اخ تلاف چشمگیری بین منحنی آزمایشگاهی و تحلیلی دیده می شود؛ اما با ادامه بارگذاری، هر دو منحنی تط بق مناسبی دارند. پس از انجام آزمایش با برش مقطع و بررسی سطح ترک، تجمعی از سنگدانه ها زیر آرماتور عبوری مشاهده شد که می تواند دلیل اصلی افزایش سختی و مقاومت اولیه در

نمودار شکل ۱۲-ج باشد.

همچنین سختی اولیه نیز به گونهای مناسب برآورد شده است.

۵- نتیجه گیری

سازوکار شاخهای، یکی از عوامل انتقال تنش از سطوح تماسی و ترکخورده و تنها عامل انتقال نیرو در انواع اتصالهای پیشساخته است و نقش مهمی در پایداری و حفظ سازههای بتن مسلح دارد.

نتايج مطالعه أزمايشگاهی انجامشده نيز برای سنجش

درستی، با مدل ارائهشده تحت بارگذاری تکراری، در شکل ۱۳، مقایسه شده است. سختی منحنی های باربرداری و بارگذاری

مجدد و نیز مقدار تغییر مکان پلاستیک در هـر چرخـه از

بارگذاری، به طور مناسبی شبیهسازی شده است. مقاومت و

در نظر گرفتن مشارکت آرماتور در مدل،های تحلیلی علاوه بر بالا بردن دقت محاسبات مي تواند زمينهساز ارائه طرحی مناسب باشد. در این پژوهش، مدلسازی سازوکار شاخهای به کمک تئوری تیر بر بستر ارتجاعی انجام شد و با ارائه و توسعه رابطه غیرخطی برای سختی فنرهای بستر، رفتار کلی سازوکار شاخهای برای انواع بارگذاری (یکنوا، چرخهای و تکراری) گسترش یافت. شبیهسازی بستر بتنی به کمک فنرهای غیرخطی و ارائه حلی بسته برای کار شاخهای سبب کاهش حجم محاسبات و افزایش مقیاس مدلسازی شد. به کارگیری تئوری BEF نشان داد که کالیبراسیون و استخراج شاخصهای مورد نظر به راحتی امکانپذیر است. افزون بر آن، فرم صريح روابط موجب ميشود كه استخراج پروفیلها و نحوه تغییرات تغییر مکان، لنگر خمشی، دوران و برش در هر مرحله از بارگذاری در طول آرماتور به راحتی بهدست آید؛ همچنین برای تعیین میزان برش شاخهای نیازی به الگوریتمهای مبتنی بر تکرار ٔ نیست.

²⁻ Iterative-based algorithms

¹⁻ Construction joints



شکل (۱۰) اعتبارسنجی مدل ارائهشده برای سازوکار شاخهای با نتایج متناظر آزمایشگاهی تحت بارگذاری یکنوا الف– مقایسه با مطالعه آزمایشگاهی د*ی پولی و همکاران ب*– دادههای آزمایشگاهی *دی پولی و همکاران ج– پائولی و* هم*کاران ا*۲۶]



شکل (۱۱) اعتبارسنجی مدل با مطالعه آزمایشگاهی *وینتزلیو و تاسیوس* الف- نمودار برش- تغییر مکان شاخهای ب- هندسه نمونه و نحوه اعمال بارگذاری



شکل (۱۲) اعتبارسنجی مدل با نتایج بهدستآمده از مطالعه آزمایشگاهی انجامشده در این پژوهش، تحت بارگذاری چرخهای الف– نمونه شماره ۱ ب– نمونه شماره ۲ ج– نمونه شماره ۳



شکل (۱۳) اعتبارسنجی مدل با نتایج بهدستآمده از مطالعه آزمایشگاهی انجامشده در این پژوهش تحت بارگذاری تکراری الف- نمونه شماره ٤ ب-نمونه شماره ٥

- [2] Soroushian, P., Obaseki, K., Rojas, M. C., Sim, J., "Analysis of dowel bars acting against concrete core", ACI Journal Proceedings. Vol. 83, No. 4, 1986, pp. 642-649.
- [3] Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P., "Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions", Magazine of Concrete Research, vol. 38, No. 134, 1986, pp. 13-22.
- [4] Dei Poli, S., Di Prisco, M., Gambarova, P. G., "Shear response, deformation, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete", ACI Structural Journal, vol. 89, No. 6, 1992, pp. 665-675.

سختی منحنـیهای باربرداری و بارگـذاری مجـدد در بارگذاری چرخهای و تکراری به گونهای مناسب شبیهسازی شده که نشان از دقت فرضیات پیشنهادشده دارد.

8- مراجع

 El-Ariss, B., "Behavior of beams with dowel action", Engineering Structures, vol. 29, No. 6, 2007, pp. 899-903.

علیرضا مرادی و همکاران

Mechanics, vol. 78, No. 8, 2011, pp. 1784-1793.

- [16] Soltani, M., An, X., Maekawa, K., "Computational model for post cracking analysis of RC membrane elements based on local stress-strain characteristics", Engineering Structures, vol. 25, No. 8, 2003, pp. 993-1007.
- [17] Hetenyi, M. I., "Beams on Elastic Foundation: Theory with applications in the fields of Civil and Mechanical Engineering", Ann Arbor, The University of Michigan Press, 1958.
- [18] Walraven, J. C, Reinhardt, H. W., "Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading", HERON, vol. 26, No. 1A, 1981, pp. 1-68.
- [19] Dulacska, H., "Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete", ACI Journal Proceedings, vol. 69, No. 12, 1972, pp. 754-757.
- [20] Paualy, T., Park, R., Philips, M. H., "Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced", ACI Special Publication, vol. 42, 1974, pp. 599-616.
- [21] Pruijssers, A. F., "Aggregate interlock and dowel action under monotonic and cyclic loading", PhD. dissertation, Delft University of Technology, 1988.
- [22] Jimmenez, R., White, R. N., Gergely, P., "Bond and dowel capacities of reinforced concrete", ACI Journal Proceedings, vol. 76, No. 1, 1979, pp. 73-92.
- [23] Houde, J., Mirza M. S., "A finite element analysis of shear strength of reinforced concrete beams", ACI Special Publication, vol. 42, 1974, pp. 103-128.
- [24] Soroushian, P., Obaseki, K., Baiyasi, M. I., El-Sweidan, B., Choi, K., "Inelastic cyclic behavior of dowel bars", ACI Structural Journal, vol. 85, No. 1, 1988, pp. 23-29.
- [25] Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P., "Behavior of dowels under cyclic deformations", ACI Structural Journal, vol. 84, No. 1, 1987, pp.18-30.

- [5] Soroushian, P., Obaseki, K., Rojas, M. C., "Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars", ACI Materials Journal, vol. 84, No. 3, 1987, pp. 179-184.
- [6] ASCE Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. State-of-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete. New York, ASCE, 1982.
- [7] Maekawa, K., Qureshi, J., "Embedded bar behavior in concrete under combined axial pullout and transverse displacement", Proceeding of JSCE., Vol. 30, No. 532, 1996, pp.183-195.
- [8] Maekawa, K., Qureshi, J., "Computational Model for Reinforcing Bar Embedded in Concrete under Combined Axial Pullout and Transverse Displacement", Proceeding of JSCE., Vol. 31, No. 538, 1996, pp. 227-239.
- [9] Maekawa, K., Qureshi, J., "Stress transfer across interface in reinforced concrete due to aggregate interlock and dowel action", Proceeding of JSCE., Vol. 34, No. 557, 1997, pp.159-177.
- [10] Soltani, M., Maekawa, K., "Path-dependent mechanical model for deformed reinforcing bars at RC interface under coupled cyclic shear and pullout tension", Engineering Structures, Vol. 30, No. 4, 2008, pp. 1079-1091.
- [11] He, X. G., Kwan, A. K. H., "Modeling dowel action of reinforcement bars for finite element analysis of concrete structures", Computers and Structures, vol. 79, No. 6, 2001, pp. 595-604.
- [12] Martin-Perez, B., Pantazopoulou, S. J., "Effect of bond, aggregate interlock and dowel action on the shear strength degradation of reinforced concrete", Engineering Structures, vol. 23, No. 3, 2001, pp. 214-227.
- [13] Belleti, B., Cerioni, R., Iori, I., "Physical approach for reinforced-concrete (PARC) membrane elements", Journal of Structural Engineering, vol. 127, No. 12, 2001, pp. 1412-1426.
- [14] Cerioni, R., Iori, I., Michelini, E., Bernardi P., "Multi-directional modeling of crack pattern in 2D R/C members", Engineering Fracture Mechanics, vol. 75, No. 3-4, 2008, pp. 615-628.
- [15] Cerioni, R., Bernardi, E. Michelini, E., Mordini, A., "A general 3D approach for the analysis of multi-axial fracture behavior of reinforced concrete elements", Engineering Fracture

Numerical and Experimental Simulation of Dowel Action across RC Cracks under Cyclic Loading

A.R. Moradi¹, M. Soltani Mohammadi^{2*}, A. A. Tasnimi³

1-PhD. Candidate of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

2- Associate Professor of Earthquake Engineering, Faculty of Civil and Environmental

Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

3- Professor of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

msoltani@modares.ac.ir

Abstract:

Evaluation and analysis of RC structures performance without using proper constitutive models doesn't have acceptable accuracy due to the complicated nature of shear transfer mechanism across cracks. Cracks and interfaces have been recognized as important planes in global behavior of RC structures. In fact, response of structures, failure modes and even the capacity of RC elements can be affected by stress transfer mechanism across cracks. On the other hand, understanding and expressing the different kinds of stress transfer mechanisms in finite element-based analyses is important. Aggregate interlock and dowel action are the two main shear transfer mechanisms across RC cracks and stress-induced interfaces. Cyclic nature of earthquake excitation increases cracks opening and causes major reduction in the contribution of aggregate interlock mechanism. This makes dowel action as the main mechanism resisting against applied deformation hence it is important to assess the behavior of crossing bars under cyclic loading.

During the past years, extensive experimental and analytical investigations have been carried out. Many researchers have predicted the load-carrying capacity of a dowel within a limit-analysis method considering the simultaneous formation of plastic hinge in the embedded bar and a localized crushed zone in subgrade concrete. Some results showed that a localized plastic hinge is just a rough approximation. Therefore, beam on elastic foundation analogy (BEF) has been known as the most common approach to simulate dowel action mechanism. In spite of its shortcomings, the BEF analogy has been recognized as a suitable approach to simulate concrete and reinforcement interaction across cracks and different types of connections in RC structures.

In this paper, dowel action mechanism has been examined analytically and experimentally and in order to simulate the shear transfer by dowel bar under different loading conditions, the beam on elastic foundation analogy has been generalized by proposing the elasto-plastic relation for foundation springs. The subgrade stiffness is the most relevant parameter to capture the global behavior of embedded dowel bars hence by adopting the proper formulation, the final loading stage as well as the initial stage can be described. Local crushing and high inelasticity of surrounding concrete near the interface is simulated by gradual changes in the spring stiffness due to increasing bar shear displacements. On the other hand, the BEF is developed to beam on inelastic foundation (BIF) by proposing an appropriate relation for spring stiffness. The suggested equation can specify the stiffness changes in consistent and simple manner during loading path.

In order to have a better insight into cyclic response of crossing bars and to determine the relative parameters, some beam-type specimens under pure cyclic and repeating shear loading have been tested.

Dowel action mechanism has a considerable nonlinear response under reversed cyclic loading path. The source of nonlinearity should be sought in the plasticity of dowel bars and fracturing of the surrounding concrete. The amount of applied shear displacements as well as the direction of loading and also the number of loading cycles can lead to nonlinear response. To extend the formula to unloading and reloading cases, spring deformation is divided into two components, the elastic and the residual plastic deformations. Some efforts have been devoted to assume direct proportionality between the maximum and the plastic deformation and kept constant regardless of loading history. Experimental results show thatthe maximum deformation changes due to increasing deformation of bar and cannot be assumed a constant value for it. It seems that determining the plastic bar displacement can improve the stiffness of unloading and reloading diagrams. So, the results of the experimental program and the available experimental results has been categorized for cyclic and repeating loading in order to obtain a reasonable relation between the maximum and the plastic deformation. The plastic displacement of dowel bar in each loading step is suggested by statistical analysis of collected experimental data.

The effect of cyclic loading is thought to be a degradation of surrounding concrete represented by inelastic springs. Therefore, improving the spring stiffness-deformation relation can capture the global behavior properly. Stiffness-deformation relation for cyclic loading has been suggested based on the available experimental results.

A systematic experimental verification has been carried out to examine the reliability of the proposed model. The closed form equations lead to the considerable reduction in computational efforts. The results confirmed the accuracy of the new approach.

Keywords: Dowel action, Shear, Cyclic loading