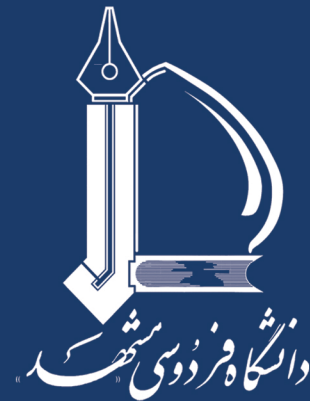




نشریه مهندسی عمران فردوسی (نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۲۷

سال ۳۲، شماره ۳
پاییز، ۱۳۹۸

- ۱ ارزیابی حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی اصلاح‌شده با
پودر کربنات کلسیم کریستال
غلامحسین حامدی - محسن سهرابی
- ۱۷ بررسی اثرات صفحه مثلثی بر توزیع غلظت آلاینده و الگوی جریان
در کانال‌های مستقیم
الهام پیاره پور - محمود شفاعی بجستان - سید محمود کاشفی‌پور
- ۳۳ مدل‌سازی مبتنی بر تجزیه و تحلیل ستون‌های دایره‌ای فولادی
پرسیده با بتن تحت فشار محوری توسط شبکه عصبی مصنوعی
محمدحسین یعقوبی - بهروز کشته‌گر - حسینعلی رهدار
- ۴۹ بررسی خصوصیات مکانیکی و ضربه‌ای بتن‌های کامپوزیتی توانمند خودتراکم
امیرحسین صحرایی مقدم - فریدون امیدنسب - احمد دالوند
- ۶۷ بهبود خواص مکانیکی و سازه‌ای بتن‌ها با جایگزینی بتری‌های
پت بازیافتی به عنوان ریزدانه
محمدکاظم شربتدار - محمد نوریاران
- ۸۳ شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی
با به کارگیری صفحات مستغرق
مهلا تجری - امیر احمد دهقانی - مهدی مفتاح‌هلقی
- ۹۹ مدلی برای تخمین مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای بتن مسلح با
میلگردهای وصله‌دار خورده شده با در نظر گرفتن c/db
یاسر مودی - محمدرضا سهرابی - سید روح‌الله موسوی
- ۱۱۱ بهینه‌سازی شبکه توزیع آب با الگوریتم ژنتیک موجود در مدل
Water Gems (مطالعه موردی: شهر رویدر استان هرمزگان) (یادداشت پژوهشی)
سعید خلیفه - غلامعباس بارانی - وحید خلیفه - محمد ذونعمت کرمانی



نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون ایرانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر کاظم بدو	استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر احمد پویا	استاد، Ecole des Ponts Paris tech
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر ناصر حافظی مقدس	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر شهناز دانش	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران
دکتر غلامرضا رخشنده رو	استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان
دکتر محمدحسین سبط	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر امیر کاووسی	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر حسین گنجی دوست	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون مقدس نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

ویراستار ادبی : دکتر یوسف بینا

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : سیده عاطفه نوعی باغبان-تکتّم هوشمند

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود. <http://www.srlst.com>

نشانی: مشهد- دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی: ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

تلفا کس: ۰۵۱-۳۸۸۰۶۰۲۴ پست الکترونیکی: ejour@um.ac.ir وب سایت: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	غلامحسین حامدی - محسن سهرابی	ارزیابی حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی اصلاح‌شده با پودر کربنات کلسیم کریستال
۱۷	الهام بیاره پور - محمود شفاعی بجستان سید محمود کاشفی‌پور	بررسی اثرات صفحه مثلثی بر توزیع غلظت آلاینده و الگوی جریان در کانال‌های مستقیم
۳۳	محمدحسین یعقوبی - بهروز کشته‌گر حسینعلی رهدار	مدل‌سازی مبتنی بر تجزیه و تحلیل ستون‌های دایره‌ای فولادی پر شده با بتن تحت فشار محوری توسط شبکه عصبی مصنوعی
۴۹	امیرحسین صحرایی مقدم - فریدون امید‌نسب احمد دالوند	بررسی خصوصیات مکانیکی و ضربه‌ای بتن‌های کامپوزیتی توانمند خودتراکم
۶۷	محمدکاظم شربندار - محمد نورباران	بهبود خواص مکانیکی و سازه‌ای بتن‌ها با جایگزینی بطری‌های پت بازیافتی به عنوان ریزدانه
۸۳	مهلا تجری - امیر احمد دهقانی مهدی مفتاح‌هلقی	شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی با به کارگیری صفحات مستغرق
۹۹	یاسر مودی - محمدرضا سهرابی سید روح‌الله موسوی	مدلی برای تخمین مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای بتن مسلح با میلگردهای وصله‌دار خورده شده با در نظر گرفتن c/d_b
۱۱۱	سعید خلیفه - غلامعباس بارانی - وحید خلیفه محمد ذونعمت کرمانی	بهینه‌سازی شبکه توزیع آب با الگوریتم ژنتیک موجود در مدل Water Gems (مطالعه موردی: شهر رویدر استان هرمزگان) (یادداشت پژوهشی)

ارزیابی حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی اصلاح‌شده با پودر کربنات کلسیم کریستال *

غلامحسین حامدی^(۱)محسن سهرابی^(۲)

چکیده در این پژوهش تأثیر پوشش سطح سنگ‌دانه‌ها با پودر کربنات کلسیم کریستال بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از روش‌های مکانیکی و ترمودینامیکی مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج روش انرژی آزاد سطحی نشان می‌دهد که اصلاح سطح سنگ‌دانه‌ها به ترتیب موجب کاهش و افزایش مؤلفه‌های اسیدی و بازی آن‌ها شده است. این تغییرات موجب افزایش چسبندگی سنگ‌دانه با قیر که یک ماده اسیدی است، می‌شود. علاوه بر این، مقدار انرژی آزاد شده در حضور رطوبت برای نمونه‌های اصلاح‌شده کاهش یافته است که بیانگر کاهش تمایل مخلوط به عریان‌شدگی است.

واژه‌های کلیدی خرابی رطوبتی، اصلاح سنگ‌دانه، کربنات کلسیم کریستال، لاتمن اصلاح‌شده، انرژی آزاد سطحی.

Evaluation of Moisture Sensitivity of Modified Asphalt Mixtures with Crystal Calcium Carbonate Powder

Gholam Hossein Hamed

Mohsen Sohrabi

Abstract In this research, by using mechanical and thermodynamic methods, the effect of surface coatings of aggregates with crystal calcium carbonate powder on the moisture sensitivity of asphalt mixtures has been evaluated. The results show that the indirect tensile strength of the modified specimens has been increased. Also, the result of SFE method indicates that, with aggregate surface modification, their acidic and basic components respectively have been reduced and increased. Due to these changes, the adhesion between aggregates and bitumen (which is an acidic substance) increase. In addition, the amount of released energy in the presence of moisture has been reduced for modified specimens, which indicates a reduction in the tendency of the mixture for stripping.

Key Words Moisture damage, Aggregate treatment, Crystal calcium carbonate, Modified Lottman test, Surface free energy.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۹/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۲/۱۸ می‌باشد.

Email: hamed@guilan.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت.

(۲) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد عمران، راه و ترابری، دانشگاه ارومیه.

مقدمه

بسیاری از مقاطع راه‌ها بدون تعمیر و نگهداری اساسی هرگز طول عمری موردنظر را نخواهد داشت زیرا روسازی‌ها در طول دوره طرحشان تحت اثر شرایط پیش‌بینی‌نشده محیطی نظیر رطوبت قرار می‌گیرند [1].

یکی از عوامل اصلی ترمیم پیش از موعد روسازی‌های آسفالتی اثرات سوء رطوبت در مخلوط‌های آسفالتی است که معمولاً به نام خرابی رطوبتی شناخته می‌شود [2] یکی از این روش‌های پیشگیرانه استفاده از افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی در زمان طرح اختلاط است که با اصلاح خواص مصالح می‌تواند موجب ایجاد عملکرد بهتر برای روسازی و در نتیجه کاهش هزینه‌های تعمیر و نگهداری حتی با در نظر گرفتن هزینه افزودنی‌ها- شود [1]. هدف اصلی استفاده از مواد ضد عریان‌شدگی در مخلوط‌ها، بهبود پیوندهای چسبندگی بین قیر و سنگ‌دانه است [3]، چراکه وجود ضعف در این پیوندها به عنوان یکی از عوامل اصلی بروز خرابی‌های رطوبتی شناخته می‌شود.

به‌طور کلی دو رویکرد جامع برای استفاده از مواد ضد عریان‌شدگی جهت بهبود چسبندگی و کاهش حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی وجود دارد: رویکرد نخست پوشش سطح سنگ‌دانه‌ها با یک ماده ضد عریان‌شدگی مناسب معمولاً جامد مانند آهک هیدراته، سیمان پرتلند، پلیمرها و... است. رویکرد دیگر تقویت خواص چسبندگی و پیوستگی قیر با استفاده از افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی مایع است. [4,5]. استفاده از این افزودنی‌ها در کنار مزیت‌هایی که دارند دارای معایبی نظیر افزایش حساسیت نسبت به سایر خرابی‌ها مانند شیار شدگی هست [6]. در نتیجه استفاده از یک افزودنی مناسب که دارای حداقل مشکلات اجرایی و فنی باشد، امری ضروری تلقی می‌شود. لذا در این پژوهش از یک ماده ضد عریان‌شدگی با خصوصیات بازی قوی و قیمت مناسب برای اصلاح سطح سنگ‌دانه‌ها به جهت افزایش چسبندگی بین قیر و سنگ‌دانه استفاده شده است

و میزان تأثیر آن در شرایط خشک و مرطوب با روش‌های مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته است.

در طی سالیان آزمایش‌های بسیاری جهت ارزیابی تأثیر افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی بر روی حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی توسعه داده شده است. روش‌های مرسوم برای ارزیابی حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی بر اساس آزمایش‌های مکانیکی است که بر روی مصالح متراکم (Compacted) و غیر متراکم (loose) انجام می‌شود. در این آزمایش‌ها نظیر آزمایش لاتمن اصلاح‌شده مقاومت مخلوط‌ها به‌طور کلی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و خصوصیات مصالح و نقش آن‌ها در حساسیت رطوبتی به‌طور مستقل اندازه‌گیری نمی‌شود. به عبارتی، اگرچه این روش‌ها حساسیت رطوبتی مخلوط‌ها را از نظر خواص مکانیکی ارزیابی می‌کنند، اما نمی‌تواند خصوصیات فیزیکی و شیمیایی مرتبط با مکانیسم‌های چسبندگی و جداشدگی را بیان کنند. به‌طوری‌که در این روش، تنها از یک نسبت مکانیکی (مدول یا مقاومت کششی) هنگامی که مخلوط تحت شرایط قرار گرفته و نگرفته است، جهت اندازه‌گیری حساسیت رطوبتی آن استفاده می‌شود [7]. در نتیجه برای اینکه بتوان مصالحی با مقاومت بالا در مقابل حساسیت رطوبتی برای مخلوط‌های آسفالتی انتخاب کرد، ضروری است خصوصیات آن‌ها به‌درستی شناخته شود تا بتوان خرابی‌های رطوبتی را پیش‌بینی نمود و با تغییر خصوصیات منفی مصالح، حساسیت آن‌ها را در برابر رطوبت کاهش داد؛ بنابراین نیاز به یک روش ساده و قابل تکرار که توانایی ارزیابی چندمنظوره عملکرد روسازی آسفالتی در حضور رطوبت را داشته باشد احساس می‌شود [8].

پژوهش‌های پیشین

از گذشته تاکنون مطالعات بسیاری در زمینه ارزیابی حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی صورت گرفته است. از این میان تعدادی از آن‌ها به بررسی و معتبرسازی

روش‌های نوین در تعیین حساسیت رطوبتی مخلوط‌ها پرداخته‌اند، مانند مطالعاتی که الفینگستون [10] و بی‌هاسین [7] در سال‌های ۱۹۷۷ و ۲۰۰۶ به‌عنوان رساله دکتری خود انجام داده‌اند. الفینگستون در پژوهش خود به بررسی تأثیر مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه و قیر بر روی پیوستگی و چسبندگی مخلوط آسفالتی پرداخت و نشان داد که استفاده از روش‌های ترمودینامیک می‌توان برای تعیین حساسیت رطوبتی به کار رود. بی‌هاسین نیز در پژوهش خود به توسعه روش‌ها و جزئیات اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیر و سنگ‌دانه پرداخت و نشان داد که روش صفحه ویلهلمی و دستگاه جذب همگانی را می‌توان با دقت مناسب برای تعیین مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیر و سنگ‌دانه استفاده نمود.

علاوه بر چنین پژوهش‌هایی تحقیقاتی مبنی بر استفاده از افزودنی‌ها و ارزیابی تأثیر آن‌ها با استفاده از روش‌های مکانیکی و ترمودینامیکی انجام شده‌اند. عربانی و حامدی [11] در پژوهشی به نقش پوشش پلیمری سطح سنگ‌دانه‌ها در کاهش خرابی رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از روش انرژی آزاد سطحی و مدول دینامیکی پرداختند. در مطالعه‌ای که توسط مقدس‌نژاد و همکاران [12] انجام شد، تأثیر استفاده از ماده آهک هیدراته بر خرابی رطوبتی، با استفاده از روش انرژی آزاد سطحی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل نشان داد که استفاده از این ماده موجب کاهش مؤلفه‌های اسیدی و افزایش مؤلفه‌های بازی سنگ‌دانه‌های مورد استفاده می‌شوند. همچنین، نتایج نشان داد با استفاده از این ماده انرژی سطحی کل سنگ‌دانه‌ها کاهش می‌یابد. میرحسینی و همکاران [13] از روش انرژی آزاد سطحی به‌منظور ارزیابی امکان استفاده از خاکستر هسته خرما به‌عنوان اصلاح‌کننده قیر برای افزایش مقاومت در برابر خرابی رطوبتی استفاده کردند. بررسی‌ها نشان داد که نتایج هر دو روش باهم سازگاری دارند و بیانگر این است که استفاده از خاکستر هسته خرما، پتانسیل خرابی رطوبتی را

در مخلوط‌های آسفالتی کاهش می‌دهند. قابچی و همکاران [14] در مطالعه‌ای تأثیر نوع قیر (PG 64-22) و (PG 76-28)، اضافه کردن افزودنی‌های بازیافتی (RAP)، مقدار آن‌ها و نوع سنگ‌دانه‌ها -سنگ‌آهک، ریولیت، ماسه‌سنگ، گرانیت، شن و بازال- را بر حساسیت رطوبتی مخلوط آسفالتی با استفاده از تئوری انرژی آزاد سطحی مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند که پتانسیل خرابی رطوبتی برای هردو قیر مورد استفاده و انواع سنگ‌دانه‌های فوق با افزایش درصد RAP کاهش می‌یابد. اخیراً استفاده از نانو ذرات در اصلاح سطح سنگ‌دانه‌ها برای کاهش حساسیت خرابی‌های رطوبتی مورد توجه قرار گرفته است. در این راستا حامدی و مقدس‌نژاد [15]، سطح سنگ‌دانه‌های آهکی و گرانیتی را با استفاده از نانو اکسید روی و نانو کربنات کلسیم اصلاح کردند. نتایج حاصل نشان داد که نسبت مقاومت کششی نمونه‌های اصلاح‌شده در مقایسه با نمونه‌های کنترل افزایش یافت. همچنین نتایج آزمایش‌های انرژی آزاد سطحی نشان داد که استفاده از این مواد باعث کاهش در تفاوت بین انرژی آزاد سطحی مصالح در حالت مرطوب و خشک می‌شود که این امر موجب کاهش عریان‌شدگی خواهد شد. در مطالعه‌ای، خدایی و همکاران [16] به بررسی تأثیر ماده ضد عریان‌شدگی زایکوسیل بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی پرداختند. این ماده سطح سیلانول سنگ‌دانه‌های اسیدی را به سطح سیلوکسان تبدیل کرده و باعث کاهش حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی تحت بارگذاری سیکلی مورد استفاده در این پژوهش شده است. در پژوهشی حامدی [17] از نانو ذرات به‌عنوان افزودنی برای اصلاح سطح سنگ‌دانه‌ها استفاده کرد. نتایج حاصل از بررسی‌های او نشان می‌دهد که نسبت مقاومت کششی نمونه‌های اصلاح‌شده در حالت خشک و مرطوب بیشتر از نمونه‌های کنترل هستند که نشان‌دهنده افزایش مقاومت این نمونه‌ها است. همچنین نتایج حاصل از روش‌های ترمودینامیکی نشان‌دهنده این بود که اصلاح سطح

سنگ‌دانه‌ها با استفاده از نانو ذرات موجب کاهش قدر مطلق انرژی جداشدگی و در نتیجه عریان‌شدگی می‌شوند.

اهداف پژوهش

محققان اخیراً از رویکردهای جدید، نظیر استفاده از مفاهیم انرژی آزاد سطحی (انرژی‌های چسبندگی و پیوستگی) که بر کاستی‌های آزمایش‌های مرسوم غلبه دارد، استفاده می‌کنند [9]. با استفاده از این روش‌ها می‌توان مکانیسم خرابی‌های رطوبتی و تأثیر عوامل مختلف نظیر ویژگی‌های قیر و سنگ‌دانه و افزودنی‌ها را بر خرابی رطوبتی شناسایی کرد. در نتیجه از این طریق می‌توان احتمال وقوع این خرابی‌ها را پیش‌بینی نمود و راه‌حل‌های مناسبی را جهت کاهش خرابی رطوبتی در زمان طرح اختلاط ارائه داد؛ بنابراین عمده‌ترین اهداف پژوهش حاضر را می‌توان به صورت زیر دسته‌بندی کرد:

۱. اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی نمونه‌های پایه و اصلاح‌شده با پودر کربنات کلسیم؛
۲. شناسایی تأثیر اصلاح سنگ‌دانه‌ها در افزایش انرژی چسبندگی و کاهش انرژی جداشدگی؛
۳. بررسی تأثیر اصلاح سطح سنگ‌دانه‌ها بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از روش‌های مکانیکی.

mJ/m انرژی آزاد سطحی

از نظر مولکولی انرژی آزاد سطحی را می‌توان به صورت انرژی اضافی در سطح مواد در مقایسه با انرژی موجود در حجم آن‌ها تعریف کرد [18]. این انرژی اضافی در سطح برابر با انرژی آزاد گیبس (ΔG) که یک کمیت ترمودینامیکی مهم در کمی کردن پیوند چسبندگی است، می‌باشد [19].

از نظر ترمودینامیکی انرژی آزاد سطحی یک جسم، مقدار کار یا انرژی موردنیاز برای ایجاد یک سطح واحد جدید به سطح همان ماده در شرایط خلأ است. کار چسبندگی (W_a) اصطلاح متداولی است که معمولاً در

ادبیات مربوط به تئوری چسبندگی ترمودینامیکی از آن استفاده می‌شود. کار چسبندگی عبارت است از مقدار کار موردنیاز برای جدا کردن دو ماده متصل به هم (قیر و سنگ‌دانه) از یکدیگر [20]. انرژی آزاد گیبس و کار چسبندگی از نظر اندازه با هم برابر است و رابطه زیر بین آن‌ها برقرار است:

$$W^a = -\Delta G^a \quad (1)$$

در میان تئوری‌های ارائه شده برای محاسبه انرژی آزاد سطحی مواد، بهترین تئوری شناخته شده تئوری ون اوس-چادهوری-گود (VOCG) است [21]. این تئوری بیان می‌کند که انرژی آزاد هر ماده‌ای به سه مؤلفه تقسیم می‌شود:

۱. مؤلفه غیر قطبی که به آن مؤلفه لیفشیتز و ندروالز یا مؤلفه پراکنده نیز گفته می‌شود؛
۲. مؤلفه اسیدی لوئیس؛
۳. مؤلفه بازی لوئیس.

بر طبق این تئوری، انرژی آزاد سطحی کل همه مواد با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Gamma^{\text{total}} = \Gamma^{\text{lw}} + \Gamma^{\text{AB}} = \Gamma^{\text{LW}} + 2\sqrt{\Gamma^+ \Gamma^-} \quad (2)$$

که در آن:

Γ^{total} : انرژی آزاد سطحی کل، Γ^{LW} : مؤلفه‌ی غیر قطبی، Γ^+ : مؤلفه اسیدی لوئیس، Γ^- : مؤلفه بازی لوئیس، Γ^{AB} : مؤلفه اسیدی بازی (قطبی).

پیوند چسبندگی بین قیر و سنگ‌دانه را می‌توان با قرار دادن مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیر و سنگ‌دانه در رابطه زیر محاسبه نمود [22]:

$$W_{\text{sb}}^a = 2(\sqrt{\Gamma_s^{\text{lw}} \Gamma_b^{\text{lw}}} + \sqrt{\Gamma_s^+ \Gamma_b^-}) + \sqrt{\Gamma_s^- \Gamma_b^+} \quad (3)$$

نیروی پیوستگی قیر مقدار انرژی موردنیاز برای ایجاد دو سطح از یک ماده (در اینجا قیر) است. پیوستگی قیر را می‌توان با استفاده از معادله زیر و با قرار دادن مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی آن محاسبه نمود [23]. واضح است که کار پیوستگی قیر (انرژی شکست) دو برابر انرژی آزاد سطحی قیر است.

استفاده می‌شوند.

$$W_{bb}^a = 2(\sqrt{\Gamma_b^{lw}\Gamma_b^{lw}} + \sqrt{\Gamma_b^{+}\Gamma_b^{-}}) + \sqrt{\Gamma_b^{-}\Gamma_b^{+}} =$$

$$2\Gamma_b^{lw} + 4\sqrt{\Gamma_b^{+}\Gamma_b^{-}}$$

(۴)

مصالح

در این پژوهش از سه نوع سنگ‌دانه آهکی، گرانیتی و کوارتزی استفاده شده است. دلیل اصلی استفاده از این نوع سنگ‌دانه‌ها درجه آب‌دوستی و خصوصیات کانی‌شناسی متفاوت آن‌هاست تا بتوان تأثیر نوع سنگ‌دانه‌ها با کانی‌های مختلف و با حساسیت‌های مختلف در برابر خرابی رطوبتی را مورد ارزیابی قرار داد. با توجه به خصوصیات شیمیایی ترکیب کانی‌های تشکیل‌دهنده سنگ‌دانه‌ها که در جدول (۱) قابل مشاهده است، دانه‌بندی مورد استفاده در این پژوهش حد وسط منحنی شماره ۴ دانه‌بندی پیوسته مخلوط‌های آسفالتی گرم آیین‌نامه ۲۳۴ [۲۴] است.

قیر استفاده‌شده در این پژوهش از نوع ۷۰-۶۰ است و مشخصات آن به شرح جدول (۲) است.

برای اصلاح سطح سنگ‌دانه‌ها از پودر کریستال کربنات کلسیم با فرمول شیمیایی $CaCO_3$ به دلیل خصوصیات بازی و قیمت مناسبی که دارد استفاده شده است. پودر مورد استفاده در این پژوهش از شرکت پودر سازان آزادی تهیه شده است. مشخصات شیمیایی آن در جدول (۳) قابل مشاهده است.

جدول ۱ درصد کانی‌های تشکیل‌دهنده سنگ‌دانه‌های مورد استفاده در این پژوهش

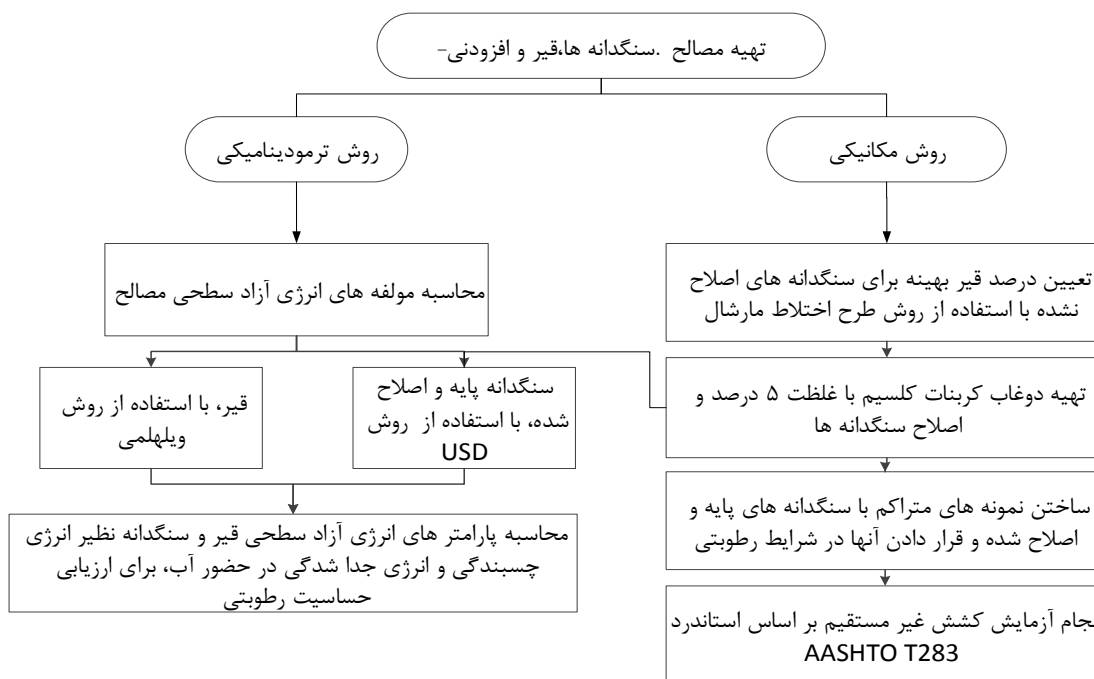
نوع کانی سنگ‌دانه	Silicon dioxide, SiO ₂	Aluminium oxide, Al ₂ O ₃	Ferric oxide, Fe ₂ O ₃	Magnesium oxide, MgO	Calcium oxide, CaO
سنگ‌آهک	۱۶/۵۸	۴/۸۴	۳/۸۷	۲/۲۴	۷۲/۴۷
گرانیت	۵۲/۱۹	۶/۰۵	۷/۰۸	۲/۹۲	۳۱/۷۵
کوارتزی	۶۶/۹۶	۱۳/۶۷	۴/۰۹	۱/۷۶	۱۳/۵۳

جدول ۲ مشخصات قیرهای پایه مورد استفاده در این پژوهش

ویژگی	چگالی در ۲۵ درجه	درجه نفوذ	نقطه نرمی درجه	شکل‌پذیری cm	درجه اشتعال	افت وزنی %	درجه خلوص %
استاندارد	ASTM D70-76	ASTM D5-73	ASTM D36-76	ASTM D113-79	ASTM D92-78	ASTM D1754-78	ASTM D2042-76
مقدار مجاز	-	۶۰-۷۰	۴۹-۵۶	حداقل ۱۰۰	حداقل ۲۳۲	-	-
۷۰-۶۰	۱/۰۲	۶۶	۵۱	۱۰۵	۲۶۲	۰/۷۵	۹۹/۵

جدول ۳ مشخصات شیمیایی پودر کربنات کلسیم کریستال

Sample	SiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %	Fe ₂ O ₃ %	CaO%	NaO%	K ₂ O%	MgO%	TiO ₂ %	MnO%	P ₂ O ₅ %
CaCO ₃	۰/۱۴	۰/۰۷	۰/۰۲	۵۶/۸۲	۰/۰۶	۰/۰۱	۰/۲۶	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۸۲



شکل ۱ الگوریتم برنامه آزمایشگاهی

برنامه آزمایشگاهی

روند انجام برنامه آزمایشگاهی پژوهش حاضر در فلوچارت شکل (۱) قابل مشاهده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود آزمایش‌های مورد استفاده در دو دسته آزمایش‌های مکانیکی و ترمودینامیکی طبقه‌بندی کرد.

در آزمایش‌های مکانیکی ابتدا طرح اختلاط به روش مارشال انجام خواهد شد. سپس، آزمایش حساسیت رطوبتی به روش لاتمن اصلاح شده بر روی نمونه‌های کنترل و اصلاح شده انجام می‌شود تا اثر استفاده از پوشش کربنات کلسیم بر روی سطح سنگدانه‌ها بررسی شود.

در آزمایش‌های ترمودینامیکی، مؤلفه‌های انرژی

آزاد سطحی قیر و سنگدانه‌ها با استفاده از روش صفحه ویلهلمی و دستگاه USD اندازه‌گیری می‌شود. سپس، با استفاده از روابط ترمودینامیک پارامترهای انرژی آزاد چسبندگی قیر-سنگدانه و انرژی جداشدگی در حضور آب محاسبه می‌شود تا اثر استفاده از پوشش دار کردن سنگدانه‌ها مورد بررسی قرار گیرد.

آزمایش لاتمن اصلاح شده (AASHTO T283)

این آزمایش رایج‌ترین روش آزمایشگاهی برای ارزیابی خرابی رطوبتی مخلوط‌ها است که در آن یک نمونه استوانه‌ای افقی تحت بارگذاری قائم قرار می‌گیرد. این بارگذاری باعث ایجاد تنش کششی در راستای قطر آن و در نتیجه ترک خوردن و گسیختگی نمونه در شرایط

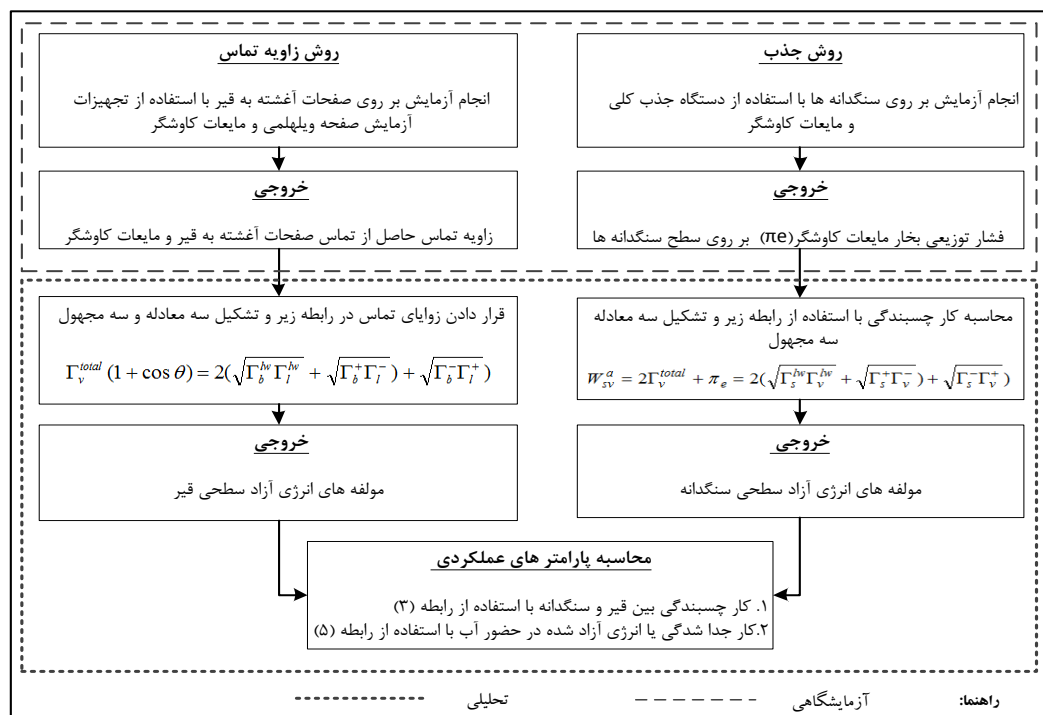
روابط تئوری استفاده می شود. لذا برای درک ساده این روش تئوری-آزمایشگاهی، خلاصه ای از روند محاسبه انرژی آزاد سطحی مصالح و در نهایت ارزیابی رطوبتی به صورت یک فلوچارت در شکل (۲) ارائه می شود. همان طور که در فلوچارت شکل (۲) مشاهده می شود، برای اندازه گیری مؤلفه های انرژی آزاد سطحی قیر و سنگدانه نیاز به مایعاتی است که مؤلفه های انرژی آزاد سطحی آن ها معلوم باشد.

مشخصات مایعات کاوشگر استفاده شده، در جدول (۴) قابل مشاهده است.

مرطوب و خشک می شود. نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم در حالت مرطوب به خشک شاخص نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم را به دست می دهد که شاخص حساسیت رطوبتی در مخلوط های آسفالتی است.

محاسبه و ارزیابی خرابی رطوبتی با استفاده از روش SFE

برای محاسبه و ارزیابی خرابی رطوبتی با استفاده از تئوری انرژی آزاد سطحی از مجموعه ای از آزمایش ها و



شکل ۲ الگوریتم تعیین حساسیت رطوبتی مخلوط ها بر اساس روش انرژی آزاد سطحی

جدول ۴ مؤلفه های انرژی آزاد سطحی مایعاتی که در روش صفحه ویلهلمی (mJ/m^2)

یک سیکل	آهک پایه	آهک اصلاح شده	گرانیت پایه	گرانیت اصلاح شده	کوارتزیت پایه	کوارتزیت اصلاح شده
۸۴	۸۷	۷۳	۶۳	۷۲	۷۴	
۷۳	۷۹	۶۰	۵۰	۶۰	۶۴	
۵۹	۶۸	۴۸	۳۴	۴۶	۴۹	

نتایج و بحث

نتایج طرح اختلاط

نتایج حاصل از آزمایش‌های طرح اختلاط مارشال برای ترکیب‌های پایه نشان می‌دهد که درصد قیر بهینه به ترتیب برای سنگ‌دانه‌های آهکی، گرانیتی و کوارتزی برابر با ۵/۹، ۵/۲ و ۵/۵ است. همان‌طور که مشخص است میزان در صد قیر بهینه برای سنگ‌دانه‌های آهکی بیشتر از سنگ‌دانه‌های گرانیتی و کوارتزی است. این امر به دلیل خلل و فرج بیشتر سطوح سنگ‌دانه سنگ‌آهک و جذب بیشتر این نوع سنگ‌دانه نسبت به نمونه‌های گرانیتی و کوارتزی است.

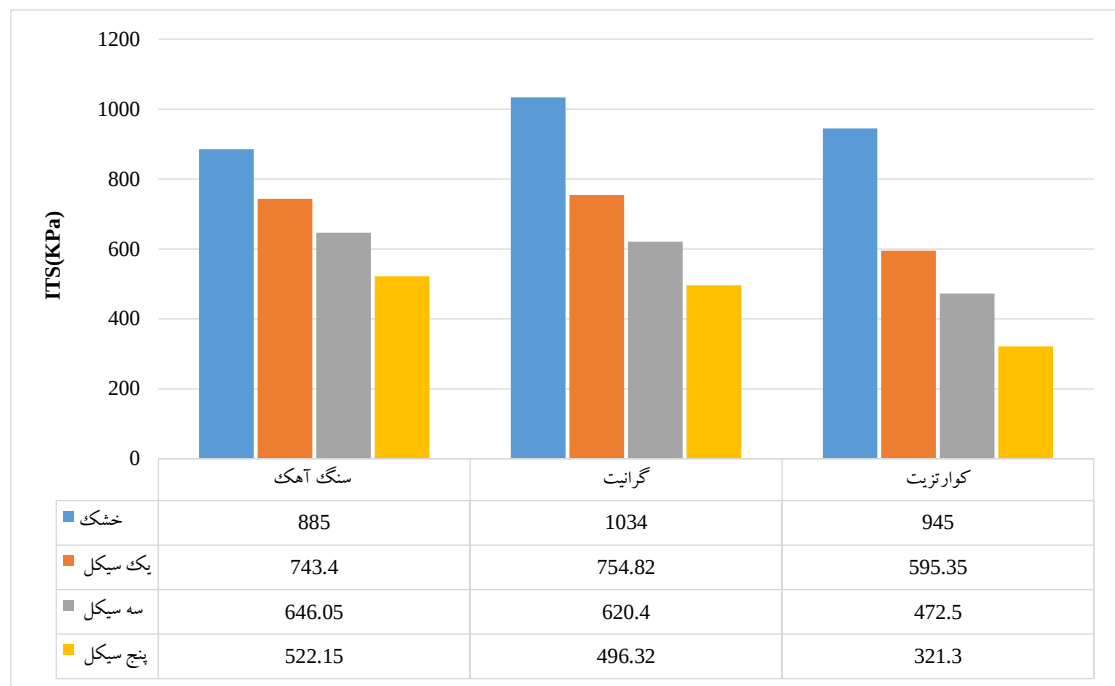
نتایج آزمایش حساسیت رطوبتی

مقاومت کششی غیرمستقیم. همان‌طور که از اشکال زیر قابل مشاهده است مقاومت کششی غیرمستقیم (ITS) با افزایش تعداد سیکل‌های یخ و ذوب کاهش می‌یابد که این کاهش می‌تواند به علت از دست دادن چسبندگی مخلوط یا پیوستگی قیر ناشی از حضور بیشتر نمونه‌ها در معرض رطوبت باشد؛ بعلاوه مشاهده می‌شود مقاومت کششی غیرمستقیم برای سنگ‌دانه‌های گرانیتی و کوارتزی در شرایط خشک بیشتر از سنگ‌دانه‌های آهکی است اما به‌طور کلی و در شرایط مرطوب سنگ‌دانه‌های آهکی با افزایش سیکل‌های یخ و ذوب عملکرد بهتری در برابر خرابی داشته و سنگ‌دانه‌های کوارتزی دارای ضعیف‌ترین عملکرد در مقابل رطوبت نسبت به دو نوع سنگ‌دانه‌ی دیگر بوده‌اند. بعلاوه علت مقاومت بیشتر در سنگ‌دانه‌های گرانیتی می‌تواند قفل و بست مکانیکی مناسب باشد که با توجه به آب‌دوست بودن آن‌ها حتی با وجود مقاومت بیشتر این نوع سنگ‌دانه‌ها در حالت خشک، زمانی که در معرض رطوبت قرار گرفتند پیوندهای آن‌ها شکسته شده و مقاومت خود را ازدست‌داده‌اند. با توجه به شکل‌های (۳ و ۴) می‌توان دریافت که استفاده از پوشش کربنات کلسیم میکرونیز شده برای تمامی مخلوط‌ها دارای اثر مثبت بوده است اما تأثیر آن برای سنگ‌دانه‌های کوارتزی در افزایش

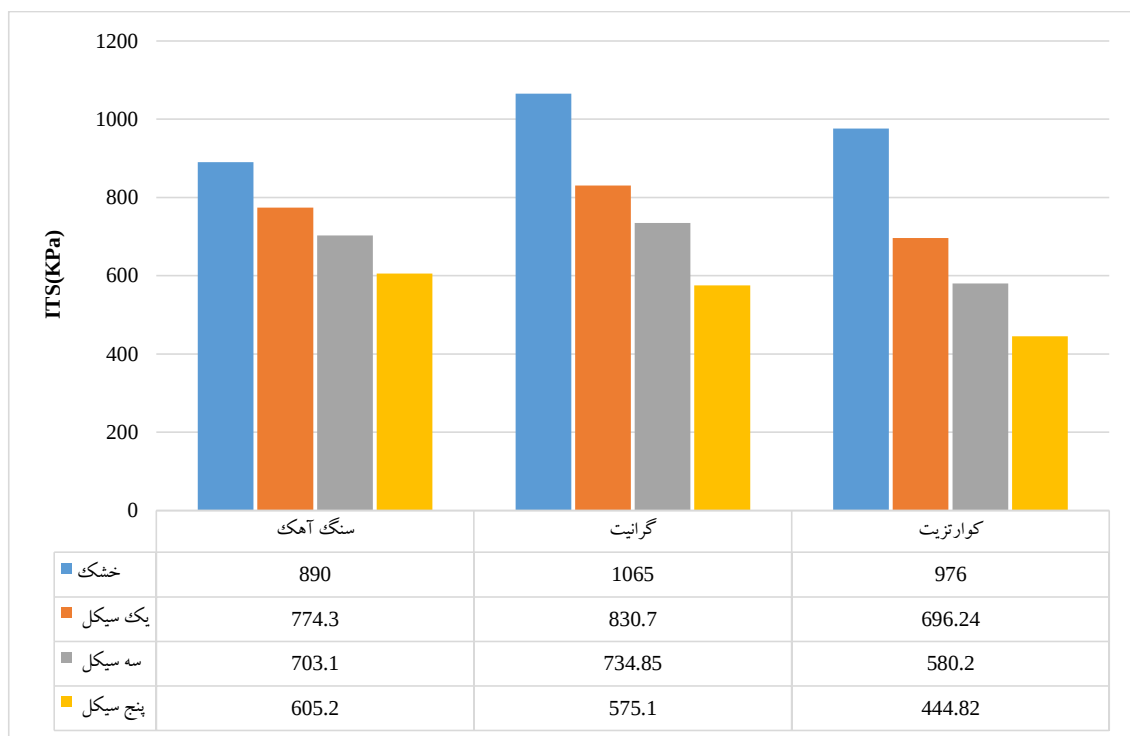
مقاومت کششی بیشتر از نمونه‌های گرانیتی و آهکی است. علاوه بر این، میزان نرخ کاهش مقاومت کششی نمونه‌های اصلاح‌شده نسبت به نمونه‌های پایه کمتر بوده است.

کانی‌های تشکیل‌دهنده سنگ‌دانه‌های کوارتزی غالباً ذرات اسیدی می‌باشند که اصلاح سطح این نوع سنگ‌دانه‌ها توانسته نتایج مناسبی در ترکیب با قیر ۶۰-۷۰ در شرایط مرطوب بخصوص با پنج سیکل یخ و ذوب داشته باشد. در حالت کلی همان‌طور که در مطالعات پیشین قابل مشاهده است [5,12,16] عملکرد سنگ‌دانه‌های آهکی از نظر مقاومت کششی غیرمستقیم در شرایط مرطوب، به علت خصوصیات آب‌گریز بودن، از سنگ‌دانه‌های گرانیتی و کوارتزی مناسب‌تر بوده است به‌طوری‌که می‌توان در شکل‌های (۳) و (۴) مشاهده نمود که نرخ کاهش مقاومت نمونه‌های آهکی با افزایش سیکل‌های یخ و ذوب در مقایسه با سنگ‌دانه‌های گرانیتی و کوارتزی بسیار کمتر است.

نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم. با توجه به شکل‌های زیر، همان‌طور که در بخش قبل برای مقادیر مقاومت کششی غیرمستقیم (ITS) مشاهده شد، نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم (TSR) نمونه‌ها نیز، با افزایش سیکل‌های یخ و ذوب کاهش داشته است. همچنین مشاهده می‌شود که استفاده از افزودنی ضد عریان‌شدگی کربنات کلسیم میکرونیز شده باعث شده است تا مقاومت مخلوط‌های آسفالتی اصلاح‌شده در تمامی نمونه‌ها نسبت به نمونه‌های کنترل بهبود یابد. مقادیر این نسبت برای سنگ‌دانه‌های آهکی پایه و اصلاح‌شده بیشتر است. به عبارتی سنگ‌دانه‌های آهکی بیشترین مقاومت را در برابر خرابی رطوبتی از خود نشان داده‌اند، درحالی‌که سنگ‌دانه‌های کوارتزی کمترین میزان مقاومت در برابر خرابی رطوبتی را دارا هستند.



شکل ۳ مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های کنترل



شکل ۴ مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های اصلاح شده

سیکل یخ-ذوب این نسبت دارای ۲۶/۱۰ درصد افزایش مقاومت است.

نتایج آزمایش‌های انرژی آزاد سطحی

اندازه‌گیری انرژی آزاد سطحی قیر با استفاده از صفحه ویلهلمی. قیر به‌عنوان یک ماده با خصوصیات اسیدی شناخته می‌شود. در نتیجه مؤلفه‌های اسیدی قیر بایستی از مؤلفه‌های بازی آن بزرگ‌تر باشد. نتایج ارائه‌شده در جدول (۶) برای قیر استفاده‌شده در این پژوهش این مطلب را تأیید می‌کند.

از مقادیر جدول زیر مشخص است، اصلاح سطح تمامی سنگ‌دانه‌ها در حالت مرطوب دارای اثر مثبت بوده و موجب افزایش نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم شده است. این افزایش در مقاومت کششی غیرمستقیم می‌تواند در اثر بهبود میزان چسبندگی در نمونه‌های اصلاح‌شده باشد. با توجه به اینکه ذرات کربنات کلسیم دارای خصوصیات قلیایی (بازی) هستند استفاده از آن توانسته میزان چسبندگی بین قیر و سنگ‌دانه‌ها به‌ویژه سنگ‌دانه‌های اسیدی کوارتزیت را افزایش دهد، به‌گونه‌ای که در پنج سیکل یخ و ذوب این نسبت دارای ۲۶/۱۰ درصد افزایش مقاومت است. به‌گونه‌ای که در پنج

جدول ۵ نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم برای نمونه‌های پایه و اصلاح‌شده (%).

مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیر					نوع قیر
Γ_t کل	Γ_{LW} غیر قطبی	Γ_{AB} قطبی	Γ^- بازی	Γ^+ اسیدی	
۱/۲۸ ۶	۱۴/۰۱	۲/۲۷	۰/۶۸	۱/۸۹	AC ۶۰-۷۰

جدول ۶ مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیرهای مورد استفاده (mJ/m^2)

مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی					نوع سنگ‌دانه
Γ_t کل	Γ_{LW} غیر قطبی	Γ_{AB} قطبی	Γ^- بازی	Γ^+ اسیدی	
۲۷۵/۴	۶۷/۲	۲۰۸/۲	۵۰۸/۹	۲۱/۳	سنگ‌آهک
۲۵۳/۰	۷۹/۳	۱۷۳/۷	۵۱۶/۷	۱۴/۶	سنگ‌آهک اصلاح‌شده با کربنات کلسیم
۳۷۳/۳	۶۸/۱	۲۶۹/۲	۵۳۱/۲	۳۴/۱	گرانیت
۳۱۰/۶	۶۹/۲	۲۴۱/۴	۵۳۹/۵	۲۷/۰	گرانیت اصلاح‌شده با کربنات کلسیم
۳۴۲/۲	۵۷/۱	۲۸۵/۱	۴۹۲/۱	۴۱/۳	کوارتزیت
۳۱۸/۰	۵۶/۹	۲۶۱/۱	۵۱۹/۶	۳۲/۸	کوارتزیت اصلاح‌شده با کربنات کلسیم

جدول ۷ مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌های مورد استفاده (mJ/m^2)

مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی					نوع سنگ‌دانه
Γ_t کل	Γ_{LW} غیر قطبی	Γ_{AB} قطبی	Γ_- بازی	Γ_+ اسیدی	
۲۷۵/۴	۶۷/۲	۲۰۸/۲	۵۰۸/۹	۲۱/۳	سنگ آهک
۲۵۳/۰	۷۹/۳	۱۷۳/۷	۵۱۶/۷	۱۴/۶	سنگ آهک اصلاح شده با کربنات کلسیم
۳۷۳/۳	۶۸/۱	۲۶۹/۲	۵۳۱/۲	۳۴/۱	گرانیت
۳۱۰/۶	۶۹/۲	۲۴۱/۴	۵۳۹/۵	۲۷/۰	گرانیت اصلاح شده با کربنات کلسیم
۳۴۲/۲	۵۷/۱	۲۸۵/۱	۴۹۲/۱	۴۱/۳	کوارتزیت
۳۱۸/۰	۵۶/۹	۲۶۱/۱	۵۱۹/۶	۳۲/۸	کوارتزیت اصلاح شده با کربنات کلسیم

طریق ایجاد پیوندهای کوالانسی موجب افزایش چسبندگی سنگ‌دانه‌ها با قیر (که یک ماده غیر قطبی است) می‌شود. از طرف دیگر افزایش خصوصیات غیر قطبی که معادل با کاهش خصوصیات قطبی است باعث می‌شود تا میل به چسبندگی و تر شدگی سنگ‌دانه‌ها توسط آب کاهش یابد. در نهایت مشاهده می‌شود استفاده از پوشش کربنات کلسیم بر روی سطح سنگ‌دانه‌ها موجب کاهش انرژی آزاد سطحی کل سنگ‌دانه‌ها می‌شود؛ که این امر موجب افزایش قابلیت پوشش پذیری سنگ‌دانه‌ها خواهد شد. مقادیر کاهش به ترتیب برای سنگ‌دانه‌های آهکی و گرانیتی بیشتر است اما برای سنگ‌دانه‌های کوارتزیتی تأثیر پوشش سنگ‌دانه‌ها بر کاهش انرژی آزاد سطحی کل کمتر بوده است.

انرژی آزاد چسبندگی. انرژی آزاد چسبندگی یکی از پارامترهای مهم در تعیین مقاومت چسبندگی مخلوط‌های آسفالتی است. بنا به تعریف انرژی آزاد چسبندگی مقدار انرژی مورد نیاز برای جداسازی غشای قیر از واحد سطح سنگ‌دانه است [17]. بیشتر بودن آن به معنی مقاومت بالای مخلوط در برابر عریان‌شدگی است.

پس از اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیر و سنگ‌دانه و داشتن مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی آب که به ترتیب در جدول‌های (۶)، (۸) و (۴) قابل مشاهده است، می‌توان با استفاده از رابطه (۳) می‌توان چسبندگی

اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌ها.

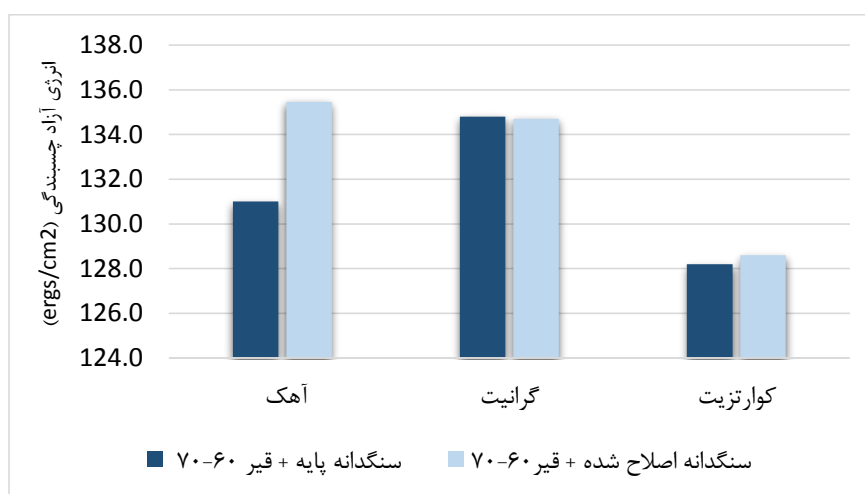
نتایج اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌ها با استفاده از روش USD در جدول (۷) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که اصلاح سطح سنگ‌دانه‌ها به ترتیب موجب کاهش و افزایش مؤلفه‌های اسیدی و بازی هر سه نوع سنگ‌دانه شده است. از آنجاکه قیر به عنوان یک ماده اسیدی شناخته می‌شود، بازی شدن سنگ‌دانه‌ها باعث ایجاد چسبندگی بهتر بین قیر و سنگ‌دانه‌های اسیدی می‌شود. بعلاوه نتایج حاکی از آن است که سنگ‌دانه‌های اصلاح شده دارای مؤلفه‌های قطبی کمتری نسبت به نمونه‌های پایه می‌باشند. بر اساس مطالعات پیشین میزان قطبیت سنگ‌دانه‌ها نشان‌دهنده وجود درصد بالای کانی دی‌اکسید سیلیکون در آن‌ها است [25] که مقادیر ارائه شده در جدول (۱) این امر را تأیید می‌کند. لذا کاهش قطبیت سنگ‌دانه‌ها موجب کاهش آب‌دوستی و افزایش چسبندگی با قیر که یک ماده غیر قطبی است، می‌شود. در این راستا بیشترین تأثیر کربنات کلسیم بر روی سنگ‌دانه‌های آهکی بوده و سپس سنگ‌دانه‌های گرانیتی و کوارتزیتی که به ترتیب توانسته تا ۱۶/۵۸، ۱۰/۳۳ و ۸/۴۳ درصد مؤلفه‌های قطبی سنگ‌دانه‌های آهکی، گرانیتی و کوارتزیتی را کاهش دهد. نتایج جدول (۷) نشان می‌دهد که اصلاح سطح سنگ‌دانه‌ها موجب افزایش جزء غیر قطبی در سنگ‌دانه‌های آهکی و گرانیتی شده است. این امر از

انرژی جداشدگی یکی دیگر از موارد مهمی است که باید برای ارزیابی خرابی رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی مورد توجه قرار گیرد. این پارامتر معادل با انرژی چسبندگی بین قیر و سنگ‌دانه در حضور آب است. مقادیر آن با استفاده از مؤلفه‌های انرژی آزاد چسبندگی قیر، سنگ‌دانه و آب و رابطه (۵) قابل محاسبه است. محاسبات انجام‌شده نشان می‌دهد که انرژی جداشدگی در حضور آب منفی است. این مطلب به این معنا است که همه‌ی مخلوط‌های آسفالتی در حضور رطوبت دچار عریان‌شدگی خواهند شد اما شدت و سرعت این پدیده در آن‌ها متفاوت است. هر چه مقدار این انرژی منفی‌تر باشد به این معنی است که مقدار انرژی آزادشده ناشی از واکنش مخلوط قیر و سنگ‌دانه در حضور آب (عریان‌شدگی) بیشتر بوده است و مخلوط دارای حساسیت بیشتری به خرابی رطوبتی است. به عبارتی زمانی که آب به سیستم قیر و سنگ‌دانه وارد می‌شود مخلوط دچار ناپایداری شده و برای اینکه به حالت پایدار برسد مجبور به آزاد کردن انرژی خواهد شد. لذا فرآیند جداشدگی سنگ‌دانه و قیر در حضور آب به صورت خود به خودی است. لازم به ذکر است که برای سهولت تحلیل نتایج، در این پژوهش قدر مطلق انرژی جداشدگی مدنظر قرار می‌گیرد.

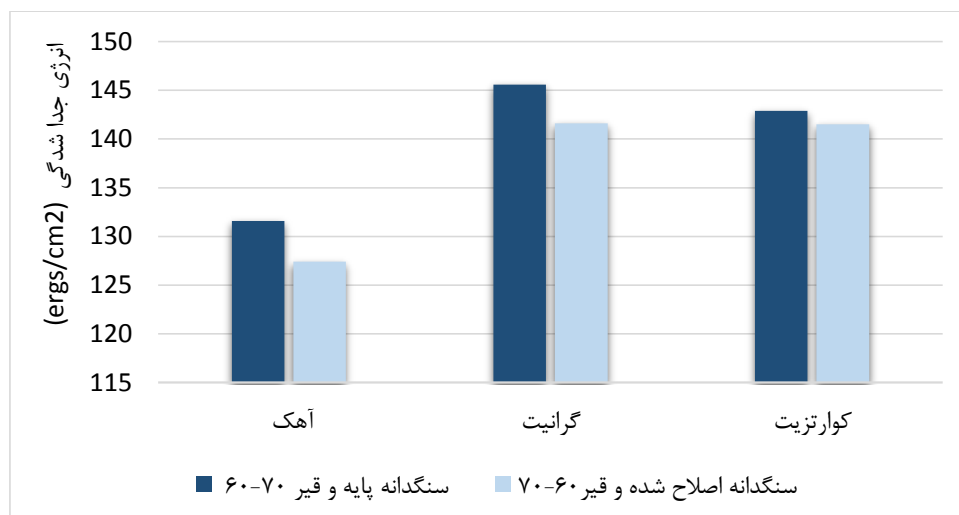
قیر-سنگ‌دانه، آب-قیر و آب-سنگ‌دانه را محاسبه نمود. لازم به ذکر است با توجه به اینکه چسبندگی آب-قیر و آب-سنگ‌دانه بعد از رخداد عریان‌شدگی ایجاد می‌شوند، این پارامترها به عنوان پارامترهای مؤثر در رخداد خرابی رطوبتی در نظر گرفته نشده و در ادامه فقط به انرژی آزاد چسبندگی قیر-سنگ‌دانه و همچنین انرژی آزاد چسبندگی در حضور آب پرداخته خواهد شد.

با توجه به شکل (۵) مشاهده می‌شود که انرژی چسبندگی بین قیر و سنگ‌دانه‌های کوارتزیتی در مقایسه با سنگ‌دانه‌های گرانیتی و آهکی کمتر است این امر می‌تواند به علت خصوصیات اسیدی سنگ‌دانه‌های کوارتزیتی باشد.

استفاده از پوشش کرینات کلسیم بر روی سنگ‌دانه‌های آهکی موجب افزایش در میزان چسبندگی قیر-سنگ‌دانه در مخلوط‌ها شده است؛ اما اصلاح سنگ‌دانه‌های گرانیتی و کوارتزیتی تأثیری چندانی بر افزایش انرژی (کار) چسبندگی بین قیر-سنگ‌دانه برای مخلوط‌ها نداشته است. بلکه موجب کاهش میزان چسبندگی (به مقدار اندک) در حالت خشک برای سنگ‌دانه‌های گرانیتی شده است. این رخداد می‌توان در نتیجه کاهش خلل و فرج سطح سنگ‌دانه‌های اصلاح‌شده نسبت به سنگ‌دانه‌های پایه باشد. پارامتر



شکل ۵ انرژی چسبندگی بین قیر و سنگ‌دانه در حالت خشک



شکل ۶ انرژی جداشدگی برای مخلوط‌های پایه و اصلاح شده

نتیجه‌گیری‌ها

مهم‌ترین نتایج حاصل از آزمایش‌های فوق در بخش زیر ارائه می‌شود:

۱. اصلاح سطح سنگدانه‌ها با پودر میکرونیز شده کربنات کلسیم موجب افزایش مقادیر TSR و مقاومت کششی غیرمستقیم (ITS) نمونه‌های ساخته شده در حالت مرطوب می‌شود.

۲. استفاده از پوشش کربنات کلسیم مقدار انرژی آزاد سطحی کل سنگدانه‌های مورد استفاده را کاهش داده است. کاهش انرژی آزاد سطحی کل موجب افزایش قابلیت پوشش پذیری و چسبندگی قیر بر روی سنگدانه‌ها می‌شود.

۳. پوشش کربنات کلسیم با تغییر در مؤلفه‌های اسیدی و بازی سنگدانه‌ها باعث شده است تا افزایش چسبندگی بین قیر (که یک ماده اسیدی است) و سنگدانه‌ها ایجاد می‌شود. این رخداد هم‌راستا با مطالعه انجام شده توسط مقدس‌نژاد و همکاران [12] است که از آهک هیدراته برای اصلاح سطح سنگدانه‌ها استفاده کرده بودند.

۴. استفاده از کربنات کلسیم مؤلفه‌های قطبی سنگدانه‌ها را کاهش داده است. این کاهش، باعث افزایش روغن دوستی و کاهش میل به چسبندگی و تر شدگی

با توجه به شکل (۶) قدر مطلق انرژی جداشدگی برای ترکیب‌های پایه بیشتر است که این امر نشان‌دهنده پتانسیل بیشتر این ترکیب‌ها به خرابی رطوبتی است. همچنین می‌توان مشاهده نمود که انرژی جداشدگی سنگدانه‌های آهکی نسبت به دو نوع سنگدانه دیگر کمتر است که این امر به دلیل خصوصیت آب‌گریزی سنگدانه‌های آهکی قابل پیش‌بینی بود.

استفاده از پوشش آب‌گریز کربنات کلسیم موجب کاهش در میزان انرژی جداشدگی همه‌ی نمونه‌ها شده است. بیشترین میزان تغییرات به ترتیب در نمونه‌های ساخته شده با سنگدانه‌های آهکی و سپس سنگدانه‌های گرانیتی و کوارتزیتی است.

نتیجه‌گیری

این پژوهش به منظور ارزیابی تأثیر استفاده از کربنات کلسیم میکرونیز شده جهت پوشش و اصلاح سطح سنگدانه‌ها در کاهش خرابی رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی انجام گرفت. در این راستا از دو روش مختلف مکانیکی و ترمودینامیکی برای ارزیابی مخلوط‌ها استفاده شد که علاوه بر بررسی حساسیت رطوبتی مخلوط‌های پایه و اصلاح شده بتوان مکانیسم خرابی و تأثیر افزودنی مذکور را مورد ارزیابی قرار داد.

انرژی چسبندگی بین قیر-سنگ‌دانه برای مخلوط‌های نداشته است بلکه موجب کاهش میزان چسبندگی برای سنگ‌دانه‌های گرانیته (به مقدار اندک) در حالت خشک‌شده است.

۶. استفاده از پوشش آب‌گریز کربنات کلسیم موجب کاهش در میزان انرژی جداشدگی نمونه‌ها شده است. این موضوع سبب می‌شود تا سیستم قیر-سنگ‌دانه از نظر ترمودینامیکی در حالت پایداری باشد و شدت رخداد عریان‌شدگی کاهش می‌یابد.

۷. نتایج مشاهده‌شده از دو روش نشان‌دهنده‌ی همبستگی مناسب بین دو روش مکانیکی و ترمودینامیکی است.

سنگ‌دانه‌ها توسط یک ماده قطبی مانند آب می‌شود. پوشش سطح سنگ‌دانه‌ها موجب افزایش مؤلفه‌های غیر قطبی برای سنگ‌دانه‌های آهکی و گرانیته می‌شود اما برای سنگ‌دانه‌های کوارتزیتهی مقادیر این مؤلفه کاهش یافته است افزایش مؤلفه‌های غیر قطبی می‌تواند با ایجاد پیوند کوالانسی موجب افزایش چسبندگی سنگ‌دانه با قیر (که یک ماده غیر قطبی است) شود.

۵. استفاده از پوشش کربنات کلسیم بر روی سنگ‌دانه‌های آهکی موجب افزایش در میزان چسبندگی قیر-سنگ‌دانه در مخلوط‌ها شده است؛ اما برای سنگ‌دانه‌های گرانیته و کوارتزیتهی تأثیری بر افزایش

مراجع

1. A. John Boyes, Reducing Moisture Damage in Asphalt Mixes Using Recycled Waste Additives, Msc Dissertation: California Polytechnic State University, San Luis Obispo, (2011).
2. S. Caro Spinel, A Coupled Micromechanical Model of Moisture-Induced Damage in Asphalt Mixtures: Formulation and Applications., PhD Dissertation: Texas A&M University, (2009).
3. F. Moghadas Nejad, A. R. Azarhoosh, G. H. Hamed and M. J. Azarhoosh, "Influence of using nonmaterial to reduce the moisture susceptibility of hot mix asphalt," *Constr. Build. Mater*, Vol. 31, No. 6, pp. 384–388, (2012).
4. A. S. Aksoy, K. S.amlıoglu, S. Tayfur and H. Ozen, "Effects of various additives on the moisture damage sensitivity of asphalt mixtures," *Constr. Build. Mater*, Vol. 19, No. 1, pp. 11–18, (2005).
5. P. E. Sebaaly, "Comparison of lime and liquid additives on the moisture damage of hot mix asphalt mixtures," Arlington, VA: National Lime Association, (2007).
6. G. H. Hamed, F. Moghadas Nejad and K. Oveisi, "Investigating the effects of using nanomaterials on moisture damage of HMA," *Road Mater. Pavement Des.*, Vol. 16, No. 3, pp. 11–17, (2015).
7. A. Bhasin, Development of methods to quantify bitumen-aggregate adhesion and loss of adhesion due to water., PhD Dissertation: Texas A&M University, (2006).
8. B. Shah, "Evaluation of moisture damage within asphalt concrete mixes," Phd Dissertation, Texas A&M University, (2003).
9. Y. Kim, J. S. Lutif, A. Bhasin and N. D. Little, "Evaluation of moisture damage mechanisms and effects of hydrated lime in asphalt mixtures through measurements of mixture component properties and performance testing," *J. Mater. Civ. Eng.*, Vol. 20, No. 10, pp. 659–667, (2008).

10. G. M. Elphinstone, "Adhesion and Cohesion in Asphalt-Aggregate Systems, Ph.D. Dissertation," Texas A&M University, (1997).
11. M. Arabani and G. Hamed, "Using the surface free energy method to evaluate the effects of polymeric aggregate treatment on moisture damage in hot-mix asphalt," *J. Mater. Civ. Eng.*, Vol. 23, No. 6, pp. 802-811, (2010).
12. F. Moghadas Nejad, G. H. Hamed and A. R. Azarhoosh, "Use of Surface Free Energy Method to Evaluate Effect of Hydrate Lime on Moisture Damage in Hot-Mix Asphalt," *J. Mater. Civ. Eng.*, Vol. 25, No. 8, pp. 1119-1126, (2013).
13. S. F. Mirhosseini, M. Khabiri, A. Kavussi and M. Jalal Kamali, "Applying surface free energy method for evaluation of moisture damage," *Construction and Building Materials*, vol. 125, pp. 408-416, (2016).
14. R. Ghabchi, D. Singh and M. Zaman, "Evaluation of moisture susceptibility of asphalt mixes containing RAP and different types of aggregates and asphalt binders using the surface free energy method," *Constr. Build. Mater.*, Vol. 73, No. 1, pp. 479-489, (2014).
15. G. H. Hamed and F. Moghadas Nejad, "Use of aggregate nanocoating to decrease moisture damage of hot mix," *Road Mater. Pavement Des.*, Vol. 17, No. 1, pp. 35-51, (2015).
16. A. Khodaii, V. Khalifeh, M. H. Dehnad and G. H. Hamed, "Evaluating the Effect of Zycosoil on Moisture Damage of Hot-Mix Asphalt Using the Surface Energy Method," *J. Mater. Civ. Eng.*, Vol. 26, No. 2, pp. 259-266, (2014).
17. G. H. Hamed, "Investigating the Use of Nano Coating Over the Aggregate Surface on Moisture Damage of Asphalt Mixtures," *Int. J. Civ. Struct. Eng.*, Vol. 16, No. 6, pp. 659-669, (2016).
," *International Journal of Civil Engineering*, (2017).
18. R. Ghabchi, Z. Musharraf, B. Rifat, K. Murat and D. Singh, "WMA Pavements in Oklahoma: Moisture Damage and Performance Issues," University Transportation Center, Oklahoma, (2013).
19. A. W. Hefer, Adhesion in Bitumen-Aggregate Systems and Quantification of the Effects of Water on the Adhesive Bond, phd Dissertation, Texas : A&M University, (2004).
20. I. L. Al-Qadi, I. M. Abuawad, H. Dhasmana and J. S. Trepanier, "Effects of Various Asphalt Binder Additives/Modifiers on Moisture-Susceptible Asphaltic Mixtures," University of Illinois, (2014).
21. A. Bhasin and D. Little, "Application of Microcalorimeter to Characterize Adhesion Between Asphalt Binders and Aggregates," *J. Mater. Civ. Eng.*, Vol. 21, No. 6, pp. 235-243, (2009).
22. N. M. Wasiuddin, C. M. Fogel, M. M. Zaman and E. A. O'Rear, "Effect of Anti-Strip Additives on surface Free Energy Characteristics of Asphalt Binders for Moisture-Induced Damage Potential," *J. Test. Eval.*, Vol. 35, No. 1, pp. 36-44, (2007).
23. A. Bhasin, D. N. Little, K. L. Vasconcelos and E. Masad, "Surface Free Energy to Identify Moisture

- Sensitivity of Materials for Asphalt Mixes," *Transp. Res. Rec.*, Vol. 2001, No. 1, pp. 37-45, (2007).
- , "Transportation Research Board, No. 2001, pp. 37-45, (2007).
۲۴. نشریه ۲۳۴, "آیین‌نامه رهسازی آسفالتی راه‌های ایران, " معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور, (۱۳۹۰).
25. P. Peltonen, "Road aggregate choice based on silicate quality and bitumen adhesion," *Transp. Eng. J. ASCE.*, Vol. 118, No. 1, pp. 50-61, (1992).

بررسی اثرات صفحه مثلثی بر توزیع غلظت آلاینده و الگوی جریان در کانال‌های مستقیم*

الهام یباره پور^(۱) محمود شفاعی بجنستان^(۲) سید محمود کاشفی پور^(۳)

چکیده در این مقاله تأثیر نصب صفحه مثلثی چسبیده به ساحل بر اختلاط عرضی ردياب و کاهش غلظت آلاینده بررسی شده است. صفحات مثلثی از جمله سازه‌های دوستدار محیط زیست هستند که به منظور مدیریت رسوب در رودخانه‌ها استفاده می‌شوند. این صفحات با ایجاد جریان‌های ثانویه عرضی می‌توانند در فاصله کوتاه‌تری سبب اختلاط عرضی شوند و به خودپالایی رودخانه کمک نمایند. آزمایش‌های این مطالعه در یک فلوم به عرض ۸۰ سانتیمتر و طول ۱۰ متر انجام گرفت. صفحه مثلثی با طول مؤثر ۳۰٪ عرض فلوم و زاویه ۴۵ درجه نسبت به جریان اصلی، در فاصله ۵۰ سانتیمتری از منبع ردياب نصب شد. از محلول آب و نمک به عنوان ردياب استفاده شد و میزان شوری به وسیله ۹۶ حسگر شوری سنج در هر مقطع عرضی و در چهار مقطع پائین دست محل ردياب برداشت شد. علاوه بر این در محدوده قبل و بعد از صفحه، الگوی سه بعدی سرعت نیز ثبت شد. نتایج نشان داد که وجود صفحه باعث افزایش مقدار سرعت عرضی و تغییر جهت آن‌ها شده که نشان از وجود جریان‌های ثانویه دارد و باعث شده که واریانس توزیع غلظت را نسبت به حالت بدون سازه، به میزان ۳۰٪ افزایش یابد. همچنین وجود این سازه باعث یکنواختی توزیع غلظت و کاهش ۸۰٪ مقدار غلظت در نقطه اوج منحنی میانگین توزیع غلظت در مرکز کانال نسبت به حالت بدون سازه شده است.

واژه‌های کلیدی غلظت آلاینده، جریان‌های ثانویه، رودخانه، مسیر مستقیم.

Investigation of Transverse Distribution of Pollutant and Flow Pattern in the Present of Triangular Vane in the Straight Channels

ElhamYabbarepour

Mahamood Shafai Bajestan

Seyed Mahmood Kashefipour

Abstract In this paper, the effect of installation of a triangular vane attached to the bank on the transverse mixing and reduction of pollutant concentrations has been investigated. Triangular vanes are environment friendly structures and used for river sediment management. By generating secondary currents, these vanes can create transverse mixing in a shorter distance and help the river self-purification. The experiments were conducted in a flume 80 cm wide and 10 m long. A triangular vane with an effective length of 30 % of the channel width and an angle of 45 ° relative to the mainstream was installed at 50 cm downstream of the source of the tracer. Water and salt solution was used as a tracer. The concentration was measured by 96 sensors at each transverse section and in the four downstream sections of the tracer. In addition, around the vane, the 3D velocity pattern was also recorded. The results showed that the presence of the vane causes an increase in the amount of transverse velocity and their direction indicating the presence of secondary currents which resulted in a 30% increase in the variance of the concentration distribution. Also, the existence of this structure has led to the uniformity of concentration distribution and decrease of concentration of 80 % of the concentration at the maximum point of the concentration distribution at the center of the channel relative to the no vane condition.

Key Words Pollutant concentration, Secondary currents, River, Straight path.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۱۰/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۸/۵ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: دانشجوی دکتری گروه سازه‌های آبی، دانشگاه شهید چمران اهواز، اهواز.

Email: e.yabbarepour14@gmail.com

(۲) استاد، گروه سازه‌های آبی، دانشگاه شهید چمران اهواز، اهواز.

(۳) استاد گروه سازه‌های آبی، دانشگاه شهید چمران اهواز، اهواز.

مقدمه

رودخانه‌ها فاضلاب ناشی از فعالیت‌های انسانی را دریافت کرده و آلودگی را در مسیر خود پخش کرده و غلظت آن را کاهش می‌دهند. امروزه استفاده بیش از حد از رودخانه‌ها به عنوان مجرای برای تخلیه انواع فاضلاب‌ها، باعث کاهش توان خودپالایی رودخانه و بحران آب ناشی از آلودگی شده است؛ بنابراین استفاده از فرایندهای اختلاط و رقیق‌سازی آلودگی به منظور بازیابی و امکان استفاده مجدد از آب‌های آلوده ضروری است. همچنین استفاده از روش‌هایی برای افزایش توان خودپالایی رودخانه‌ها حائز اهمیت است. افزایش اختلاط عرضی و در نتیجه خودپالایی رودخانه معمولاً با استفاده از سیستم‌های مکانیکی و طبیعی انجام می‌شود. از آنجاکه اختلاط به وسیله سیستم‌های مکانیکی هزینه‌بر است معمولاً بهتر است به روش طبیعی در آب اختلاط ایجاد شود تا به تبع آن خودپالایی رودخانه افزایش یابد (مددیان و عابدینی، ۱۳۹۱). از عوامل مؤثر بر افزایش خودپالایی رودخانه‌ها در روش‌های طبیعی، افزایش اختلاط عرضی با ایجاد تغییراتی در هیدرولیک جریان و افزایش آشفتگی است. از مهم‌ترین عوامل هیدرولیکی که بر افزایش اختلاط عرضی تأثیرگذار هستند سرعت برشی، شدت آشفتگی و جریان‌های ثانویه می‌باشند. بعضی از این عوامل هیدرولیکی به‌طور طبیعی در رودخانه‌ها آبرفتی و قوسی دیده می‌شود که می‌توان به مطالعات خداشناس و همکاران (۱۳۹۴) اشاره کرد که به مطالعه اثر تلماسه بر افزایش اختلاط عرضی در یک کانال مستطیلی پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که برای حالت ثابت نسبت عرض به عمق برابر با ۲/۱۴، سرعت برشی برای حالتی که تلماسه وجود دارد به میزان ۲۳ درصد نسبت به حالت بستر صاف افزایش یافته است. افزایش سرعت برشی و در نتیجه جریان‌های ثانویه ناشی از وجود تلماسه، باعث افزایش اختلاط عرضی و خودپالایی رودخانه نسبت به حالت بستر صاف شده است. آن‌ها همچنین با رسم نیمرخ قائم سرعت عمودی

در مرکز کانال و در محل داده‌برداری غلظت که جریان ثانویه به آن وابسته است، نشان دادند که سرعت عمودی در بستر صاف به جز نقاط نزدیک بستر و سطح آب، کم‌تر از بستر تلماسه‌ای است. قاسمی و همکاران (۱۳۹۰) به بررسی اثر ارتفاع تاج تلماسه بر ضریب اختلاط عرضی در کانال مستطیلی پرداختند. نتایج به دست آمده نشان داد که وجود تلماسه، باعث افزایش سرعت برشی و جریان‌های ثانویه نسبت به حالت بستر صاف شده است که به میزان زیادی به اختلاط عرضی آلاینده کمک کرده و سرعت اختلاط را افزایش داده است. طباطبایی و همکاران (۲۰۱۳) افزایش اختلاط عرضی را در حالت وجود پوشش گیاهی کناره‌ها و تلماسه‌ها در کف مورد بررسی قرار دادند. نتایج آن‌ها نشان داد که وجود تلماسه و پوشش گیاهی در کناره‌ها به افزایش اختلاط عرضی، شدت تلاطم، تنش برشی و جریان‌های ثانویه که از فاکتورهای مؤثر بر افزایش خودپالایی رودخانه است کمک می‌کنند. در مسیرهای قوسی نیز می‌توان به مطالعات یوسوکورا و همکاران (۱۹۷۰)، چانگ (۱۹۷۱)، هالی و همکاران (۱۹۷۲)، وارد (۱۹۷۴)، کریشناپان و لو (۱۹۷۷)، انگامان (۱۹۸۶)، دمورون و رودی (۱۹۸۶) و بیک و سئو (۲۰۱۰) اشاره کرد که پراکندگی عرضی را در مسیرهای قوسی بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که وجود خم و مسیرهای قوسی باعث افزایش جریان‌های ثانویه و در نتیجه افزایش اختلاط عرضی نسبت به کانال‌های مستقیم می‌شود و به این ترتیب به خودپالایی رودخانه کمک می‌کنند. شارما و احمد (۲۰۱۴) اختلاط عرضی آلودگی را در رودخانه‌ها مطالعه کردند. در این مطالعه عوامل مهم، نسبت بی‌بعد عرض کانال به عمق جریان، اثر زبری کف و جریان‌های ثانویه بودند که در بین آن‌ها جریان‌های ثانویه مهم‌ترین فاکتور معرفی شد. مرور مطالعات فوق نشان می‌دهد که وجود جریان‌های ثانویه و هرگونه تغییر در الگوی سه‌بعدی جریان می‌تواند در افزایش اختلاط عرضی مؤثر باشد. البته بیشتر مطالعات

اغلب برای مسائل مربوط به آب شستگی و ساحل سازی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در این مطالعه هدف اصلی بررسی اثر صفحه مثلثی بر افزایش اختلاط عرضی و نحوه توزیع ردیاب و کمک به خودپالایی رودخانه در مسیر مستقیم است.

مواد و روش‌ها

آزمایش‌ها در یک فلوم با عرض ۸۰ سانتیمتر و طول ۱۰ متر در آزمایشگاه هیدرولیک دانشکده مهندسی علوم آب دانشگاه شهید چمران اهواز انجام شد (شکل ۱). در ورودی فلوم شیرفلکه‌ای برای تنظیم دبی ورودی به فلوم قرار داشت و به وسیله آن میزان دبی ورودی به فلوم کنترل می‌شد. میزان دبی ورودی توسط دبی سنج آلتراسونیک ترانزیت تایم ثابت مدل UF2000 ساخت انگلستان با دقت ± 1 درصد میزان قرائت شده، اندازه‌گیری شد. برای تنظیم عمق جریان، از دریچه کشویی انتهای فلوم استفاده شد. صفحه مثلثی از جنس پلاکسی گلاس و با ضخامت ۴ میلی‌متر انتخاب شد. طول مؤثر صفحه نیز به اندازه ۳۰ درصد عرض فلوم، یعنی ۲۴ سانتیمتر و زاویه قرارگیری نسبت به جهت جریان ۴۵ درجه در نظر گرفته شد. ارتفاع آن، هم‌اندازه عمق جریان، ۱۵ سانتیمتر و در کنار فلوم نصب شد. محل نصب صفحه در ۵۰ سانتیمتری محل ردیاب بود (شکل ۲). محلول آب و نمک به عنوان ماده ردیاب، در یک سرعت ثابت و نزدیک به سرعت متوسط جریان آب، در فاصله ۲/۵ متری ابتدای فلوم جایی که جریان کاملاً توسعه پیدا کرده بود تزریق می‌شد. یک شیر در بالای لوله تزریق نیز برای کنترل جریان محلول ردیاب وجود داشت. محلول ردیاب نیز توسط پمپ آکواریوم از مخزن کوچک کنار فلوم به مرکز جریان فلوم تزریق می‌شد. برای به دست آوردن توزیع غلظت در عرض فلوم از دستگاه شوری سنج که برای این مطالعه طراحی شده بود استفاده شد. این دستگاه شامل ۹۶ سنسور اندازه‌گیری غلظت بود که توسط دیتا لاگر به یک

انجام شده در رودخانه‌هایی انجام شده که با ویژگی‌های طبیعی خود می‌توانند باعث افزایش خودپالایی شوند. حال سؤال این مطالعه این است که در صورتی که مسیر رودخانه مستقیم یا بستر صاف باشد چگونه می‌توان با روش طبیعی به خودپالایی رودخانه کمک کرد به طوری که مشکلات زیست محیطی حداقل باشد؟ به همین منظور در این مطالعه از سازه‌های جدیدی که امروزه در رودخانه‌ها برای مدیریت رسوب معرفی شدند استفاده می‌شود. از جمله این سازه‌ها صفحات مثلثی متصل به ساحل هستند. این نوع سازه دوستدار زیست محیطی هستند و معمولاً از سنگ و الوار ساخته می‌شوند و از تراز دشت سیلابی در ساحل تا بستر رودخانه شیب‌دار هستند. به گونه‌ای که نوک آن‌ها حتی برای جریان‌های کم مستغرق می‌باشند. آن‌ها با زاویه کم نسبت به ساحل بالادست (۲۰-۳۰ درجه) نصب می‌شوند و طول مؤثر (فاصله نوک آن‌ها از ساحل بیرونی) آن‌ها یک سوم عرض مجرا است (بهرامی یاراحمدی و شفاعی بجستان، ۱۳۹۴). این سازه‌ها عمدتاً برای کنترل فرسایش سواحل، انحراف جریان از سواحل به طرف مرکز مجرا، بهتر شدن وضعیت انتقال رسوب، توسعه رودخانه جهت قایق‌رانی، ترمیم و توسعه زیستگاه آبزیان رودخانه استفاده می‌شوند. اولین مطالعه در این مورد توسط بویان و همکاران (۲۰۱۰) انجام شد. نتایج آن‌ها نشان داد صفحات یک سلول جریان ثانویه پادساعت‌گرد در ساحل بیرونی ایجاد می‌کنند که جریان حلزونی در قوس را خنثی می‌کند. همچنین بهرامی یاراحمدی و شفاعی بجستان (۱۳۹۴)، بدری و همکاران (۱۳۹۳) سری صفحات مثلثی متصل به ساحل را در قوس ملایم ۹۰ درجه مورد بررسی قرار دادند. در مسیر مستقیم هم می‌توان به مطالعه‌ای که توسط نجفی بیرگانی و همکاران (۱۳۹۳) انجام شد، اشاره کرد که سری صفحات مثلثی متصل به ساحل را در کانال مستطیلی مستقیم آزمایش کردند و نتایجی را در رابطه با حداکثر عمق آب شستگی ارائه کردند. صفحات مثلثی

موردنظر، محلول ردیاب با استفاده از همزن که در بالای مخزن آن قرار داشت به وسیله پمپ کوچک از داخل مخزن به نقطه‌ای که در محور مرکزی جریان و در فاصله ۲/۵ متری از ابتدای فلوم قرار داشت تزریق می‌شد. سپس غلظت در مقاطع مشخص شده شکل ۳ اندازه‌گیری می‌شد. با تفاضل غلظت نقاط قبل و بعد از تزریق ردیاب غلظت هر نقطه مشخص می‌شود سپس با استفاده از فرمول زیر (رابطه ۱) واریانس توزیع غلظت نسبت به خط مرکزی فلوم به دست می‌آید. (محمودیان شوشتری، ۱۳۸۹):

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^N C_i Z_i^2 \Delta Z_i}{\sum_{i=1}^N C_i \Delta Z_i} \quad (1)$$

در این رابطه C_i غلظت هر نقطه و Z_i فاصله هر نقطه از محور مرکزی کانال است و ΔZ_i فاصله هر دو نقطه متوالی است. برای این که مقایسه کمی بین توزیع غلظت در عرض کانال در عمق متوسط انجام شود، میانگین غلظت‌ها با استفاده از روش میانگین‌گیری دوزنقه‌ای برای مقطعی در مرکز کانال که به فاصله ۴/۵ متر از محل تزریق ردیاب قرار دارد، انجام شد. سرعت برشی نیز در طول کانال با استفاده از فرمول زیر به دست آمده است:

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g}{C^2} U \sqrt{U^2 + V^2} \quad (2)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g}{C^2} V \sqrt{U^2 + V^2} \quad (3)$$

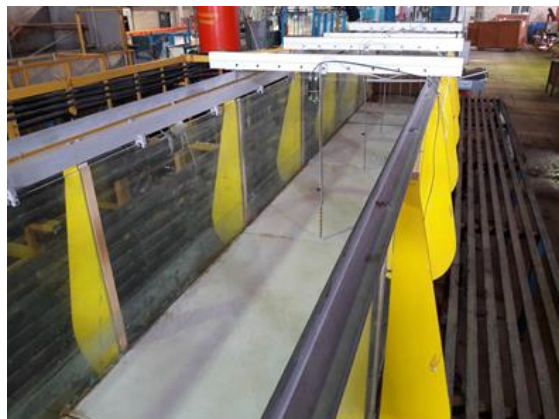
$$\tau_b = \sqrt{\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2} \quad (4)$$

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad (5)$$

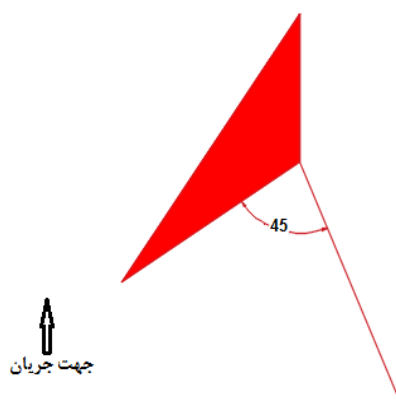
τ_{bx} و τ_{by} به ترتیب تنش برشی بستر در جهت x و y و U و V به ترتیب متوسط عمقی سرعت در جهت‌های x و y است. ρ و g به ترتیب جرم مخصوص سیال و ضریب گرانش زمین است همچنین C ضریب

سیستم رایانه‌ای متصل می‌شدند. غلظت‌ها در چهار مقطع عرضی که به فاصله ۱/۵ متر از هم قرار داشتند در شبکه‌ای با ۷ نقطه در عمق و عرض، قبل و بعد از تزریق ردیاب در مقاطع نشان داده شده در شکل (۲) اندازه‌گیری می‌شد. برای اندازه‌گیری مؤلفه‌های سه‌بعدی سرعت نیز از دستگاه سرعت‌سنج الکترومغناطیس JEF ALEC استفاده گردید. پروفیل‌های سرعت در طول فلوم در چهار مقطع، در همان محل داده‌برداری غلظت و در خط مرکزی کانال اندازه‌گیری شدند (شکل ۳). عمق جریان در تمام آزمایش‌ها ۰/۱۵ متر بود و پروفیل‌های سرعت شامل ۱۰ نقطه در هر مقطع بود. علاوه بر این، جهت بررسی الگوی جریان، تعداد ۱۹ مقطع جهت برداشت سرعت اطراف صفحه مثلثی با زاویه ۴۵ درجه و طول مؤثر ۲۴ سانتیمتر انتخاب شد؛ که تعداد ۱۵ نقطه عرضی به ترتیب به فواصل ۰/۱۰، ۰/۱۵، ۰/۲۰، ۰/۲۵، ۰/۳۰، ۰/۳۵، ۰/۴۰، ۰/۴۵، ۰/۵۰، ۰/۵۵، ۰/۶۰، ۰/۶۵، ۰/۷۰ و ۰/۷۵ سانتیمتر از دیواره فلوم (سمتی که سازه نصب است) و ۴ لایه عمقی ۰/۳، ۰/۷، ۰/۱۱ و ۰/۱۴ سانتیمتری از کف انتخاب گردید. به منظور بررسی دقیق الگوی جریان، فاصله مقاطع در نزدیکی سازه نسبت به مقاطع دورتر از سازه نزدیک‌تر انتخاب شد. برای مقاطع نزدیک سازه و محل سازه فواصل ۰/۳ و ۰/۵ سانتیمتر و در مقاطع دورتر از سازه فواصل ۰/۱۰، ۰/۲۰ و ۰/۳۰ سانتیمتری انتخاب گردید. این آزمایش با دبی ۳۶ لیتر بر ثانیه انجام شد. در مجموع هشت سری آزمایش غلظت و یک آزمایش مربوط به الگوی جریان انجام شد. چهار آزمایش شاهد با چهار سرعت ۰/۲، ۰/۲۵، ۰/۳ و ۰/۳۵ متر بر ثانیه بدون صفحه و چهار آزمایش بعدی با همین سرعت‌ها ولی با نصب صفحه انجام شد. نحوه انجام آزمایش هم به این صورت بود که پس از نصب صفحه با زاویه ۴۵ درجه نسبت به جریان در فاصله ۳ متری از مقطع ورودی، آب در سیکل بسته از منبع اصلی به مخزن کوچک ابتدای فلوم پمپاژ شده و در آنجا با عبور از آرام‌کننده وارد فلوم می‌شود. پس از تنظیم هم‌زمان مقدار دبی و عمق جریان در حد

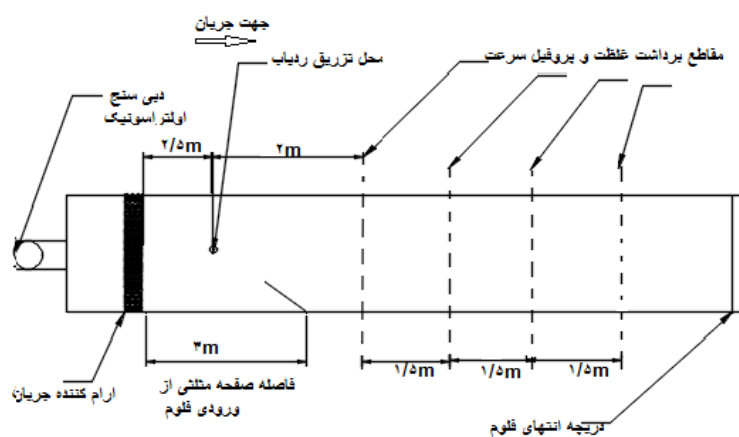
شزی است که با توجه به n ضریب مانینگ و R شعاع هیدرولیکی به دست می آید. با توجه به این که صفحات از جنس pvc بوده است ضریب مانینگ $0/011$ در نظر گرفته شد.



شکل ۱ نمایی از فلوم آزمایشگاهی و محل حسگرهای اندازه گیری غلظت



شکل ۲ صفحه مثلثی نصب شده در فلوم



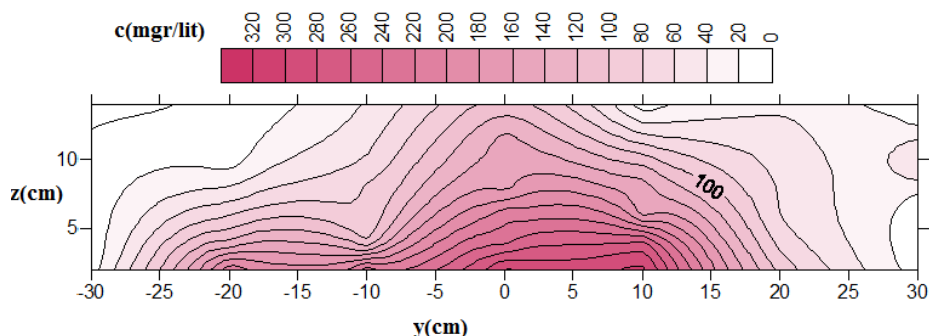
شکل ۳ پلان فلوم و تجهیزات

نتایج و بحث

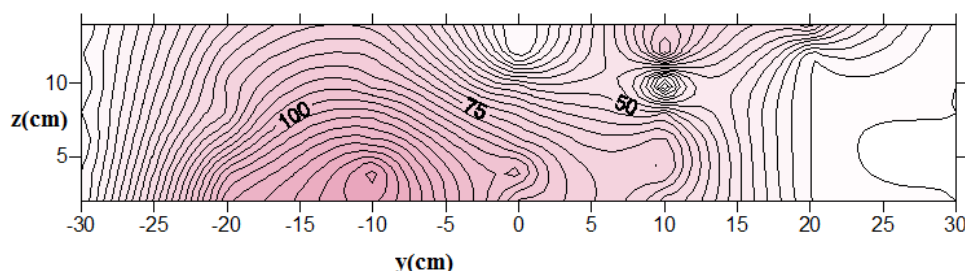
بررسی الگوی توزیع غلظت ردیاب

با استفاده از نرم افزار سورفر شکل دوبعدی توزیع غلظت برای هر چهار مقطع برای دو حالت با سازه و بدون سازه برای شرایطی که سرعت جریان 0.2 متر بر ثانیه است، در شکل های (۴) تا (۷) ترسیم گردید. مقایسه شکل های (۴) تا (۷) روند حرکت آلودگی در مقاطع و عمق های مختلف برای هر دو حالت با سازه و بدون سازه به صورت کیفی بیشتر مشخص می شود. در این شکل ها محور افقی y در راستای عرض فلوم و محور قائم z در راستای عمق جریان است. همان طور که در شکل (۴-الف) مشاهده می شود محل ماکزیمم غلظت تقریباً در قسمت وسط مقطع عرضی قرار گرفته است؛ زیرا همان طور که در آزمایش ها انگامان (۱۹۸۶) هم مشاهده شد به دلیل اینکه محل تزریق در مرکز قرار داشت میزان حداکثر غلظت نیز تقریباً وسط اتفاق افتاده است. با مقایسه شکل (۴-الف و ب) مشاهده می شود که پس از نصب سازه، محل ماکزیمم غلظت تغییر کرده و در شکل ۴ ب میزان حداکثر غلظت در فاصله ۱۰ سانتیمتری سمت راست مرکز کانال قرار گرفته است که

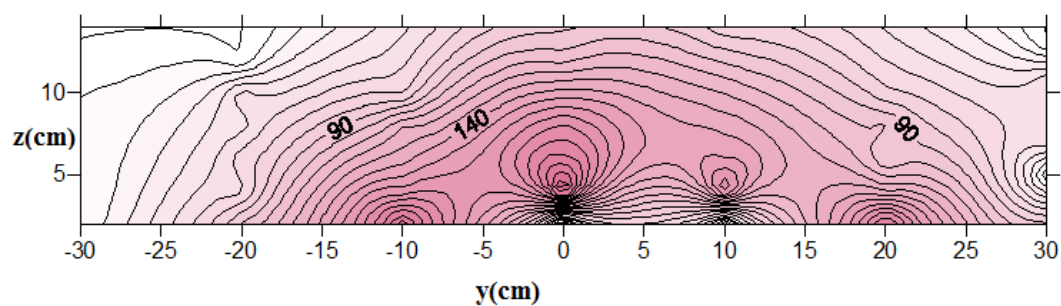
این جابجایی نشان دهنده وجود جریان های عرضی به دلیل حضور سازه است. شکل (۵-الف) که غلظت ردیاب را در مقطع دوم نشان می دهد در مقایسه با مقطع اول یعنی شکل (۴-الف) غلظت حداکثر به جای تمرکز در قسمت مرکزی فلوم در چند نقطه پخش شده است. در شکل (۶-الف) مشاهده می شود، نقاط حداکثر غلظت ردیاب در شکل (۵-ب)، به هم پیوسته شده اند و توزیع غلظت در مقطع سوم و چهارم یعنی شکل های (۶-الف) و (۷-الف) تا حدودی یکنواخت شده است. حال با مقایسه دو مقطع با سازه و بدون سازه، به طور مثال در شکل (۴-الف) و (۴-ب)، مشاهده می شود که علاوه بر جابجایی عرضی محل غلظت حداکثر، مقدار حداکثر غلظت در شکل (۴-ب) نسبت به شکل (۴-الف) به میزان حدود 57% کاهش یافته است. در واقع کاهش حداکثر غلظت نشان دهنده توزیع یکنواخت تر غلظت در مقطع است. همچنین مشاهده شکل های (۴) تا (۷) نشان می دهند که در هر دو حالت با سازه و بدون سازه هر چه از منبع ردیاب فاصله گرفته شود غلظت در سطح بیشتری پخش شده ولی این افزایش در مورد حالت با سازه شدت بیشتری دارد.



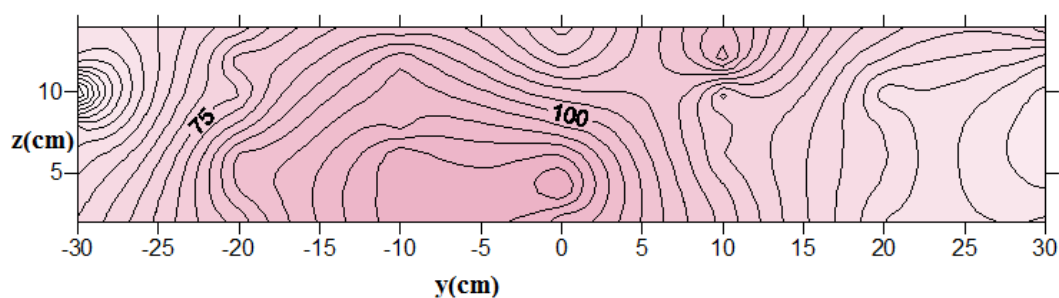
شکل ۴ الف) توزیع غلظت مقطع اول حالت بدون سازه در فاصله ۲ متری منبع ردیاب



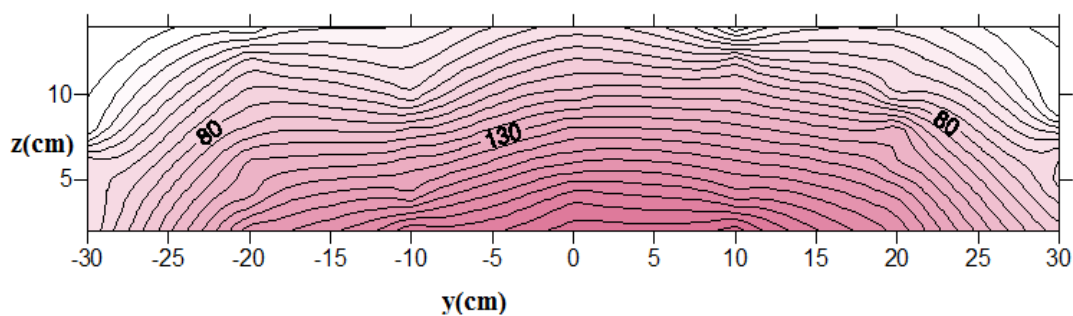
شکل ۴ ب) توزیع غلظت مقطع اول حالت با سازه در فاصله ۲ متری منبع ردیاب



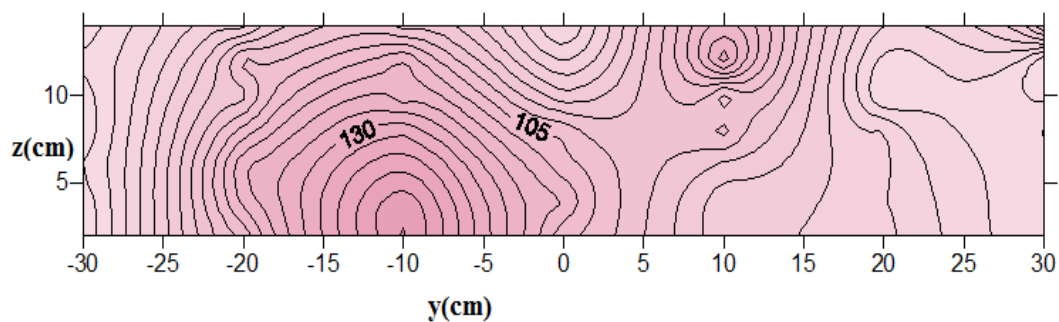
شکل ۵ الف) توزیع غلظت مقطع دوم حالت بدون سازه در فاصله ۳/۵ متری منبع ردیاب



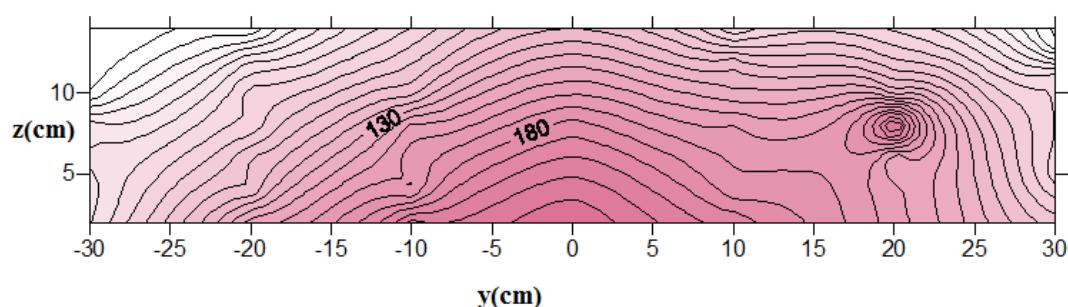
شکل ۵ ب) توزیع غلظت مقطع دوم حالت با سازه در فاصله ۳/۵ متری منبع ردیاب



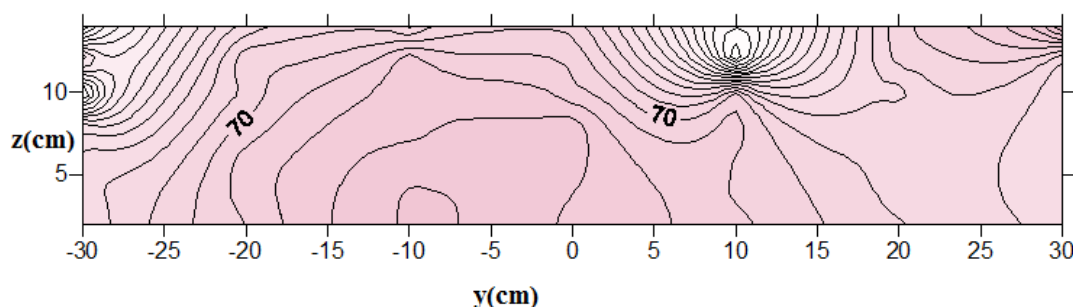
شکل ۶ الف) توزیع غلظت مقطع سوم حالت بدون سازه در فاصله ۵ متری منبع ردیاب



شکل ۶ ب) توزیع غلظت مقطع سوم حالت با سازه در فاصله ۵ متری منبع ردیاب



شکل ۷ الف) توزیع غلظت مقطع چهارم حالت بدون سازه در فاصله ۶/۵ متری منبع ردیاب



شکل ۷ ب) توزیع غلظت مقطع چهارم حالت با سازه در فاصله ۶/۵ متری منبع ردیاب

تغییرات کمی غلظت عرضی

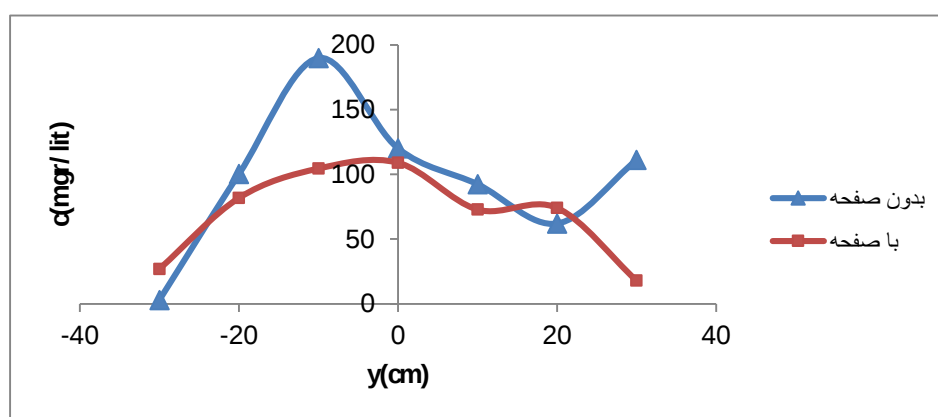
در شکل (۸) محور افقی، فاصله نقاط نمونه برداری از مرکز کانال برحسب سانتیمتر و محور قائم آن میزان غلظت را برحسب میلی گرم بر لیتر را نشان می دهد. همان طور که در شکل مشخص است نقطه اوج غلظت که تقریباً در مرکز کانال قرار دارد در حضور سازه به میزان ۸۰ درصد کاهش پیدا کرده است. کاهش نقطه اوج در حالت با سازه نسبت به حالت بدون سازه نشان دهنده افزایش یکنواختی توزیع غلظت به دلیل حضور سازه است که افزایش این یکنواختی در حضور سازه به خوبی در شکل (۸) قابل مشاهده است. همچنین در این شکل مشاهده می شود که مقادیر غلظت ردیاب از مرکز به سمت راست کمتر از مقادیر غلظت سمت چپ (جایی که صفحه مثلی نصب است) است؛ زیرا با انحراف جریان به سمت راست توسط سازه به دلیل این که سرعت طولی جریان و همچنین سرعت برشی در این محل افزایش پیدا کرده است، باعث افزایش پراکندگی در این قسمت و کاهش غلظت ردیاب شده است.

همان طور که در شکل (۴-الف) و (۴-ب)

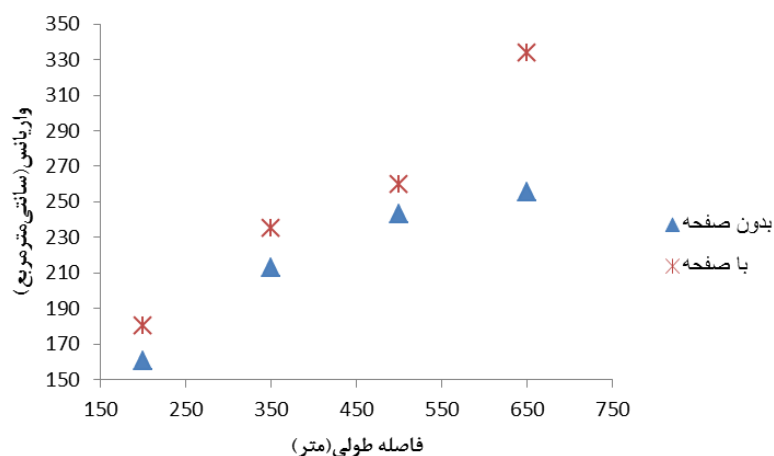
مشخص است غلظت ردیاب پس از نصب سازه در قسمت های مرکزی فلوم که تقریباً تمرکز غلظت در آنجاست کاهش پیدا کرده است و به تدریج که به سمت جلو پیش می رود سازه اثر خود را بیشتر نمایان کرده است که در مقطع آخر یعنی شکل (۷-ب) غلظت به طور یکنواخت در کل مقطع توزیع شده است. می توان چنین استدلال کرد، چون در مقطع اول، غلظت با حضور سازه در فضای بیشتری پخش شده است بنابراین در مقاطع بعدی اندازه گیری غلظت، غلظت ردیاب نسبت به حالت بدون سازه در فضای بیشتری تحت تأثیر تلاطم جریان و کناره های فلوم که تنش برشی بالاتری دارند، قرار گرفته و اختلاط عرضی افزایش می یابد تا در نهایت در هیچ نقطه ای تمرکز غلظت دیده نمی شود. از طرف دیگر پس از نصب سازه تشکیل جریان های چرخشی در عرض فلوم باعث پخش هر چه بیشتر ماده ردیاب در عرض فلوم در مقایسه با حالت بدون نصب سازه می شود.

تزریق ردیاب به دلیل اینکه غلظت‌ها نسبت به محور مرکزی کانال دورتر می‌شوند، واریانس با افزایش فاصله، افزایش یافته است. همچنین با توجه به این شکل وجود سازه باعث افزایش واریانس توزیع غلظت نسبت به حالت بدون سازه در کلیه مقاطع است به طوری که در مقطع آخر واریانس‌ها به میزان ۳۰ درصد نسبت به حالت بدون سازه افزایش داشته است. از طرفی وجود سازه باعث شده است که روند تغییرات واریانس‌ها با شیب تندتری نسبت به حالت بدون سازه تغییر کند که نشان‌دهنده اثر هر چه بیشتر سازه بر الگوی توزیع غلظت با افزایش فاصله از منبع ردیاب است.

پس از اندازه‌گیری توزیع عرضی غلظت برای دو حالت بدون سازه و با سازه، سپس واریانس مربوط به توزیع آن‌ها در مقاطع مختلف برای یک دبی با سرعت ۰/۳۵ متر بر ثانیه با استفاده از رابطه (۱) محاسبه و رسم گردید. همان‌طور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، هر چه ردیاب به سمت پائین دست پیش می‌رود، واریانس هر مقطع برای هر دو حالت با سازه و بدون سازه افزایشی است که این مشاهده با مشاهدات هالی و ابراهام (۱۹۷۲) که نشان داده بود واریانس به صورت خطی با فاصله از منبع ردیاب افزایش می‌یابد تطابق خوبی دارد. با توجه به این که بعد واریانس برحسب مربع طول است، بنابراین با افزایش فاصله از محل



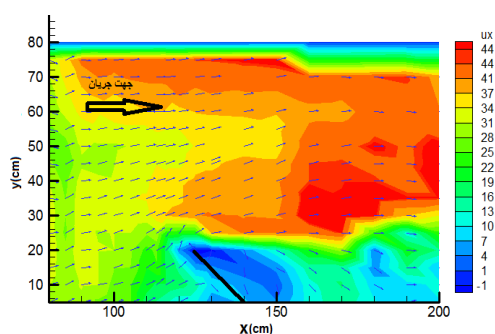
شکل ۸ نمودار توزیع غلظت در مقطع ۲ در فاصله ۴/۵ متری از محل تزریق ردیاب



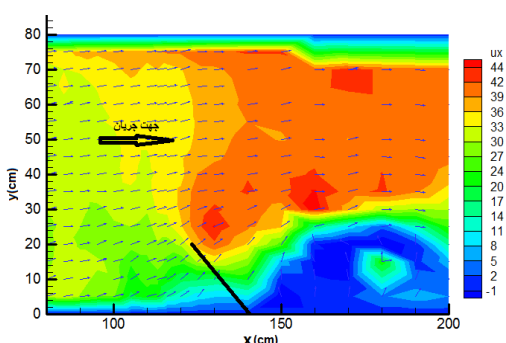
شکل ۹ روند تغییرات واریانس توزیع غلظت در مقاطع مختلف برای دو حالت با سازه و بدون سازه

الگوی جریان

اختلاط پیدا کرده و هر چه به سمت پایین دست سازه پیش می‌رود همان‌طور که در شکل (۹) هم مشاهده شد واریانس نسبت به حالت بدون سازه افزایش یافته است. به‌طور کلی از این دو شکل می‌توان این‌گونه نتیجه‌گیری کرد که سازه‌های مثلی با انحراف جریان در جهت عرضی، افزایش سرعت طولی و در نتیجه افزایش سرعت برشی باعث افزایش اختلاط عرضی می‌شوند.



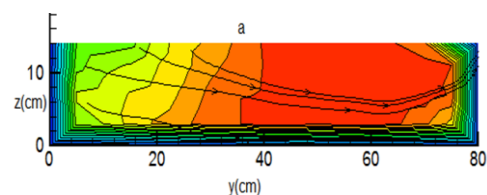
شکل ۱۰ الف) بردارهای سرعت و الگوی جریان اطراف سازه مثلی در عمق ۳ سانتیمتری از کف



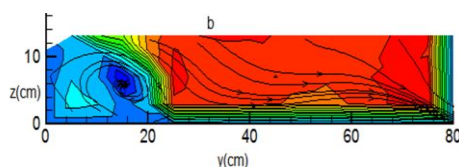
شکل ۱۰ ب) بردارهای سرعت و الگوی جریان اطراف سازه مثلی در عمق ۱۴ سانتیمتری از کف

شکل (۱۱ الف) و (۱۱ ب) کنتورهای سرعت طولی و الگوی خطوط جریان را در مقاطع عرضی یکسان برای دو حالت بدون سازه و با سازه نشان داده است. اعداد صفر تا ۸۰ سانتی‌متر محور افقی، در راستای عرض فلوم و محور قائم این شکل‌ها در راستای عمق جریان می‌باشند. همان‌طور که از مقایسه این دو شکل می‌توان مشاهده کرد، خطوط جریان در حالتی که سازه

الگوی جریان در عمق ۳ سانتیمتری (شکل ۱۰ الف) و ۱۴ سانتیمتری سطح آب (شکل ۱۰ ب) با استفاده از متوسط سرعت‌ها در دو جهت طولی (u_x) سرعت در راستای جریان) و عرضی (u_y) سرعت در راستای عرض فلوم) در پلان با استفاده از نرم‌افزار تک پلات ترسیم گردید. بردارهای سرعت نشان داده شده، در هر دو شکل (۱۰ الف) و (۱۰ ب)، برآیند سرعت در دو راستای عرضی و طولی است. همان‌طور که در شکل (۱۰ الف) مشاهده می‌شود، در فاصله حدود ۵۰ سانتیمتری بالادست سازه، بردارهای سرعت به‌صورت مستقیم هستند و در جهت جریان اصلی می‌باشند؛ اما از این مقطع به بعد بردارهای سرعت با زاویه حدود ۳۰ درجه منحرف شده است به‌طوری‌که در ۳۰ سانتیمتری سازه تا محل سازه میزان این انحراف به میزان حدود ۷۰ درجه نسبت به جهت اصلی جریان می‌رسد. این انحراف برای مقاطع پشت سازه تا فاصله حدود ۴۰ سانتیمتری ادامه دارد؛ بنابراین به دلیل انحراف بردارهای سرعت در بالادست و پایین دست سازه، سرعت طولی و در نتیجه سرعت برشی در مرکز و کناره‌های فلوم افزایش می‌یابد و باعث افزایش اختلاط عرضی می‌شود. در عمق‌های مختلف به دلیل شکل مثلی سازه، از کف به سمت بالا سطح مقطع روبروی جریان کاهش می‌یابد در نتیجه، انحراف به سمت مرکز کاهش یافته و به همین دلیل فشردگی جریان و سرعت طولی با توجه به شکل‌های (۱۰ الف) و (۱۰ ب)، در عمق سه سانتیمتری نسبت به عمق ۱۴ سانتیمتری بیشتر است؛ و این عامل باعث می‌شود پخش ردیاب در عمق‌های مختلف متفاوت باشد. افزایش سرعت طولی و در نتیجه تنش برشی در سه سانتیمتری و ۱۴ سانتیمتری کف از بالادست سازه تا فاصله‌ای بیش از ۴ برابر طول مؤثر صفحه ادامه دارد. در نتیجه غلظت ردیاب در این فاصله نسبت به حالت بدون سازه در عرض بیشتری در فلوم



شکل ۱۱ الف) کنتورهای سرعت طولی و خطوط سرعت در مقطع مربوط به قبل از سازه



شکل ۱۱ ب) کنتورهای سرعت طولی و خطوط سرعت در مقطع مربوط به بعد از سازه

در شکل (۱۲) توزیع سرعت عرضی در برابر عمق جریان که در مرکز کانال و در محل برداشت توزیع غلظت برداشت شده، ترسیم شده است (محور افقی سرعت عرضی برحسب متر بر ثانیه و محور عمودی نشان دهنده عمق جریان برحسب متر است). همانطور که مشاهده می شود وجود سازه باعث شده است هم جهت سرعت و هم مقدار سرعت عرضی تغییر کند. با توجه به این که جریان های ثانویه دارای سه مؤلفه در سه جهت x و y و z هست، در حالتی که سازه وجود ندارد مؤلفه های سرعت عرضی معمولاً کوچک هستند ولی پس از نصب سازه به دلیل وجود جریان های ثانویه این جریان ها از نظر مقداری بزرگ شده و در جهت مشخصی قرار گرفته اند. از مقایسه این دو پروفیل سرعت عرضی مشاهده می شود که تفاوت مقدار سرعت های عرضی بین حالت شاهد و با سازه زیاد هست. در این مقطع مشاهده می شود برای حالت شاهد (شکل ۱۲) محدوده تغییرات سرعت عرضی از 0.02 متر بر ثانیه در $2/5$ سانتیمتری کف به صفر در عمق 6 سانتیمتری کف می رسد و در نهایت به مقدار منفی 0.04 در نزدیکی

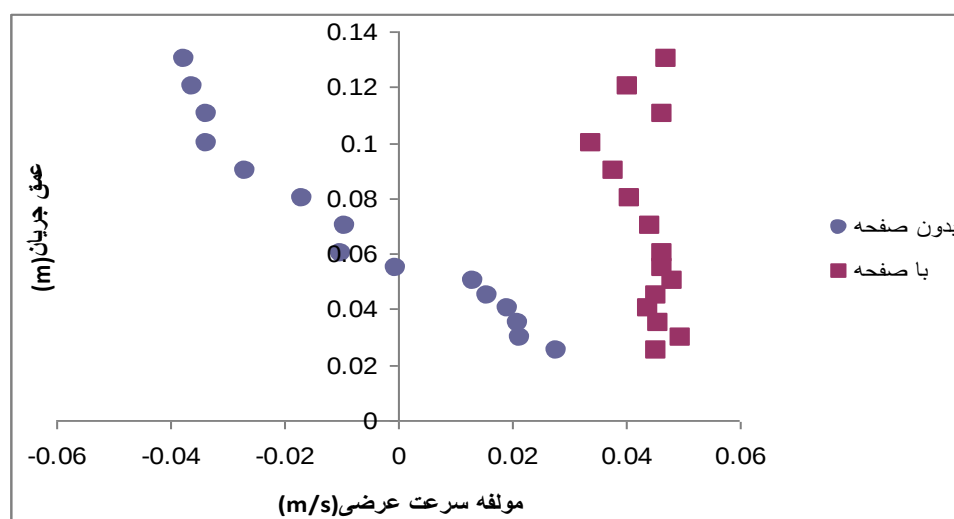
نصب شده است (شکل ۱۱ ب) با انحنای بیشتری نسبت به محور قائم کشیده شده اند. افزایش این انحنا به دلیل حضور جریان های ثانویه پشت سازه می باشند. در شکل (۱۱ الف) که حالت شاهد بدون سازه است خطوط جریان در راستای عرضی در مقایسه با حالت با سازه انحراف خطوط جریان کمتر است زیرا با نصب سازه، جریان در قسمت های بالایی سازه به طرف مرکز جریان و در کف به طرف ساحلی که سازه نصب است منحرف می شود در نتیجه باعث ایجاد جریان چرخشی در پشت سازه می شود و با فشرده شدن خطوط جریان در این ناحیه، سرعت طولی در مرکز جریان افزایش یافته که این تغییرات در الگوی جریان باعث افزایش تنش برشی در محل سازه و اطراف آن شده و در نتیجه می توانند باعث انتشار سریع تر مواد ردیاب در عرض و طول کانال گردد. در حالت بدون سازه (شکل ۱۱ الف) منحنی های تراز در مرکز جریان به سمت دیواره و گوشه های کانال به دلیل اثر جریان های ثانویه بیشتر کشیده شده اند اما پس از نصب سازه به دلیل تشکیل جریان چرخشی در پشت سازه منحنی های تراز نسبت به حالت قبلی به فاصله حدود 20 سانتیمتری نسبت به کناره ها جابجا شده است که همین جابجایی باعث جابجایی ردیاب به سمت مقابل سازه که سرعت طولی و برشی بالا است شده، در نتیجه غلظت ردیاب همانطور که در شکل (۸) نشان داده شد، در این ناحیه کمتر شده است.

عواملی مانند سرعت برشی شدت آشفتگی و جریان های ثانویه بر افزایش اختلاط عرضی مؤثرند؛ که یکی از این عوامل که نشان دهنده وجود جریان های ثانویه است افزایش سرعت عمودی و عرضی نسبت به حالت بدون سازه است. لذا برای بررسی اثر این عامل، نیمرخ سرعت عرضی برای هردو حالت با سازه و بدون سازه برای یکی از مقاطع یعنی مقطع چهارم بررسی می شود.

و همکاران (۲۰۱۳) در حالت بستر با تلماسه، سرعت برشی به ترتیب به میزان ۱۷ درصد و ۲۳ درصد نسبت به حالت بستر صاف افزایش داشته است. درواقع این مقایسه نشان‌دهنده میزان تأثیر سازه بر اختلاط عرضی و خود پالایی رودخانه نسبت به حالتی که بستر تلماسه‌ای باشد را نشان می‌دهد. همچنین با توجه به جدول (۱) مشاهده می‌شود که در حالتی که مسیر قوسی باشد و شرایط هیدرولیکی تقریباً یکسان حاکم باشد، سرعت برشی به‌دست‌آمده در حالت با سازه تقریباً نزدیک به سرعت برشی‌های به‌دست‌آمده در مسیرهای قوسی برای مطالعات سئو و همکاران (۲۰۰۶) و لی و سئو (۲۰۱۲) است. در این جدول تنش برشی نیز محاسبه شده است که بر اساس آن، میزان افزایش تنش برشی در مطالعه حاضر به میزان ۶۰ درصد نسبت به حالت بدون سازه است و برای مطالعه خدشناس و همکاران (۱۳۹۴) و طباطبایی و همکاران (۲۰۱۳) میزان افزایش تنش برشی نسبت به حالت بستر صاف به ترتیب به میزان ۳۶/۲ و ۵۶/۲۵ درصد است و برای کانال قوسی شکل لی و سئو (۲۰۱۳) که شرایط هیدرولیکی مشابه مطالعه حاضر را دارد میزان تنش برشی تقریباً یکسان به‌دست‌آمده است.

عمق جریان می‌رسد علامت منفی و مثبت نشان‌دهنده سرعت عرضی جریان به سمت چپ و راست فلوم هست. پس از نصب سازه در تمام عمق‌ها سرعت عرضی به مقدار مثبت و تقریباً پروفیل یکنواخت می‌رسد که در محدوده ۰/۰۴ تا ۰/۰۵ متر بر ثانیه افزایش می‌یابد؛ که این نتیجه منطبق بر نتیجه شکل (۷) است. (ب) هست که غلظت در تمام مقطع نسبت به شکل (۷) الف) کاهش و به مقدار یکنواخت در کل مقطع رسیده است.

همان‌طور که در قسمت مروری بر منابع اشاره شده است از عوامل مؤثر برافزایش اختلاط عرضی، نسبت عرض به عمق جریان و سرعت برشی است. با توجه به این‌که نسبت عرض به عمق جریان در این مطالعه به میزان ثابت ۵/۳۳ هست، لذا در این بخش میزان سرعت برشی در حالت با سازه نسبت به حالت شاهد برای این مطالعه و مطالعات دیگر مقایسه شده‌اند. همان‌طور که در جدول (۱) مشاهده می‌شود، در مطالعه حاضر برای سرعت متوسط جریان ۰/۲۵ متر بر ثانیه، سرعت برشی برای حالت با سازه به میزان حدود ۱۹ درصد نسبت به حالت بدون سازه افزایش داشته است که این مقدار برای مطالعه خدشناس و همکاران (۱۳۹۴) و طباطبایی



شکل ۱۲ پروفیل مؤلفه سرعت عرضی در مقطع چهارم

جدول ۱ مقایسه مطالعه حاضر با دیگر مطالعات انجام شده

شکل کانال	سرعت برشی (سانتیمتر بر ثانیه)	تنش برشی (نیوتن بر مترمربع)	نسبت عرض به عمق جریان	سرعت جریان (متر بر ثانیه)	عمق جریان (متر)	نام محققین
مستقیم- بستر صاف	۱/۶۲	۰/۲۶۲	۲/۱۴	۰/۲۴۹	۰/۲۸	خداشناس و همکاران (۱۳۹۴)
مستقیم- با حضور تلماسه (ارتفاع تلماسه ۴ سانتیمتر)	۱/۸۹	۰/۳۵۷	۲/۱۴	۰/۲۴۵۴	۰/۲۸	
مستقیم-بستر صاف	۱/۶	۰/۲۵۶	۲/۱۴	۰/۲۴۷	۰/۲۸	طباطبایی همکاران (۲۰۱۵)
مستقیم-تلماسه (ارتفاع تلماسه ۸ سانتیمتر)	۲	۰/۴	۱/۸۹	۰/۲۴۹	۰/۲۸	
قوسی	۱/۳۳	۰/۱۸	۶/۶۷	۰/۲	۰/۱۵	سئو و همکاران (۲۰۰۶)
قوسی	۱/۱۷	۰/۱۴	۵	۰/۲	۰/۱۵	لی و سئو (۲۰۱۳)
مستقیم بدون سازه	۱/۲۸	۰/۱۶	۵/۳۳	۰/۲۵	۰/۱۵	مطالعه حاضر
مستقیم با سازه	۱/۲	۰/۱۴۴	۵/۳۳	۰/۲	۰/۱۵	
مستقیم با سازه	۱/۵۲	۰/۲۳	۵/۳۳	۰/۲۵	۰/۱۵	

نتیجه گیری

عرضی ردیاب باشد. همچنین نتایج مربوط به تزریق ردیاب، میزان اثر سازه را نشان داد که واریانس توزیع غلظت به میزان ۳۰٪ افزایش داشته است و نقطه اوج منحنی میانگین غلظت ردیاب به میزان ۸۰٪ درصد کاهش نشان داد. همچنین نتایج مربوط به سرعت برشی برای حالت با سازه باعث افزایش ۱۹ درصدی سرعت برشی در حالت با سازه نسبت به حالت بدون سازه است این در حالی است که این افزایش برای حالت وجود فرم بستر به میزان ۱۷ درصد و ۲۳ درصد افزایش نسبت به حالت بستر صاف نشان داده است. در مسیرهای قوسی که شرایط هیدرولیکی مشابه باشد میزان تنش و سرعت برشی تقریباً یکسان به دست آمده است.

هدف از انجام این تحقیق بررسی اثر استفاده از صفحات مثلثی برای افزایش اختلاط عرضی و خود پالایی رودخانه بوده است. به این منظور آزمایش هایی با سرعت های مختلف بین ۰/۲ تا ۰/۳۵ و در دو حالت با سازه و بدون سازه و عمق ثابت ۱۵ سانتیمتر انجام شد. نتایج نشان داد که وجود صفحه باعث افزایش سرعت عرضی نسبت به حالت بدون سازه شده است که این تغییر در سرعت عرضی به دلیل وجود جریان های ثانویه است. از آنجاکه جریان های ثانویه و سرعت برشی از عوامل مهم و تأثیرگذار بر اختلاط عرضی و خود پالایی رودخانه است، بنابراین وجود صفحه می تواند روش مناسبی برای افزایش اختلاط

مراجع

۱. بهرامی یاراحمدی، م. شفاعی بجستان، م. «تأثیر سری صفحات مثلثی در قوس ملایم ۹۰ درجه بر الگوی توپوگرافی بستر». نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، دوره ۴۵، شماره ۸۰، پاییز ۱۳۹۴، صفحات ۱-۱۱، (۱۳۹۴).
۲. مددیان، م. الف. ع. عابدینی، س. ف. ساغروانی. «بررسی تأثیر نسبت بازشدگی کانال به نحوه انتشار آلودگی حاصل از آلوده ساز نقطه ای».

- نهمین سمینار بین‌المللی مهندسی رودخانه، بهمن‌ماه دانشگاه شهید چمران اهواز، (۱۳۹۱).
۳. نجفی بیرگانی، ن، شفاعی بجستان، م، بهرامی یاراحمدی، م. «بررسی آزمایشگاهی تأثیر شرایط جریان بر توپوگرافی بستر در آبشکن مثلثی». هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران بابل، ۱۷ و ۱۸ اردیبهشت‌ماه، (۱۳۹۳).
 ۴. بدری، پ، شفاعی بجستان، م، بهرامی یاراحمدی، م. «تأثیر شرایط جریان بر توپوگرافی بستر در قوس ۹۰ درجه تحت تأثیر صفحات مثلثی». هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران بابل، ۱۷ و ۱۸ اردیبهشت‌ماه، (۱۳۹۳).
 ۵. قاسمی، م، حیدرپور، م، اسماعیل‌زاده، م. «اثر ارتفاع تاج تلماسه بر ضریب اختلاط عرضی در یک کانال مستطیلی». اولین کنفرانس بین‌المللی و سومین کنفرانس ملی سد و نیروگاه برق‌آبی، (۲۰۱۲).
 ۶. خداشناس، س. و معارف دوست، ر قاسمی، م. «مطالعه پتانسیل خودپالایی جریان روی تلماسه در یک کانال مستطیلی روباز». نشریه آبیاری و زهکشی ایران، شماره ۳، جلد ۹، صفحات ۵۳۹-۵۳۲، (۱۳۹۴).
 ۷. محمودیان شوشتری، م. هیدرولیک مجاری روباز. جلد دوم، چاپ سوم، اداره چاپ و انتشارات دانشگاه شهید چمران اهواز، (۱۳۸۹).
 8. Ward, P., "Transverse dispersion in oscillatory channel flow". *Journal of the Hydraulics Division*, 100(Proc Paper 10589), (1974).
 9. Baek, K.O. and I.W. Seo, "Routing procedures for observed dispersion coefficients in two-dimensional river mixing". *Advances in Water Resources*, Vol. 33, No. 12, pp. 1551-1559, (2010).
 10. Bhuiyan, F., R.D. Hey, and P.R. Wormleaton, "Bank-attached vanes for bank erosion control and restoration of river meanders". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 136, No. 9, pp. 583-596, (2010).
 11. Chang, Y.-C. "Lateral mixing in meandering channels. in *River Meandering*". 1971. ASCE.
 12. Demuren, A.O. and W. Rodi, "Calculation of flow and pollutant dispersion in meandering channels". *Journal of fluid mechanics*, Vol. 10, No. 1, pp. 63-92, (1986).
 13. Engmann, E., "Effect of Channel Bends on Transverse Mixing". *Nigerian Journal of Technology*, Vol. 10, No. 1, pp. 57-72, (1986).
 14. Holley, E., J. Siemons, and G. Abraham, "Some aspects of analyzing transverse diffusion in rivers". *Journal of Hydraulic Research* Vol. 10, No. 1, pp. 27-57, (1972).
 15. Holley, E.R. and G. Abraham, "Laboratory studies on transverse mixing in rivers". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 11, No. 3, pp. 219-253, (1973).
 16. Lee, M.E. and I.W. Seo, "Spatially variable dispersion coefficients in meandering channels". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 139, No. 2, pp. 141-153, (2012).
 17. Rishnappan, B. and Y.L. Lau, "Transverse mixing in meandering channels with varying bottom topography". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 15, No. 4, pp. 351-370, (1977).
 18. Seo, I., K.O. Baek, and T.M. Jeon, "Analysis of transverse mixing in natural streams under slug tests". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 44, No. 3, pp. 350-362, (2006).
 19. Yotsukura, N., H.B. Fischer, and W.W. Sayre, *Measurement of mixing characteristics of the Missouri River between Sioux City, Iowa, and Plattsmouth, Nebraska*. USGPO, (1970).

20. Tabatabaei, S., et al. "Transverse Mixing Coefficient on Dunes with Vegetation on a Channel Wall". in World Environmental and Water Resources Congress: Showcasing the Future. (2013).
21. Sharma, H. and Z. Ahmad, "Transverse mixing of pollutants in streams: a review". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 41, No. 5, pp. 472-482, (2014).

مدل سازی مبتنی بر تجزیه و تحلیل ستون های دایره ای فولادی پر شده با بتن تحت فشار محوری توسط شبکه عصبی مصنوعی*

محمد حسین یعقوبی^(۱) بهروز کشته گر^(۲) حسینعلی رهدار^(۳)

چکیده ستون های فولادی پر شده با بتن به واسطه عملکرد مناسب بتن و فولاد موجب بهبود مقاومت نهایی محوری ستون ها می گردد. عمدتاً، مدل های تجربی و آیین نامه ای قادر به محاسبه دقیق مقاومت نهایی محوری این مقاطع برای مصالح با مقاومت های بالا نیستند. در این تحقیق، بر اساس نتایج آزمایشگاهی، یک مدل تخمین مقاومت نهایی محوری بر اساس شبکه عصبی توسعه داده شده است. نتایج حاصل از تخمین مدل شبکه عصبی بر اساس ۱۱۶۸ نمونه آزمایشگاهی، به کمک چندین آماره خطا با هشت مدل تجربی و آیین نامه EC4 مقایسه گردیده است. مدل شبکه عصبی ارائه شده در مقایسه با مدل های موجود دقیق تر است و محدوده گسترده تری از مقاومت های مصالح و نسبت قطر به ضخامت و ارتفاع به قطر را پوشش می دهد.

واژه های کلیدی ستون فولادی پر شده با بتن، مقاومت نهایی محوری، شبکه عصبی مصنوعی، مدل سازی.

Model-Based Analysis for Ultimate Axial Load of Circular CFST Columns Using Artificial Neural Network

Mohammad Hossein Yaghoubi

Behroz Keshtegar

Hossein Ali Rahdar

Abstract Concrete-filled steel tube (CFST) columns are increasingly adopted in many modern structures due to the advantage composite action between steel tube and concrete core. The almost empirical models and design code relations can not provide the accurate predictions for the axial ultimate strength of these composite steel-concrete sections, especially high (ultra-high) strength concrete. In this paper, a novel predicted model of the ultimate axial strength was introduced based on Artificial Neural Network (ANN) using a large experimental data set more 1168 sample data on CFST. The predicted results of the developed ANN model were compared with eight empirical newest models and EC4 code relations using several error statistics. The ANN predictions are more accurate than the existing (code design) models and covers a wider range of material strengths and the ratio of diameter to thickness and height to diameter.

Key Words Concrete-filled steel tube, Axial ultimate strength, Artificial Neural Network, Modeling.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۷/۳/۱۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۱/۲۸ می باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه، دانشگاه زابل.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زابل.

(۳) استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زابل.

مقدمه

ستون فولادی پر شده با بتن (CFST) که با پر کردن یک لوله فولادی توخالی توسط بتن شکل گرفته است به علت واکنش توأم و مناسب بتن و فولاد کاربرد آن در بسیاری از سازه های مهندسی در حال افزایش است. وجود فولاد در بیرونی ترین تارهای مقطع به صورت مؤثر سبب بهبود ممان اینرسی و مقاومت مقطع و نهایتاً سبب افزایش سختی مقطع می گردد [1, 2]. هسته بتنی یک مقطع ایده آل برای باربری ثقلی است که در برخی حالات باعث جلوگیری از کماتش موضعی می گردد [3, 4]. همچنین تیوب فولادی با محصور کردن بتن، باعث افزایش مقاومت فشاری و شکل پذیری می گردد [5]. لذا، استفاده از این نوع مقاطع به عنوان ستون های در معرض بارهای فشاری بالا بسیار سودمند خواهد بود. علاوه بر این، تیوب فولادی نقش یک قالب ماندگار را برای بتن ایفا می کند و این موضوع سبب کاهش هزینه های ساخت می گردد [6, 7].

عمدتاً، روش های طراحی ستون های فولادی پر شده با بتن همانند مقاطع فولادی و بتن آر مه در آیین نامه ها رابطه سازی شده اند و از واکنش توأم فولاد و بتن چشم پوشی می شود. از طرف دیگر، مدل های تجربی بر مبنای تعداد محدودی نمونه آزمایشگاهی، جهت پیش بینی حداکثر ظرفیت ستون های CFST توسعه داده شده اند. لذا، کاربرد مدل های پیشنهادی در محدوده گسترده تر از دقت قابل قبولی برخوردار نیست. همچنین، این مدل ها محدودیت هایی در مقاومت فولاد و بتن و همچنین نسبت قطر به ضخامت دارند. در نتیجه مدل های تجربی و آیین نامه ای ممکن است قادر به پیش بینی مناسب رفتار این نوع سازه ها با دقت نباشند. از طرفی، اثرات تنش جاری شدن فولاد، مقاومت فشاری بتن، نسبت قطر به ضخامت و نسبت ارتفاع به قطر بر روی رفتار ستون های CFST به وضوح در مطالعات قبلی

تفسیر نشده است.

در این تحقیق، از روش هوش مصنوعی بر مبنای شبکه عصبی چندلایه، جهت پیش بینی مقاومت نهایی محوری ستون های CFST استفاده گردیده است. در این روش می توان ارتباط غیرخطی بین مقاومت نهایی و پارامترهای ورودی ستون های دایره ای CFST ایجاد نمود. علاوه بر این، در این مطالعه یک پایگاه داده گسترده به منظور بررسی تأثیر متغیرهای مختلف بر رفتار ستون های CFST ایجاد گردیده است. مدل شبکه عصبی با استفاده از متغیرهای ورودی نظیر خصوصیات هندسی نمونه ها و خصوصیات مکانیکی فولاد و بتن آموزش داده شده که ۳۰ درصد نمونه های آزمایشگاهی جهت صحت سنجی و مقایسه با هشت مدل تجربی و آیین نامه [8] EC4 مورد استفاده قرار گرفته است. رفتار غیرخطی نسبت به افزایش مقاومت فشاری بتن و نیز تنش جاری شدن فولاد، در مقایسه با مدل های تجربی و آیین نامه ای مشاهده شده است. افزایش مقاومت نهایی بتن و نیز تنش جاری شدن برخلاف نسبت های ابعادی همانند نسبت ارتفاع به قطر یا قطر به ضخامت لوله فولادی موجب افزایش مقاومت ستون های CFST می گردد.

مدل های آیین نامه ای و تجربی مقاومت نهایی

ستون های CFST

جهت تخمین مقاومت نهایی محوری ستون های CFST، مدل های تجربی و آیین نامه ای که در جدول (۱) ارائه گردیده، استفاده شده است؛ که در آن σ_{sz} و f_{cc} به ترتیب تنش محوری فولاد و تنش بتن محصور شده، σ_{sy} و $\sigma_{s\theta}$ به ترتیب تنش جاری شدن و حلقه ای لوله فولادی، f_t تنش شعاعی بتن محصور شده، f'_c و f_{ck} به ترتیب مقاومت فشاری نمونه استوانه ای و مقاومت مشخصه بتن، H ارتفاع نمونه، A_c و A_s به ترتیب مساحت هسته بتنی و جدار فولادی، D قطر بیرونی ستون، t ضخامت

دایره‌ای CFST در ساختار مدل‌سازی استفاده شده است که خصوصیات هندسی و خصوصیات مکانیکی فولاد و بتن در جدول (۲) ارائه گردیده است؛ که در آن N_{test} مقاومت محوری حداکثر آزمایشگاه است. در نمونه‌های آزمایشی، تنش جاری شدن لوله فولاد از ۱۶۶ تا ۸۵۳ مگاپاسکال متفاوت است؛ مقاومت حداکثر بتن نمونه استوانه‌ای بین ۱۵ تا ۱۹۳ مگاپاسکال متغیر است؛ دامنه تغییرات قطر بیرونی و ضخامت لوله فولادی به ترتیب بین ۴۷ تا ۱۰۲۰ میلی‌متر و ۰/۷۰ تا ۱۳/۳۰ میلی‌متر است.

لوله فولادی، A_{sc} سطح مقطع معادل فولاد-بتن، ξ شاخص محصورشدگی، $(EI)_{eff}$ و I_{eff}^2 به ترتیب سختی مؤثر خمشی و طول مؤثر ستون، E_s و E_c به ترتیب مدول الاستیسیته فولاد و بتن، I_s و I_c به ترتیب ممان اینرسی فولاد و بتن و Ω ، f_1 ، η_c و η_a ضرایب محصورشدگی می‌باشند.

داده‌های موردبررسی

جهت ارزیابی مدل‌های پیش‌بینی مقاومت نهایی ستون‌های CFST، از داده‌های آزمایشگاهی برگرفته از مراجع استفاده شده است. درمجموع ۱۱۶۸ ستون

جدول ۱ خلاصه معادلات ارائه‌شده توسط محققان و آیین‌نامه‌های طراحی

مدل	مقاومت نهایی محوری (N_u)
Lai and Ho (2017) [7]	$N_u = \sigma_{sz} A_{st} + f_{cc} A_c; \sigma_{sz} = \frac{1}{2} \left[-\sigma_{s0} + \sqrt{4\sigma_{sy}^2 - 3\sigma_{s0}^2} \right];$ $\frac{\sigma_{s0}}{\sigma_{sy}} = 0.2 \left(\frac{f_r}{f_c} \right)^{0.35} \left(\frac{f_r'}{\sigma_{sy}} \right)^{0.45}; f_{cc} = f'_c + 3.5f_r; f_r = \frac{2t}{D-2t} \sigma_{s0}$
Dong et al. (2017) [9]	$N_u = [0.95 + f_1] f'_c A_c + \sigma_{sy} A_s; f_1 = 0.49 (\sigma_{sy} A_s / f'_c A_c)^{0.51}$
Xiong et al. (2017) [10]	$N_u = (1 + 4.1 \frac{f_r}{f'_c}) A_c f'_c + \left(\sqrt{1 - 3 \left(\frac{A_c f_r}{A_s \sigma_{sy}} \right)^2} - \frac{A_c f_r}{A_s \sigma_{sy}} \right) A_s \sigma_{sy}$ $\frac{f_r}{f'_c} = \frac{A_s \sigma_{sy}}{A_c f'_c} \frac{3.1}{\sqrt{9 + 3(3.1)^2}}$
Lai and Ho (2014) [11]	$N_u = \sigma_{sz} A_s + f_{cc}^* A_c; \xi = \frac{\sigma_{sy} A_s}{f'_c A_c};$ $\frac{\sigma_{s0}}{\sigma_{sy}} = \begin{cases} 0 & 0 \leq \xi < 0.03 \\ -0.03\xi^2 + 0.175\xi - 0.006 & 0.03 \leq \xi < 2.5 \\ 0.244 & \xi \geq 2.5 \end{cases} f_{cc}^* = f'_c + 4.1f_r$
Yu et al. (2013) [12]	$N_u = (1 + 0.5 \times \frac{\xi}{1+\xi}) (\sigma_{sy} A_s + f_{ck} A_c); \Omega = \frac{A_s}{A_c} f_{ck} = 0.67f'_c$
Lu and Zhao (2010) I [13]	$N_u = A_c f'_c + 1.47 A_s \sigma_{sy}$
Lu and Zhao (2010) II [13]	$N_u = (1.3 + 1.1\xi) f_{ck} A_{sc}; A_{sc} = A_s + A_c$
Hatzigeorgiou (2008) [14]	$N_u = 0.8 f'_c A_c (1 + \xi + \sqrt{\xi})$
EC4 (2004) [8]	$N_u = (1 + \eta_c \frac{t}{D} \frac{\sigma_{sy}}{f'_c}) f'_c A_c + \eta_a \sigma_{sy} A_s; \eta_c = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0; \eta_a =$ $0.25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1 \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}; N_{pl,Rk} = f'_c A_c + \sigma_{sy} A_s; N_{cr} =$ $\frac{\pi^2 (EI)_{eff2}}{l_{eff}^2}; (EI)_{eff2} = E_s I_s + E_c I_c \quad E_c = 22 \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.3} \text{ (GPa)}$

جدول ۲ جزئیات داده های آزمایشگاهی برگرفته از منابع موجود

مرجع	$N_{test}(kN)$	$f'_c(Mpa)$	$\sigma_{sy}(Mpa)$	$t(mm)$	$D(mm)$	$H(mm)$	تعداد
[10]	۲۳۱۴-۹۱۸۷	۵۱/۶-۱۹۳	۳۰۰-۴۲۸	۳/۶-۱۰	۱۱۴-۲۱۹	۲۱۰-۶۰۰	۱۸
[13]	۳۱۲-۱۳۷۷۶	۳۰-۱۳۰	۲۳۲-۸۵۳	۱-۱۱/۸۸	۶۰-۴۵۰	۱۵۲-۱۳۵۰	۲۲۵
[19]	۳۱۲-۴۶۰۰	۱۵-۱۲۵/۳	۱۶۵-۸۵۳	۰/۸۶-۱۳/۲۵	۶۰-۱۰۲۰	۱۸۰-۳۰۶۰	۲۷۲
[20]	۶۱۰-۳۴۰۰	۲۳/۸-۹۱/۹	۲۶۶-۵۳۷	۱/۶-۶/۷	۸۹-۲۱۹	۱۰۴-۶۵۰	۴۰
[21]	۱۸۲۳-۲۰۴۶۲	۷۳/۲	۲۹۰-۳۴۵	۱/۵-۱۱/۳	۱۵۳-۴۷۷	۳۰۶-۹۵۴	۳۶
[22]	۴۰۳۰-۲۹۴۶۳	۴۹/۶۴	۲۵۹-۵۹۰	۲/۶-۱۱/۲	۲۱۵-۶۳۲	۶۵۷-۱۸۹۰	۱۲
[23]	۱۸۸۰-۴۹۷۶	۲۸/۶-۴۴/۷	۳۱۱	۳/۶۸-۳/۸۷	۳۰۰	۹۰۰	۱۲
[24]	۵۶۶-۱۹۹۹	۲۵/۶-۳۲/۱	۳۴۵-۴۸۸	۳-۳/۵	۱۱۴-۱۹۳	۱۰۰۰-۲۵۰۰	۲۴
[25]	۹۴۱-۱۳۷۷۶	۲۵-۸۹	۲۶۵-۸۵۳	۲/۹-۶/۵	۱۰۸-۳۶۱	۳۰۰-۵۲۰	۳۸
[26]	۶۹۹-۱۶۷۴	۳۱-۶۵	۲۶۶-۴۱۲	۲-۶	۱۰۴-۱۱۴	۳۳۰	۶
[27]	۱۰۹۱-۲۰۰۰	۴۱-۱۰۶	۲۷۰-۲۸۳	۵	۱۵۹/۶-۱۶۰/۳	۲۰۰۰-۴۰۰۰	۱۴
[28]	۹۹۸-۷۲۶۰	۲۵/۴-۸۷/۷	۳۴۳-۵۲۵	۳/۷۵-۵	۱۱۴-۳۶۱	۳۰۰-۱۰۸۳	۱۲
[29]	۱۵۶۰-۳۶۰۰	۳۴-۶۴	۳۵۰	۲/۷۲-۴/۷۸	۱۶۵-۲۱۹	۵۰۰-۶۵۰	۱۷
[30]	۶۱۰-۹۲۹۷	۲۳-۱۶۷/۹	۱۸۵/۷-۴۵۲	۰/۸۶-۱۰/۴	۱۰۱-۳۱۸	۲۰۰-۹۵۵/۵	۶۶
[31]	۸۷۷-۱۹۹۰	۵۶-۱۰۷	۲۳۵-۳۵۵	۲/۷-۵/۹	۱۱۴/۳	۳۰۰-۹۰۰	۱۸
[32]	۵۷۸-۱۶۶۲	۱۶/۷-۳۹/۳	۲۹۵-۳۱۵	۲/۴-۳/۹۵	۱۰۵/۹-۱۶۰/۸	۳۴۲-۴۹۵	۱۷
[33]	۱۰۲۴-۱۱۹۸	۲۵/۹-۳۲/۴	۲۸۸	۲/۵۲-۲/۷۴	۱۳۷/۸-۱۳۹/۸	۸۰۰	۱۴
[34]	۵۰۴-۶۷۹	۲۱/۴-۲۹/۲	۳۴۲-۳۵۷	۱/۶۵-۲/۶۷	۸۸-۱۱۳	۲۸۳-۳۶۴	۲۲
[35]	۳۵۵-۴۶۰۰	۱۵-۱۱۴	۱۸۶-۶۳۳	۰/۷-۱۳/۳	۷۶-۱۰۲۰	۱۵۲-۳۰۶۰	۴۱
[36]	۱۰۶۸-۱۷۷۴	۴۴-۶۳	۳۰۶	۳-۵	۱۲۹-۱۳۳	۳۸۷-۳۹۹	۳۶
[37]	۳۵۲-۲۷۳۳	۵۰	۲۷۷-۲۸۸	۱/۹	۱۰۱-۲۵۶	۳۰۰-۱۴۰۰	۱۱
[38]	۲۹۴-۱۱۶۴	۲۴-۱۰۰	۳۲۴	۱/۳۳-۴	۱۰۰	۳۰۰-۱۲۰۰	۴۰
[39]	۱۱۴۷-۱۷۰۷	۳۷/۸-۴۱/۷	۳۳۹-۳۸۸	۲/۷۹-۲/۸۶	۱۳۸-۱۷۰	۴۲۰-۵۱۰	۸
[40]	۵۰۹-۲۱۴۷	۲۲/۶-۵۲/۹	۳۰۰-۳۵۷	۱/۶۵-۴/۶۶	۸۸-۲۱۹	۲۸۵-۶۵۷	۱۰۵
[41]	۱۳۵۰-۳۲۶۰	۴۱-۱۰۸	۱۸۵-۳۶۳	۰/۸۶-۲/۸۲	۱۶۵-۱۹۰	۵۷۷-۶۶۴	۱۶
[42]	۴۹۴-۷۵۴	۲۲-۴۰	۳۶۰	۲/۷۴-۲/۸۹	۸۹-۱۱۲	۳۴۰	۴۸

شبکه عصبی مصنوعی چندلایه پرسپترون (MLPNN)

شبکه های عصبی مصنوعی (ANN) یک ابزار محاسباتی ساده با هزینه محاسبات کم و عملکرد بالا جهت تخمین است. به صورت کلی، شبکه های چندلایه به عنوان

طبقه بندی داده، پیش بینی و تقریب عملکرد یک رابطه می توانند مورد استفاده قرار گیرند [43]. در شبکه های عصبی پرسپترون چندلایه می توان یک ارتباط غیرخطی بین ورودی ها و خروجی ایجاد نمود.

در این تحقیق، از الگوریتم شبه نیوتن BFGS برای دستیابی به یک ساختار شبکه مناسب با ۵ نورون ورودی، ۱۱ نورون در لایه پنهان و یک نورون خروجی با ۳۰۰۰ تکرار استفاده گردیده است.

آماره‌های قیاس مدل‌های تخمین مقاومت نهایی ستون‌های CFST

دقت و صحت سنجی مدل‌های ارائه شده در جدول (۱) و نیز روش هوش مصنوعی بر مبنای شبکه عصبی بر اساس آماره‌های زیر مقایسه شده‌اند [44].

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (O_i - P_i)^2} \quad (4)$$

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |O_i - P_i| \quad (5)$$

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N [O_i - P_i]^2}{\sum_{i=1}^N [O_i - O_m]^2} \quad -\infty \leq NSE \leq 1 \quad (6)$$

$$d = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (P_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^N (|P_i - O_m| + |O_i - O_m|)^2} \quad 0 \leq d \leq 1 \quad (7)$$

که در آن RMSE ریشه میانگین مربعات خطا، MAE میانگین قدر مطلق خطا، NSE آماره Nash-Sutcliffe و d شاخص صحت سنجی ویلموت است که بر اساس مقادیر واقعی آزمایشگاهی (O_i)، میانگین مقادیر واقعی (O_m) و مقدار پیش‌بینی مدل‌ها (P_i) قابل محاسبه هستند. N تعداد داده مورد ارزیابی است که در بخش آموزش برابر با ۸۱۸ داده و در بخش تست برابر با ۳۵۰ داده است. مقادیر نزدیک به صفر MAE و RMSE نشان‌دهنده عملکرد بهتر مدل به لحاظ حداقل خطا است. محدوده d بین صفر (بدون همبستگی) و یک (تناسب کامل) متفاوت است. مقدار NSE برابر با یک نشان‌دهنده تطبیق کامل پیش‌بینی بر داده‌های مدل‌سازی است [46].

شکل (۱) یک شبکه سه لایه نشان داده شده است. هر نورون پنهان بر اساس متغیرهای ورودی (X_i) می‌تواند به صورت زیر بیان گردد [43]:

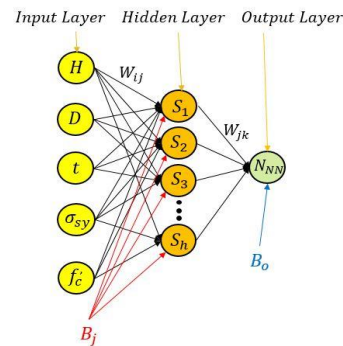
$$s_j = \sum_{i=1}^n (W_{ij} X_i) + B_j, j = 1, 2, \dots, h \quad (1)$$

که در آن n تعداد نورون‌های ورودی است؛ W_{ij} نمایانگر وزن اتصال نورون i_{th} در لایه ورودی به نورون j_{th} در لایه پنهان است، B_j بایاس نورون پنهان j_{th} است و X_i نورون از لایه ورودی $H, D, t, f_{sy}, f'_c, d, S, f_{sr}$ را نشان می‌دهد.

از تابع انتقال سیگموئیدی برای خروجی هر نورون پنهان به صورت زیر استفاده شده است:

$$S_j = \frac{1}{(1 + \exp(-s_j))} \quad j = 1, 2, \dots, h \quad (2)$$

نورون خروجی را با استفاده از مقدار انتقال یافته رابطه (۲) به لایه پنهان به صورت زیر می‌توان متصل نمود.



شکل ۱ ساختار شبکه عصبی پرسپترون سه لایه با پنج متغیر ورودی (H, D, t, f_{sy}, f'_c)، h نورون در لایه پنهان و یک نورون خروجی (N_{NN})

$$N_{NN} = \sum_{j=1}^h (W_{jk} S_j) + B_0 \quad (3)$$

که در آن W_{jk} وزن اتصال از نورون پنهان j_{th} به نورون خروجی N_{NN} است و B_0 بایاس نورون خروجی است. همان‌گونه که در معادلات فوق دیده می‌شود، اوزان و بایاس‌ها موجب پیش‌بینی مقاومت نهایی محوری ستون‌های CFST می‌گردند.

ارزیابی صحت پیش بینی مدل ها

۷۰ درصد کل داده های مورد بررسی (۸۱۸ داده)، به عنوان آموزش شبکه عصبی پرو سپترون سه لایه استفاده شده است. نتایج ارزیابی آماره های مقایسه خطا برای مدل های برگرفته از جدول (۱) و روش شبکه عصبی در دو فاز آموزش و صحت سنجی (تست) (۳۵۰ داده) در جدول (۳) درج شده است.

با توجه به نتایج جدول (۳) کمترین مقدار ریشه میانگین مربعات خطا در بخش آموزش در مدل های تجربی (Lai and Ho (2017) و Hatzigeorgiou و در بخش تست در مدل های Dong et al و Hatzigeorgiou حاصل گردیده است. از طرفی مدل های Xiong et al و مدل دوم Lu and Zhao دارای بیشترین مقدار ریشه میانگین مربعات خطا و میانگین قدر مطلق خطا در بخش آموزش و تست می باشند. از این رو، مدل های تجربی ارائه شده توسط (Lai and Ho (2017) و Hatzigeorgiou و Dong et al و مدل اول Lu and Zhao به همراه آیین نامه EC4 دارای بهترین همبستگی در هر دو بخش آموزش و تست می باشند که اختلاف خطای آن ها ناچیز است. در حالی که مدل شبکه عصبی مورد استفاده در این پژوهش، کمترین مقدار ریشه میانگین مربعات خطا و میانگین قدر مطلق خطا و بیشترین میزان همبستگی را در بخش آموزش و تست

ارائه نموده است که نشان دهنده بهترین عملکرد در میان مدل های آیین نامه ای و تجربی است.

همچنین در شکل (۲) جهت ارزیابی مدل های مورد بررسی از حیث صحت و تطبیق بر داده های آزمایشگاهی از نسبت شاخص صحت سنجی ویلموت به میانگین قدر مطلق خطا استفاده شده که مقدار حداکثر این آماره نشان دهنده تطبیق صحیح تر مدل سازی است. بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (۲) می توان مشاهده نمود که مدل شبکه عصبی بهترین عملکرد پیش بینی را داراست.

با مقایسه مدل های تجربی ارائه شده در جدول (۱) می توان بیان نمود که روابط Hatzigeorgiou، مدل اول Lu and Zhao و مدل Dong et al با یک رابطه ریاضی غیرخطی بسیار ساده قادر به پیش بینی مقاومت نهایی ستون های CFST می باشند.

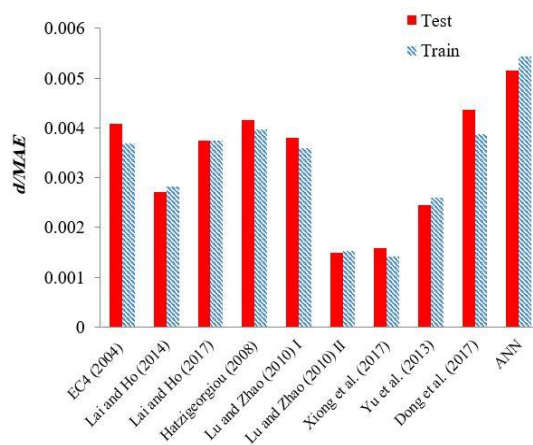
نمودار پراکندگی داده های پیش بینی شده نسبت به داده های آزمایشگاهی در بخش تست برای مدل های مورد ارزیابی در شکل (۳) نشان داده شده است که در آن (R^2) همبستگی خطی بین داده های پیش بینی و آزمایشگاهی است. مقدار $R^2 = 1$ نشان دهنده یک انطباق کامل از داده های پیش بینی بر داده های آزمایشگاهی مقاومت حداکثر محوری ستون های CFST است.

جدول ۳ نتایج ارزیابی آماری مدل های آیین نامه ای و تجربی با شبکه عصبی در حالت آموزش و تست

مدل	آموزش				تست			
	RMSE	MAE	NSE	D	RMSE	MAE	NSE	d
Lai and Ho (2017)	۶۶۱/۳۵۸	۲۴۹/۹۲۰	۰/۹۶۸	۰/۹۹۲	۶۴۷/۹۷۰	۲۴۹/۲۹۶	۰/۹۷۶	۰/۹۹۳
Dong et al. (2017)	۷۳۱/۶۴۷	۲۴۳/۰۷۲	۰/۹۶۱	۰/۹۹۱	۵۵۷/۸۱۰	۲۱۶/۱۹۰	۰/۹۸۲	۰/۹۹۵
Xiong et al. (2017)	۱۳۱۶/۵۳۰	۶۰۳/۱۸۵	۰/۸۷۴	۰/۹۷۴	۱۰۳۰/۶۴۴	۵۴۶/۴۳۷	۰/۹۳۹	۰/۹۸۶
Lai and Ho (2014)	۷۱۵/۶۴۹	۳۲۵/۵۱۹	۰/۹۶۳	۰/۹۹۰	۸۵۹/۹۶۱	۳۳۵/۹۳۳	۰/۹۵۸	۰/۹۸۸
Yu et al. (2013)	۷۷۸/۹۷۸	۳۵۰/۴۸۰	۰/۹۵۶	۰/۹۸۸	۹۱۰/۵۰۵	۳۶۸/۱۸۶	۰/۹۵۳	۰/۹۸۶
Lu and Zhao (2010) I	۷۱۷/۴۵۷	۲۶۰/۴۴۸	۰/۹۶۳	۰/۹۹۱	۶۳۰/۰۲۴	۲۴۶/۵۶۵	۰/۹۷۷	۰/۹۹۴
Lu and Zhao (2010) II	۱۰۱۶/۰۳۱	۵۶۲/۳۲۳	۰/۹۲۵	۰/۹۷۸	۱۲۷۷/۵۵۰	۵۷۱/۷۹۳	۰/۹۰۶	۰/۹۷۰
Hatzigeorgiou (2008)	۶۹۸/۵۵۸	۲۳۷/۴۷۱	۰/۹۶۵	۰/۹۹۱	۵۷۸/۱۳۷	۲۲۶/۵۳۴	۰/۹۸۱	۰/۹۹۵
EC4 (2004)	۷۰۵/۴۵۷	۲۵۴/۳۶۷	۰/۹۶۴	۰/۹۹۱	۶۱۷/۵۸۳	۲۳۰/۶۴۶	۰/۹۷۸	۰/۹۹۴
ANN	۳۲۹/۹۹۳	۱۷۵/۷۲۳	۰/۹۹۲	۰/۹۹۸	۳۹۷/۷۲۵	۱۸۴/۷۲۳	۰/۹۹۱	۰/۹۹۸

آموزش و در حدود ۴۵ و ۲۵ درصد در فاز تست بهبود بخشیده شده است. همچنین می‌توان بیان نمود که ضریب همبستگی ویلموت از دامنه ۰/۹۷۰ تا ۰/۹۹۵ به مقدار ۰/۹۹۸ بهبود یافته است که نشان‌دهنده یک مدل توانمند هوش مصنوعی نسبت به مدل‌های تجربی است. این روش پیش‌بینی قادر به محاسبه صحیح ظرفیت باربری ستون‌های CFST بوده و می‌تواند جهت ارزیابی ظرفی باربری و یا طراحی آتی این مقاطع به نحو توانمند مورد استفاده قرار گیرند.

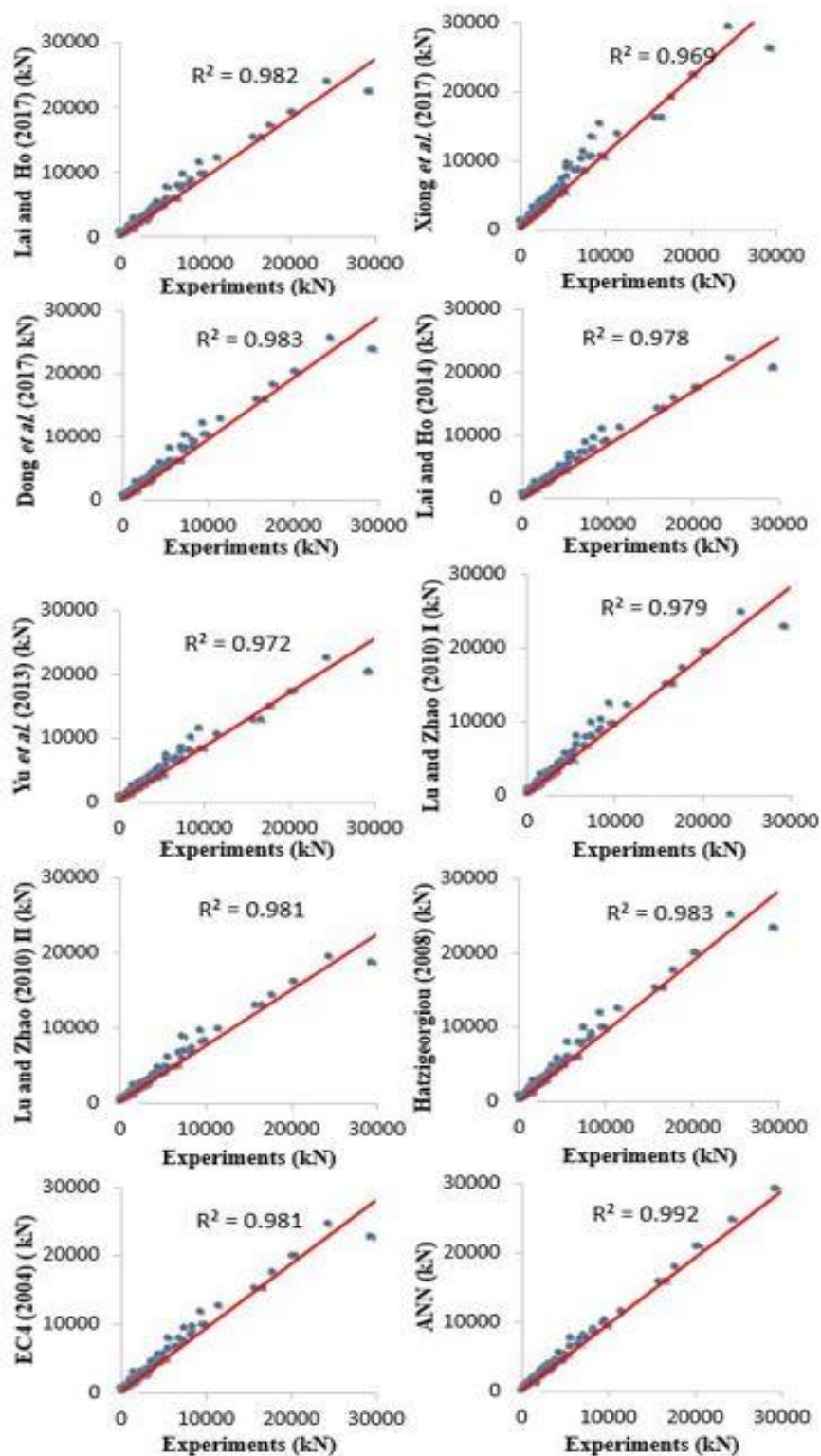
در شکل (۴) نمودار پراکنش نسبت مقاومت حداکثر آزمایشگاه به مقاومت حداکثر پیش‌بینی شده مدل‌های مختلف به تنش فشاری بتن در دو فاز آموزش و تست رسم شده است. مشخص است که کمترین ضریب تغییرات مدل‌سازی (نسبت انحراف معیار عدم قطعیت در مدل‌سازی به میانگین (STD/Mean)) در مدل‌های Dong et al., EC4, مدل اول Lu and Zhao و مدل Hatzigeorgiou با نسبت ۰/۱۳۷ حاصل شده است. لذا، می‌توان بیان نمود که بر اساس روابط ساده سه مدل تجربی فوق در مقابل مدل پیچیده آیین نامه EC4 می‌توان تخمین حداکثر صحیح‌تری با عدم قطعیت کمتر برآورد نمود. از طرفی، روش ارائه شده هوش مصنوعی با نسبت ۰/۱۱۱ نه تنها صحت مدل‌سازی را افزایش داده بلکه، منجر به کاهش عدم قطعیت مدل‌سازی نسبت به سایر مدل‌های پیش‌بینی گردیده است. با توجه به شکل (۴) بیشترین خطای مدل‌سازی به دلیل تعداد داده‌های بالا برای بتن با مقاومت معمولی در دامنه ۲۰ تا ۴۰ مگاپاسکال بر اساس مدل‌های تجربی حاصل شده اما روش شبکه عصبی به‌طور چشمگیری صحت مدل‌سازی در این محدوده را بهبود بخشیده است.



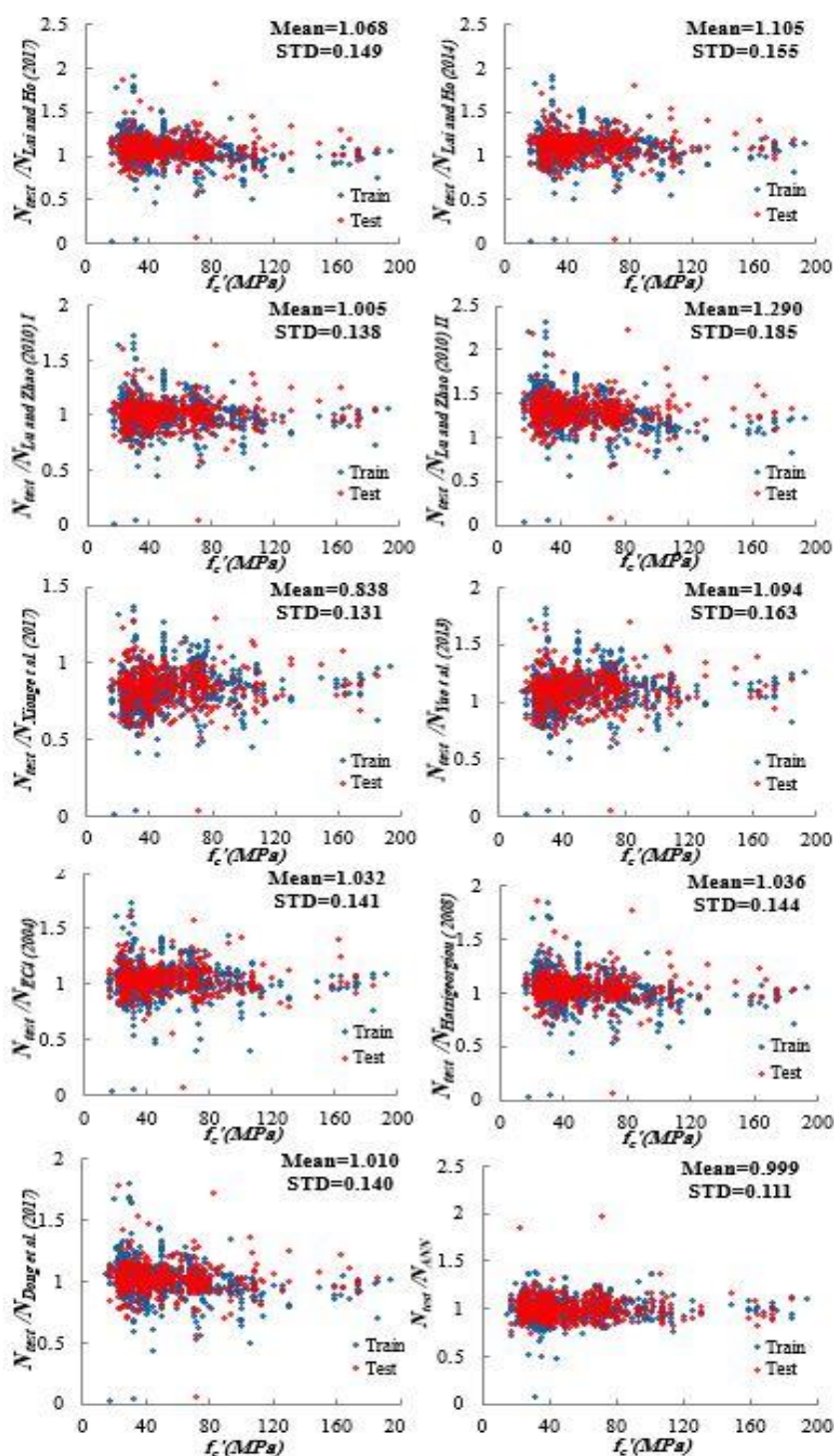
شکل ۲ نسبت d/MAE مدل‌های پیش‌بینی و شبکه عصبی

بر اساس نتایج حاصل از شکل (۳) می‌توان نتیجه گرفت که مدل‌های Lai and Ho (2017) Hatzigeorgiou, Dong et al. و Lu and Zhao دوم و EC4 عملکردی بهتر و برابر در پیش‌بینی مقاومت محوری حداکثر نشان داده‌اند و مدل ارائه شده توسط Xiong et al. (2017) بدترین پیش‌بینی را نسبت به سایر مدل‌ها با ضریب همبستگی برابر با ۰/۹۶۹ نشان داده است.

بر مبنای نتایج حاصل از جدول (۳) و شکل (۳) مدل شبکه عصبی بهترین پیش‌بینی مقاومت محوری حداکثر ستون‌های CFST را در میان مدل‌های آیین‌نامه‌ای و تجربی دارا است؛ بنابراین، می‌توان بیان نمود که استفاده از شبکه عصبی مصنوعی یک ابزار ساده و کارا جهت برآورد مقاومت حداکثر محوری ستون‌های دایره‌ای CFST است که عملکرد بالایی از حیث صحت برآورد و تطبیق بیشتر بر داده‌های آزمایشگاهی ستون‌های دایره‌ای در مقایسه با مدل‌های تجربی و آیین‌نامه‌ای را نشان داده است. به‌نحوی که با ارزیابی بهترین نتایج مقایسه از مدل‌های تجربی و آیین‌نامه‌ای می‌توان نتیجه گرفت که مدل غیرخطی شبکه عصبی مصنوعی ریشه میانگین مربعات خطا و میانگین قدر مطلق خطا به ترتیب در حدود ۱۰۰ و ۴۵ درصد در فاز



شکل ۳ نمودار پراکندگی داده‌های پیش‌بینی و آزمایشگاهی مقاومت حداکثر ستون‌های فولادی پرشده با بتن



شکل ۴ نسبت مقاومت حداکثر آزمایشگاه به مقاومت حداکثر پیش‌بینی‌شده مدل‌های مختلف به تنش فشاری بتن در بخش آموزش (نقاط آبی) و تست (نقاط قرمز)

مدل های موجود این است که بر اساس مصالح با مقاومت بالا و فوق بالا ارائه گردیده است.

بر اساس نتایج شکل (۵)، شاهد یک رابطه غیرخطی بین افزایش مقاومت بتن و تنش تسلیم فولاد بر اساس مدل شبکه عصبی هستیم. درحالی که مدل های تجربی و آیین نامه ای قادر به بیان چنین ارتباطی نیستند. برای بتن های با مقاومت فشاری کمتر از ۸۰ مگاپاسکال و فولاد با تنش تسلیم کمتر از ۳۵۰ مگاپاسکال، انطباق بالایی بین مدل شبکه عصبی با سایر مدل های پیش بینی مشاهده می گردد. لذا، این مدل ها برای نمونه های با مقاومت فشاری کمتر از ۸۰ مگاپاسکال، می توانند عملکرد مناسبی داشته باشند و رفتار ترکیبی بتن و فولاد را به نحوی مناسب پیش بینی نمایند؛ اما افزایش مقاومت بتن از ۱۰۰ مگاپاسکال و نیز فولاد با مقاومت تسلیم بالا منجر به توزیع غیرخطی تنش فولاد و بتن می گردد که روابط ساده تجربی و آیین نامه ای قادر به در نظر گرفتن این ارتباط نیستند.

اثر نسبت ارتفاع به قطر ستون (H/D)

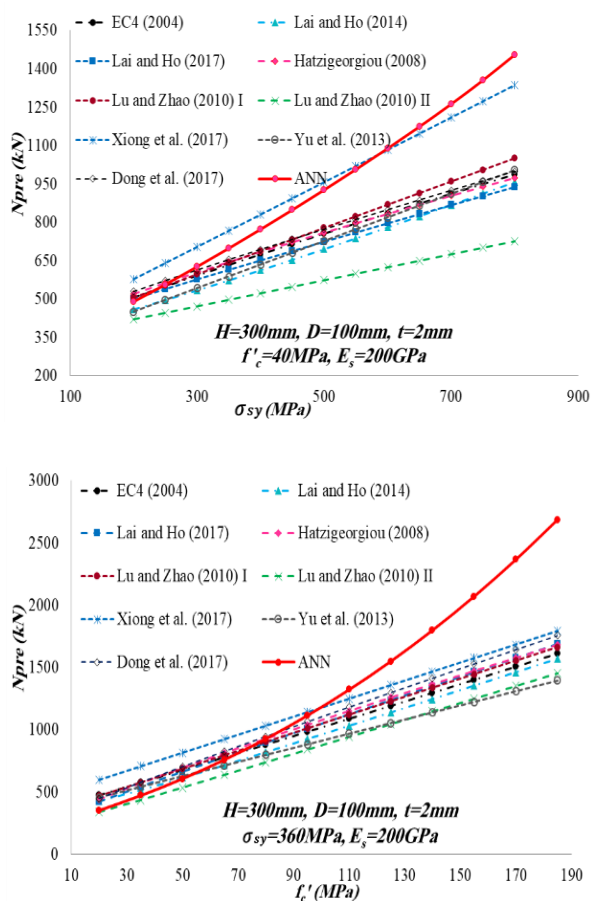
مقاومت حداکثر پیش بینی شده چهار رده مقاومت فشاری بتن (۳۰، ۵۰، ۸۰ و ۱۲۰ مگاپاسکال) در $\sigma_{sy} = 360 \text{ MPa}$ برای H/D مختلف در شکل (۶) نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می گردد با کاهش نسبت H/D مقاومت حداکثر افزایش یافته است. این امر نشان دهنده آن است که با افزایش نسبت H/D اثر محصورکننده لوله فولادی کاهش یافته که موجب کاهش مقاومت حداکثر می گردد. قابل توجه است که در میان مدل های ارائه شده در جدول (۱) تنها آیین نامه EC4 اثر ارتفاع ستون را در نظر می گیرد. درحالی که سایر مدل های توسعه داده شده جدید، قادر به در نظر گرفتن اثر ابعادی ستون CFST (نسبت ارتفاع به قطر) نمی باشند. لذا، مدل شبکه عصبی به عنوان یک رابطه طراحی مناسب همانند مدل EC4 قادر به در نظر گرفتن نسبت ابعادی ستون است. مشخص است این ارتباط با شیب ملایم به صورت خطی تابعی از نسبت ارتفاع به قطر است.

مدل های شبکه عصبی و مدل تجربی (Dong et al. (2017) برای پیش بینی مقاومت نهایی ستون های با مقاومت فشاری فوق بالا (تنش فشاری بیشتر از ۱۲۰ مگاپاسکال) می توانند برآورد با عدم قطعیت کمتری نسبت به سایر مدل ها ارائه دهند اما مدل Dong et al. (2017) برای بتن های با مقاومت معمولی عدم قطعیت بالاتری را نشان داده است. از آنجایی که در ساختار آموزش مدل هوش مصنوعی بر مبنای شبکه عصبی چندلایه، از انواع داده آزمایشگاهی با بتن مقاومت معمولی و بالا استفاده شده است. لذا، این مدل توانمندی قابل توجهی در پیش بینی مقاومت نهایی ستون ها با بتن مقاومت بالا، نسبت به مدل های تجربی نشان داده است.

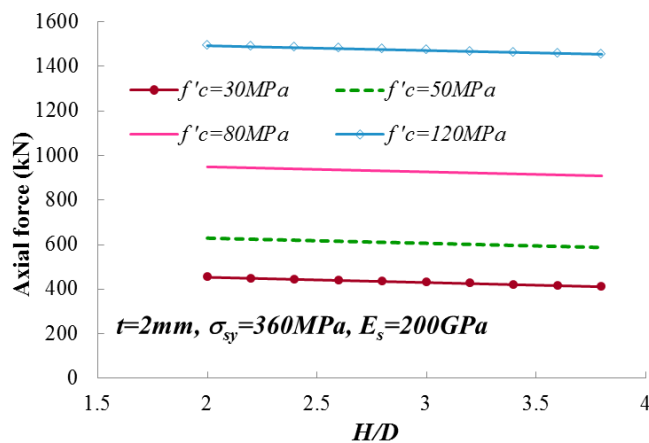
اثرات تنش جاری شدن فولاد و مقاومت فشاری بتن بر رفتار ستون های CFST

در شکل (۵) تأثیر افزایش مقاومت فشاری بتن و تنش جاری شدن فولاد بر مقاومت حداکثر یک ستون CFST با قطر ۱۰۰ میلی متر، ارتفاع ۳۰۰ میلی متر و ضخامت لوله ۲ میلی متر نشان داده شده است. نتایج پیش بینی مدل های مختلف و شبکه عصبی نشان می دهد که با افزایش مقاومت فشاری بتن از محدوده ۱۰۰ تا ۱۹۰ مگاپاسکال اختلاف قابل توجهی در پیش بینی مقاومت حداکثر (N_{pre}) بین مدل های پیش بینی موجود و مدل شبکه عصبی است. این بدان معنا است که این مدل ها قادر به پیش بینی صحیح به ازای بتن های با مقاومت بالا و فوق بالا نمی باشند. درحالی که شبکه عصبی قادر به بیان یک ارتباط غیرخطی بین مقاومت نهایی و مقاومت فشاری بتن است. افزایش مقاومت فشاری بتن موجب انتقال مناسب تنش محصورشدگی بین بتن و فولاد می گردد که باعث افزایش مقاومت نهایی ستون می گردد.

همچنین با افزایش تنش جاری شدن فولاد از محدوده ۳۵۰ تا ۸۵۰ مگاپاسکال نیز اختلاف چشمگیری بین مدل های موجود و مدل های Xiong et al. (2017) و شبکه عصبی است که نشان دهنده ضعف مدل های موجود در استفاده از فولاد با مقاومت بالا و فوق بالا است. علت پیش بینی بهتر مدل Xiong et al. (2017) نسبت به سایر

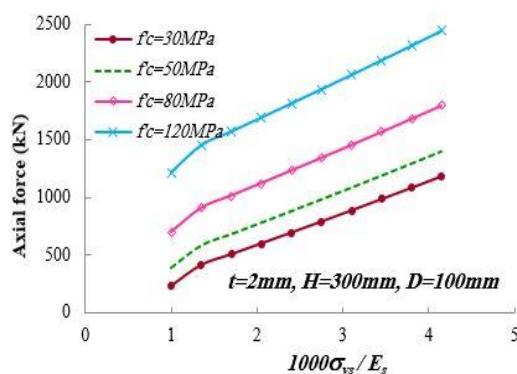


شکل ۵ مقایسه افزایش نسبت مقاومت به واسطه محصورشدگی خارجی برای مدل‌های مختلف پیش‌بینی

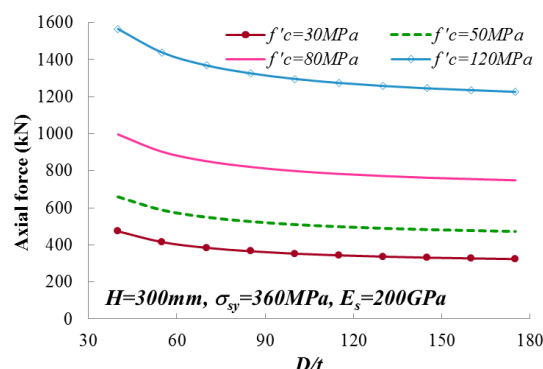


شکل ۶ اثر نسبت ابعادی H/D بر مقاومت حداکثر

اثر نسبت قطر به ضخامت ستون (D/t) در شکل (۷) نشان داده شده است. مشخص است که مقاومت حداکثر با کاهش نسبت D/t افزایش یافته است. مقاومت حداکثر یک ستون با چهار نوع f'_c (۳۰، ۵۰، ۸۰ و ۱۲۰ مگاپاسکال) و $\sigma_{sy} = 360\text{MPa}$ در برابر نسبت



شکل ۸ اثر نسبت مقاومتی σ_{sy}/E_s بر مقاومت حداکثر



شکل ۷ اثر نسبت ابعادی D/t بر مقاومت حداکثر

نسبت افزایش ظرفیت محوری به ازای σ_{sy}/E_s کمتر از ۲۰۰۰ ارتباط غیرخطی را نشان داده است اما با افزایش σ_{sy}/E_s بیشتر از ۲۰۰۰ شاهد یک رابطه با شیب ثابت هستیم. این بدان معنا است که اثر محصورشدگی لوله فولادی برای هسته بتنی برای مقاومت های پایین فولاد چندان مشهود نبوده و یک رفتار غیرخطی از این نوع مقاطع مرکب را نشان می دهد. درحالی که با افزایش مقاومت فولاد، نه تنها عملکرد توأم بتن و فولاد بهبود یافته بلکه، متناظراً مقاومت نهایی ستون CFST نیز افزایش می یابد.

نتیجه گیری

در این پژوهش، یک مدل برای پیش بینی مقاومت نهایی ستون های دایره ای فولادی پر شده با بتن (CFST) توسط شبکه عصبی مصنوعی معرفی گردیده است. صحت مدل شبکه عصبی ارائه شده با هشت مدل تجربی و آیین نامه EC4 مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس نتایج حاصل از مدل سازی می توان مطالب زیر را استخراج نمود.

۱. الگوریتم شبکه عصبی با ضریب ۰/۹۹۲ بهترین انطباق بین داده های پیش بینی و آزمایشگاهی را نسبت به سایر مدل های نشان داده است.

این امر نشان می دهد که در نسبت های کمتر D/t ، اثر محصورکننده لوله فولادی بیشتر است که منجر به افزایش بیشتر مقاومت می گردد. همچنین می توان مشاهده کرد که یک ارتباط غیرخطی بین کاهش مقاومت و نسبت ابعادی قطر ستون به ضخامت لوله فولاد هستیم که نرخ کاهش مقاومت به ازای نسبت ابعادی D/t کمتر از ۶۰ اختلاف شدیدی را نسبت به D/t بزرگ تر از ۸۰ نشان داده شده است.

اثر نسبت تنش تسلیم به مدول الاستیسیته

فولاد (σ_{sy}/E_s)

مقاومت حداکثر پیش بینی شده توسط شبکه عصبی با چهار نوع f'_c برابر با ۳۰، ۵۰، ۸۰ و ۱۲۰ مگاپاسکال نسبت به تنش تسلیم به مدول ارتجاعی فولاد (σ_{sy}/E_s) در شکل (۸) نشان داده شده است. مشخص است که با افزایش نسبت مقاومتی فولاد σ_{sy}/E_s ، اثر محصورکننده فولاد افزایش یافته که منجر به افزایش مقاومت محوری گردیده است. در مدل های معمول آیین نامه ای و همچنین روابط تجربی که در جدول (۱) ارائه شده، اثرات تنش تسلیم به مدول ارتجاعی فولاد را نمی توان ارزیابی نمود. درحالی که در مدل توسعه داده شده شبکه عصبی این نسبت مقاومتی در برآورد مقاومت نهایی ستون های کامپوزیتی لحاظ شده است.

۲. در صورت استفاده از مصالح با مقاومت بالا و فوق بالا، مدل‌های تجربی و آیین‌نامه‌ای قادر به پیش‌بینی دقیق مقاومت نیستند. درحالی‌که مدل شبکه عصبی برآورد دقیق‌تر در محدوده گسترده تری از مقاومت‌های بتن پیش‌بینی می‌کند.
۳. برای بتن‌های با مقاومت فوق بالا (تنش فشاری بزرگ‌تر از ۱۰۰ مگاپاسکال)، ارتباط غیرخطی بین مقاومت بتن و مقاومت نهایی محوری مشاهده شده است؛ اما مدل‌های تجربی قادر به بیان این ارتباط غیرخطی نیستند.
۴. افزایش نسبت ابعادی ارتفاع به قطر ستون، موجب کاهش ظرفیت باربری ستون می‌گردد.
۵. نسبت ابعادی قطر ستون به ضخامت لوله فولادی بر خلاف نسبت ابعادی قطر به ارتفاع ستون رفتار غیرخطی برای ستون‌های CFST نشان داده است. به نحوی که با افزایش نسبت قطر به ضخامت لوله فولادی از مقاومت نهایی ستون کاسته شده است.
۶. با افزایش نسبت تنش تسلیم به مدول ارتجاعی فولاد، اثر محصورکننده فولاد افزایش یافته لذا، عملکرد توأم بتن و فولاد بهبود می‌یابد.

مراجع

1. Uy, B., "Strength of short concrete filled high strength steel box columns", *J. Constr. Steel Res*, Vol. 57(2), pp. 113-134, (2001).
2. Han, L.H., "Flexural behaviour of concrete-filled steel tubes", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60(2), pp. 313-337, (2004).
3. Bradford, M.A., Loh, H.Y. and Uy, B., "Slenderness limits for filled circular steel tubes", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58(2), pp. 243-252, (2002).
4. Tang, Y.Q., Zhou, Z.H. and Chan, S.L., "An accurate curved beam element based on trigonometrical mixed polynomial function", *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, Vol. 13(4), pp. 1-19, (2013).
5. Lai, M.H. and Ho, J.C.M., "Confinement effect of ring-confined concrete-filled-steel-tube columns under uni-axial load", *Engineering Structures*, Vol. 67, pp. 123-141, (2014).
6. Uy, B. and Das, S., "Wet concrete loading of thin-walled steel box columns during the construction of a tall building", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 42(2), pp. 95-119, (1997).
7. Lai, M.H. and Ho, J.C.M., "An analysis-based model for axially loaded circular CFST columns", *Thin-Walled Structures*, Vol. 119, pp. 770-781, (2017).
8. EC4., "Design of composite steel and concrete structures", Part 1-1: General rules and rules for buildings., En-1994-1-1., European committee for standardization: British Standards Institution, (2004).
9. Dong, C.X., Kwan, A.K.H. and Ho, J.C.M., "Effects of external confinement on structural performance of concrete-filled steel tubes", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 132, pp. 72-82, (2017).
10. Xiong, M.X., Xiong, D.X. and Liew, J.Y.R., "Axial performance of short concrete filled steel tubes with high- and ultra-high- strength materials", *Engineering Structures*, Vol. 136, pp. 494-510, (2017).

11. Lai, M.H. and Ho, J.C.M., "Confinement effect of ring-confined concrete-filled-steel-tube columns under uni-axial load", *Engineering Structures*, Vol. 67, pp. 123-141, (2014).
12. Yu, M., Zha, X. and Li, Y., "A unified formulation for circle and polygon concrete-filled steel tube columns under axial compression", *Engineering Structures*, Vol. 49, pp. 1-10, (2013).
13. Lu, Z.H. and Zaho, Y.G., "Suggested empirical models for the axial capacity of circular CFT stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 850-862, (2010).
14. Hatzigeorgiou, G.D., "Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns", Part II: Verification and extension, *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1579-1589, (2008).
15. Chinese Code CECS., "Technical specification for concrete-filled steel tubular structures", In CECS 28: 2012, Beijing, China: China Planning Press, (2012).
16. ACI. "Building code requirements for structural concrete (ACI318-99)", Detroit (MI): American concrete institute (ACI), (1999).
17. Chinese Code DLT., "Chinese design code for steel-concrete composite structures", In: DLT 5085-1999, Beijing, China: Chinese Electricity Press, (1999).
18. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE", *J. Struct. Eng.*, Vol. 114, pp. 1804-1826, (1988).
19. Lai, M.H. and Ho, J.C.M., "A theoretical axial stress-strain model for circular concrete-filled-steel-tube columns", *Engineering Structures*, Vol. 125, pp. 124-125, (2016).
20. Kwan, A.K.H., Dong, C.X. and Ho, J.C.M., "Axial and lateral stress-strain model for concrete-filled steel tubes", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 122, pp. 421-433, (2016).
21. Wang, Y., Chen, P. and Zhang, Y., "Size effect of circular concrete-filled steel tubular short columns subjected to axial compression", *Thin-Walled Structures*, Vol. 120, pp. 397-407, (2017).
22. Wang, W., Ma, H., Li, Z. and Tang, Z., "Size effect in circular concrete-filled steel tubes with different diameter-to-thickness ratios under axial compression", *Engineering Structures*, Vol. 151, pp. 554-567, (2017).
23. Ding, F.X., Liu, J., Liu, X.M., Yu, Z. W. and Li, D.W., Zhang, Y., "Mechanical behavior of circular and square concrete filled steel tube stub columns under local compression", *Thin-Walled Structures*, Vol. 94, pp. 155-166, (2015).
24. Dundu, M., "Compressive strength of circular concrete filled steel tube columns", *Thin-Walled Structures*, Vol. 56, pp. 62-70, (2012).
25. Liang, Q.Q. and Fargomeni, S., "Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under axial loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 2186-2196, (2009).
26. Lam, D. and Gardner, L., "Structural design of stainless steel concrete filled columns", *Journal of*

- Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 1275-1282, (2008).
27. Zeghiche, J. and Chaoui, K., "An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pp. 53-66, (2005).
 28. Ellobody, E., Young, B. and Lam, D., "Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp. 706-715, (2006).
 29. Yu, Z.W., Ding, F.X. and Cai, C.S., "Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 165-174, (2007).
 30. Hoang, A.L. and Fehling, E., "Numerical study of circular steel tube confined concrete (STCC) stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 136, pp. 238-255, (2017).
 31. Ekmekyapar, T. and Al-Eliwi, B.J.M., "Experimental behaviour of circular concrete filled steel tube columns and design specifications", *Thin-Walled Structures*, Vol. 105, pp. 220-230, (2016).
 32. Zhongqiu, F., Bohai, J. and Yang, M., "The Mechanical Properties of Lightweight Aggregate Concrete Confined by Steel Tube", *Design, Construction, Rehabilitation, and Maintenance of Bridges*, Vol. 219, pp. 33-39, (2011).
 33. Geng, Y., Wang, Y. and Chen, J., "Time-Dependent Behavior of Recycled Aggregate Concrete-Filled Steel Tubular Columns", *J. Struct. Eng.*, Vol. 141, pp. 1-12, (2015).
 34. Chen, Z., Xu, J., Xue, J. and Su, Y., "Performance and Calculations of Recycled Aggregate Concrete-filled Steel Tubular (RACFST) Short Columns under Axial Compression", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 14, pp. 31-42, (2014).
 35. Guneyisi, E.M., Gultekin, A. and Mermerdas, K., "Ultimate Capacity Prediction of Axially Loaded CFST Short Columns", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 16(1), pp. 99-114, (2016).
 36. Lu, Y.Y., Li, N., Li, S. and Liang, H.J., "Experimental investigation of axially loaded steel fiber reinforced high strength concrete-filled steel tube columns", *J. Cent. South Univ.*, Vol. 22, pp. 2287-2296, (2015).
 37. Aslani, F., Uy, B., Hur, J. and Carino, P., "Behaviour and design of hollow and concrete-filled spiral welded steel tube columns subjected to axial compression", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 128, pp. 261-288, (2017).
 38. Ellobody, E., "Numerical modelling of fibre reinforced concrete-filled stainless steel tubular columns", *Thin-Walled Structures*, Vol. 63, pp. 1-12, (2013).
 39. Tam, V.W.Y., Wang, Z.B. and Tao, Z., "Behaviour of recycled aggregate concrete filled stainless steel stub columns", *Materials and Structures*, DOI 10.1617/s11527-013-0061-1, (2013).
 40. Wang, Y., Chen, J. and Geng, Y., "Testing and analysis of axially loaded normal-strength recycled

- aggregate concrete filled steel tubular stub columns", *Engineering Structures*, Vol. 86, pp. 192-212, (2015).
41. O'Shea, M.D. and Bridge, R.Q., "Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, pp. 1295-1303, (2000).
 42. Gupta, P.K., Sarda, S.M. and Kumar, M.S., "Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 182-193, (2007).
 43. Mirjalili, S., Mirjalili, S.M. and Lewis, A., "Let a biogeography-based optimizer train your Multi-Layer Perceptron", *Information Sciences*, Vol. 269, pp. 188-209, (2014).
 44. Keshtegar, B. and Heddami, S., "Modeling daily dissolved oxygen concentration using modified response surface method and artificial neural network: a comparative study", *Neural Computing and Applications*, DOI 1007/10/s00521-017-2917-8, (2017)

بررسی خصوصیات مکانیکی و ضربه‌ای بتن‌های کامپوزیتی توانمند خودتراکم*

امیرحسین صحرایی مقدم^(۱) فریدون امیدیناسب^(۲) احمد دالوند^(۳)

چکیده کامپوزیت‌های بتنی توانمند خودتراکم الیافی (HPFRSCC) مصالح توانمند و شکل‌پذیری هستند که از ترکیب ملاط سیمان و الیاف تشکیل می‌شوند. در این تحقیق خصوصیات مکانیکی و ضربه‌ای این کامپوزیت‌های بتنی به صورت تجربی بررسی شده است. بر روی نمونه‌ها آزمایش‌های متنوعی مانند آزمایش‌های مربوط به بتن خودتراکم تازه، آزمایش‌های مقاومت فشاری، کششی و خمشی، آزمایش اولتراسونیک و آزمایش مقاومت ضربه‌ای انجام شد. نتایج این آزمایش‌ها نشان داد الیاف فولادی می‌تواند بر روی خاصیت خودتراکمی و پیوستگی بتن تأثیر منفی و در بهبود خصوصیات مکانیکی و مقاومت ضربه‌ای بتن تأثیر مثبت داشته باشد که تأثیر آن در بهبود مقاومت ضربه‌ای بسیار قابل توجه‌تر است. در این تحقیق همچنین اثر دو پارامتر افزایش ضخامت دال و افزودن الیاف فولادی در افزایش مقاومت ضربه‌ای دال‌ها بررسی و باهم مقایسه شد، نتیجه این بررسی نشان داد که الیاف فولادی پارامتر بسیار مهم‌تری در افزایش مقاومت ضربه‌ای دال‌ها است.

واژه‌های کلیدی بتن کامپوزیتی، بتن توانمند، بتن خودتراکم، الیاف فولادی، ضربه وزنه افتان.

Investigation of Mechanical and Impact Properties of High Performance Self-Compacting Composite Concrete

Amir Hossein Sahraei Moghadam

Fereydoon Omidinasab

Ahmad Dalvand

Abstract High performance self-compacting fiber reinforced composite concrete (HPFRSCC) are mighty and mighty materials that form a mixture of cement mortar and fiber. In this study, the mechanical and impact properties of these composite concrete have been empirically investigated. Various experiments were carried out on the samples, such as self-compacting concrete tests, compressive, splitting tensile and flexural strength tests, ultrasonic test and impact resistance test. The results of these experiments showed that steel fibers can have a negative effect on the self-compacting and cohesion properties of concrete, and have a positive effect on improving mechanical properties and impact strength of concrete, which has a significantly higher effect on impact resistance. In this study, the effect of two parameters of increasing the thickness of the slab and adding steel fibers to increase the impact strength of the slabs were surveyed and compared. The result of this study showed that steel fiber is a much more important parameter in increasing the impact strength of slabs.

Key Words Composite concrete, High performance concrete, Self-compacting concrete, Steel fiber, Drop weight impact.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۷/۱۲/۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۵/۱۵ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه دانشگاه لرستان

(۲) نویسنده مسئول، استادیار دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه لرستان

(۳) استادیار دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه لرستان

مقدمه

بتن پرکاربردترین مصالح مهندسی عمران است، که به دلیل مزایای فنی و اقتصادی متعدد شاهد گسترش کاربرد آن در انواع سازه‌ها هستیم. از نقاط ضعف بتن و کلاً ماتریس‌های سیمانی، شکنندگی و عملکرد ترد آن‌ها خصوصاً تحت بارهای کششی و ضربه‌ای است. استفاده از الیاف طبیعی و مصنوعی جهت بهبود خواص مکانیکی بخصوص در ارتقا قابلیت جذب انرژی و افزایش مقاومت ضربه‌ای بتن مدت‌هاست که مورد توجه محققان قرار گرفته است [1]. در سال‌های اخیر بتن با مقاومت بالا به‌طور گسترده‌ای در جهان مورد استفاده قرار می‌گیرد که به آن عبارت "بتن توانمند" اطلاق می‌گردد. بتن با مقاومت بالا (توانمند) به بتن‌هایی گفته می‌شود که دارای مقاومت فشاری بالاتر از ۴۲ مگاپاسکال باشند [2,3]. به‌کارگیری بتن‌های مرسوم نیازمند ویبره، در ساخت سازه‌های بتنی پرمیگر و با شکل‌های پیچیده همواره مسئله‌ساز بوده است [4]. امروزه تکنولوژی و فناوری نوین، ساخت بتن‌های خودتراکم با قابلیت جریان پذیری بالا را برای حل این مشکل پیشنهاد می‌کند [5]. بتن خودتراکم برای اولین بار برای دستیابی به ساختار بتن پایدار در سال ۱۹۸۸ مطرح گردید و مطالعات اولیه پیرامون بتن خودتراکم توسط Ozawa در سال ۱۹۸۹ و Okamura در سال ۱۹۹۳ در دانشگاه توکیو انجام گرفت [6,7]. بتن خودتراکم دارای قابلیت جریان پذیری بالا و بدون جداشدگی است که می‌تواند به‌سرعت در محل، بدون تراکم اضافی جریان پذیرد و متراکم شود [8]. نتایج تحقیقات گذشته نشان می‌دهد بتن غیرمسلح در مقابل بارهای خمشی و ضربه‌ای دارای نواقصی است [9]. استفاده از الیاف‌های طبیعی و مصنوعی برای افزایش مقاومت بتن در مقابل بارهای خمشی و ضربه‌ای مؤثر است [10] از متداول‌ترین الیاف مورد استفاده جهت افزایش مقاومت بتن، الیاف فولادی می‌باشند [11]. تحقیقات انجام‌شده توسط Rao و همکاران [12] بر روی دال‌های بتنی دوطرفه مسلح شده با الیاف فولادی بر این

نکته تأکید دارند که افزایش حجمی الیاف از ۰/۸ به ۱/۲ درصد سبب افزایش قابل‌ملاحظه‌ای در جذب انرژی می‌گردد. Banthia و همکاران [13] مقاومت ضربه‌ای بتن حاوی نسل جدید الیاف‌های پلیمری و الیاف فولادی را باهم مقایسه کردند. در این تحقیق جذب انرژی تیرهای بتنی توسط دستگاه آزمایش وزنه افتان اندازه‌گیری شد و مشاهده شد تیرهای دارای الیاف فولادی دارای جذب انرژی به‌مراتب بالاتری می‌باشند. Soruoshian و همکاران [14] در تحقیقات خود نشان می‌دهند که اثر افزودن الیاف در افزایش مقاومت ضربه‌ای اولین ترک و نهایی بسیار بیشتر از اثر آن بر روی مقاومت خمشی و طاقت بتن است. در این تحقیق از ترکیب بتن‌های توانمند خودتراکم با الیاف فولادی جهت ساخت نمونه‌ها استفاده‌شده و آزمایش‌های متنوعی مانند آزمایش‌های بتن خودتراکم تازه، آزمایش‌های مقاومت فشاری، کششی و خمشی، آزمایش اولتراسونیک و آزمایش مقاومت ضربه‌ای به‌صورت ضربه وزنه افتان بر روی نمونه‌ها انجام می‌شود. هدف اصلی در این تحقیق بررسی مقاومت ضربه‌ای دال‌ها بتنی کامپوزیتی توانمند و مقایسه تأثیر دو پارامتر افزایش ضخامت و افزودن الیاف فولادی در افزایش مقاومت ضربه‌ای دال‌ها است.

ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی

در این تحقیق تعداد ۲۷ عدد دال بتنی با ابعاد $40 \times 40 \times 27$ با ضخامت‌های ۲/۵، ۵ و ۷/۵ سانتی‌متر ساخته شد. از هرکدام از ضخامت‌های گفته‌شده تعداد ۹ عدد دال که ۳ عدد بدون الیاف، ۳ عدد دارای ۰/۵ درصد الیاف فولادی و ۳ عدد دارای ۱ درصد الیاف فولادی است، ساخته شد. مشخصات این دال‌ها و طرح اختلاط بکار برده شده برای ساخت آن‌ها در جدول (۱) آمده است. بر روی دال‌های ساخته‌شده آزمایش مقاومت ضربه‌ای به‌صورت ضربه وزنه انجام گرفت. همچنین در این تحقیق تعداد ۱۵ عدد نمونه فشاری مکعبی با ضلع ۱۰ سانتی‌متر، ۱۵ عدد نمونه کششی استوانه‌ای با ابعاد 30×15 سانتی‌متر و ۱۵ عدد

و سیمان به صورت خشک به مدت ۲ دقیقه در میکسر مخلوط شده و سپس ۹۰ درصد آب مورد نیاز به صورت تدریجی به مخلوط اضافه شد، فوق روان کننده با آب باقی مانده ترکیب و به بتن اضافه گردید. برای جلوگیری از مشکل گلوله شدن، الیاف ها در مرحله آخر و به صورت تدریجی به بتن اضافه شدند. بتن ساخته شده در قالب های چوبی مناسبی ریخته شده و برای جلوگیری از جذب آب بتن توسط چوب، سطح تماس بین بتن و قالب چوبی با پوشش پلاستیکی از هم جدا شد. تصاویری از نحوه ساخت نمونه ها در شکل (۲) نشان داده شده است. نمونه ها بعد از ۲۴ ساعت از قالب جدا و در شرایط مناسبی به صورت مرطوب عمل آوری و بعد از گذشت زمان ۲۸ روز آزمایش های لازم بر روی آنها انجام شد.

تیر کوچک خمشی با ابعاد $32 \times 8 \times 6$ سانتی متر با درصد های متفاوت الیاف فولادی نشان داده شده در جدول (۲) ساخته شد. در ساخت نمونه ها از سیمان پرتلند (تیپ ۲ بر اساس استاندارد (ASTM C150) [15] استفاده شده است. الیاف فولادی مورد استفاده از نوع دوسر قلاب و با طول ۵ سانتی متری و قطر 0.8 میلی متر است، مشخصات این الیاف در جدول (۳) نشان داده شده است. مصالح سنگی استفاده شده در این تحقیق همگی عبوری از الک نمره ۸ می باشند. برای ایجاد خاصیت خودتراکمی در بتن از محلول فوق روان کننده کربوکسیلاتی با نام تجاری Dezobuild 10 استفاده شد. تصویر مصالح مورد استفاده در این تحقیق در شکل (۱) آمده است. مراحل ساخت بتن به گونه ای بود که ابتدا ماسه

جدول ۱ جزئیات ابعاد و طرح اختلاط بکار رفته در ساخت دال ها

Specimen	Dimensions	Mix-design					Number
		Aggregate (kg/m ³)	Cement (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	SP (kg/m ³)	Volume (%) fiber	
T2.5-S0	40×40×2.5	1006	1006	383	4.8	0	3
T2.5-S0.5	40×40×2.5	1006	1006	383	4.8	0.5	3
T2.5-S1	40×40×2.5	1006	1006	383	4.8	1	3
T5-S0	40×40×5	1006	1006	383	4.8	0	3
T5-S0.5	40×40×5	1006	1006	383	4.8	0.5	3
T5-S1	40×40×5	1006	1006	383	4.8	1	3
T7.5-S0	40×40×7.5	1006	1006	383	4.8	0	3
T7.5-S0.5	40×40×7.5	1006	1006	383	4.8	0.5	3
T7.5-S1	40×40×7.5	1006	1006	383	4.8	1	3

جدول ۲ جزئیات ابعاد و میزان الیاف بکار رفته در ساخت نمونه های فشاری، کششی و خمشی

Specimen	Volume fiber (%)	Dimensions of compressive specimens (cm)	Dimensions of tensile specimens (cm)	Dimensions of flexural specimens (cm)	Number
S0	0	10×10×10	10×20	32×8×6	3
S0.25	0.25	10×10×10	10×20	32×8×6	3
S0.5	0.5	10×10×10	10×20	32×8×6	3
S0.75	0.75	10×10×10	10×20	32×8×6	3
S1	1	10×10×10	10×20	32×8×6	3

جدول ۳ خصوصیات الیاف فولادی مورد استفاده

Fiber	Length (cm)	Diameter (cm)	L/D	Density (kg/m ³)	(GPa) E	Tensile strength (MPa)
Steel	5	0.08	62.5	7850	200	1100



شکل ۱ مصالح مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها



شکل ۲ مراحل ساخت نمونه‌ها

انجام آزمایش‌ها

آزمایش‌های بتن خودتراکم تازه

برای تعیین خودتراکم بودن بتن مورد استفاده و همچنین تأثیر الیاف فولادی بر روی خاصیت خودتراکمی بتن، آزمایش‌هایی بر روی بتن تازه انجام شد. در این مرحله از برنامه آزمایشگاهی بر روی پنج طرح اختلاط نشان داد شده در جدول (۲) آزمایش‌های رینگ G، قیف V،

جعبه L و جعبه U انجام گرفت. Nagataki و همکارانش [16] نشان دادند میزان پهن شدگی و زمان جریان یافتن بتن در آزمایش G-ring دو پارامتر مهم در بررسی کارایی بتن‌های خودتراکم می‌باشند. در این آزمایش قطر پهن‌شدگی بتن و زمان پهن‌شدگی بتن به قطر ۵۰۰ میلی‌متر اندازه‌گیری شد. Mastali و همکاران [3] بیان کردند که چنانچه قطر پهن‌شدگی برای بتنی بیشتر از

موردنیاز برای پخش شدگی افزایش می‌یابد. در شکل (۳) نحوه انجام آزمایش قیف V مشاهده می‌شود.

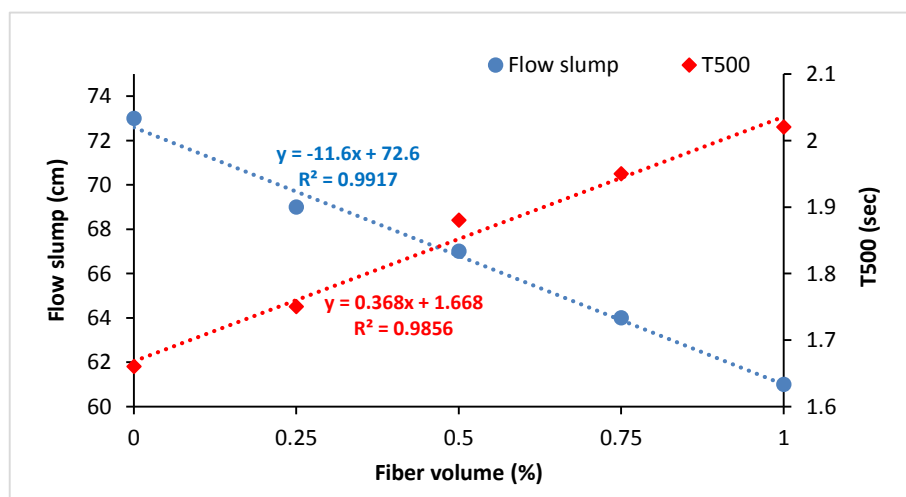


شکل ۳ آزمایش قیف V

۶۰۰ میلی‌متر حاصل شود، می‌توان آن را یک بتن خودتراکم به حساب آورد. نتایج آزمایش‌های بتن تازه در جدول (۴) نشان داده شده است. اسلامپ روانی برای طرح اختلاط مورد استفاده بدون افزودن الیاف ۷۳ سانتی‌متر به دست آمد که نشان از خاصیت خودتراکمی بالای بتن مورد استفاده دارد. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد افزودن الیاف فولادی می‌تواند تأثیر منفی بر روی خاصیت خودتراکمی بتن داشته باشد. در نمودار شکل (۴) با ارائه یک تحلیل رگرسیون ارتباط بین میزان الیاف فولادی با قطر پهن‌شدگی و زمان موردنیاز برای پخش بتن به صورت خطی به دست آمد، به‌طوری‌که با افزایش میزان الیاف پخش‌شدگی بتن کاهش و زمان

جدول ۴ نتایج آزمایش‌های بتن خودتراکم تازه

Mix design	Flow slump		U-box (H ₁ -H ₂) (cm)	L-box (H ₂ /H ₁)	V-funnel (Sec)
	D (sec)	T ₅₀₀ (Sec)			
S0	73	1.66	12	0.94	3.21
S0.25	69	1.75	14	0.88	4.22
S0.5	67	1.88	15	0.84	4.89
S0.75	64	1.95	17	0.81	5.32
S1	61	2.02	18	0.79	5.97



شکل ۴ ارتباط بین درصد الیاف با خواص خودتراکمی بتن در آزمایش G-ring

آزمایش مقاومت فشاری

برای تعیین مقاومت فشاری بر روی ۱۵ عدد نمونه مکعبی با ضلع ۱۰ سانتی‌متر آزمایش مقاومت فشاری بر اساس استاندارد ASTM C39 [17] با استفاده از جک ۲۰۰ تنی انجام شد. در این آزمایش نیروی فشاری تحمل شده توسط نمونه‌ها برداشت و از طریق رابطه (۱) مقاومت فشاری نمونه برحسب مگاپاسکال محاسبه شد. در این رابطه P حداکثر نیروی فشاری تحمل شده توسط نمونه و A مساحت سطح مقطع نمونه مکعبی است:

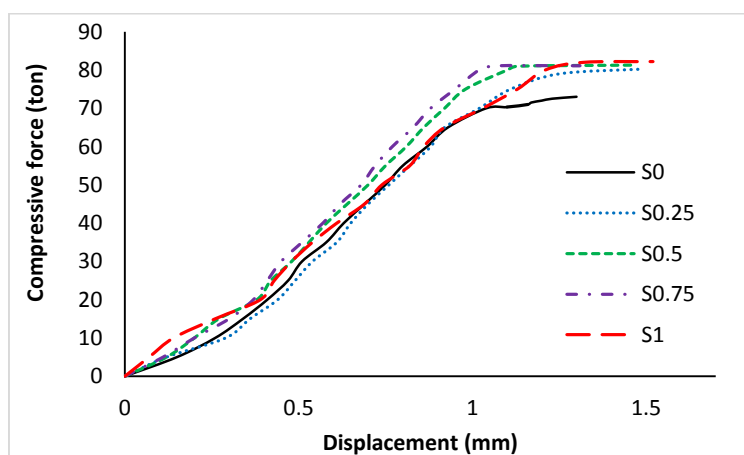
$$P/A = \text{مقاومت فشاری} \quad (1)$$

نتایج آزمایش مقاومت فشاری در جدول (۵) آمده

است. میانگین مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی شاهد (بدون الیاف) برابر ۷۴/۵ مگاپاسکال به دست آمد که نشان‌دهنده توانمند بودن طرح اختلاط مورد استفاده است. نتایج آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های دارای درصدهای مختلف الیاف فولادی نشان می‌دهد که این الیاف نمی‌تواند تأثیر قابل‌توجهی را بر روی افزایش مقاومت فشاری بتن‌های توانمند داشته باشد. با اندازه‌گیری تغییر مکان نمونه‌ها تا لحظه گسیختگی نیز مشاهده شد الیاف فولادی بر روی تغییر مکان فشاری نمونه‌ها نیز نمی‌تواند تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای داشته باشد. نمودار بار فشاری-تغییر مکان نمونه‌ها برای ۵ طرح اختلاط مورد استفاده در شکل (۵) نشان داده شده است.

جدول ۵ نتایج آزمایش مقاومت فشاری

Specimen	Volume of fiber (%)	SP1		SP2		SP3		Ave	
		C.S (Compressive strength) (MPa)	C.D (Compressive displacement) (mm)	C.S (MPa)	C.D (mm)	C.S (MPa)	C.D (mm)	C.S (MPa)	C.D (mm)
S0	0	77.3	1.3	68.7	1.51	77.6	1.44	74.5	1.42
S0.25	0.25	78.3	1.46	80.2	1.48	77.9	1.57	78.8	1.5
S0.5	0.5	81.3	1.47	80.9	1.60	78.6	1.49	80.3	1.52
S0.75	0.75	79.5	1.49	82.7	1.54	81.1	1.31	81.1	1.45
S1	1	82.2	1.52	84.5	1.48	79.8	1.47	82.2	1.49



شکل ۵ نمودار بار فشاری-تغییر مکان نمونه‌ها

آزمایش مقاومت کششی

برای تعیین مقاومت کششی تعداد ۱۵ عدد نمونه استوانه-ای با ابعاد ۱۵×۳۰ سانتی متر ساخته و آزمایش مقاومت کششی به روش برزیلی (دو نیم شدن) بر اساس استاندارد ASTM C496 [18] بر روی آن ها انجام گرفت. با انجام این آزمایش حداکثر نیروی کششی تحمل شده توسط نمونه ها برداشت و از طریق رابطه (۲) مقاومت کششی نمونه ها برحسب مگاپاسکال محاسبه شد. در این رابطه P حداکثر نیروی کششی تحمل شده توسط نمونه و L و d به ترتیب طول و قطر نمونه استوانه ای است:

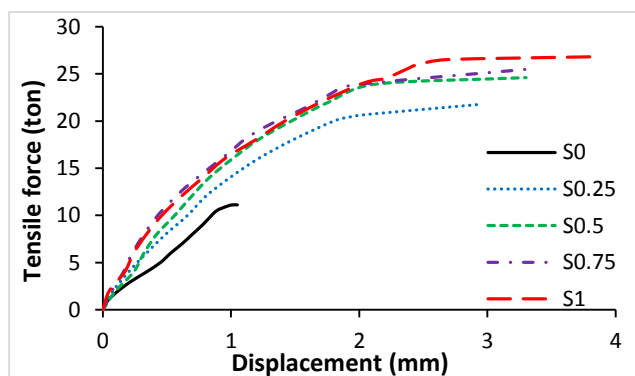
$$(۲) \quad \text{مقاومت کششی} = \frac{2P}{\pi \cdot L \cdot d}$$

نتایج آزمایش مقاومت کششی در جدول (۶) نشان داده شده است. نتایج نشان می دهد الیاف فولادی می تواند تأثیر بسیار زیادی بر روی مقاومت کششی بتن داشته باشند. به طوری که افزودن ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ درصد الیاف فولادی توانست به ترتیب موجب افزایش

۷۴، ۱۰۹، ۱۱۳ و ۱۲۳ درصدی مقاومت کششی نسبت به نمونه شاهد شود. مشاهدات نشان داد که الیاف فولادی می تواند با ایجاد دوختگی در ترک کششی به وجود آمده در وسط نمونه ها باعث افزایش بیشتر مقاومت کششی شود. با محاسبه تغییر مکان ایجاد شده تا لحظه شکست در نمونه ها نیز مشاهده شد که الیاف فولادی می تواند تغییر مکان حداکثر تا ایجاد گسیختگی کششی در نمونه ها را نیز افزایش دهد. خصوصیات فیزیکی الیاف های فولادی مورد استفاده که در دو انتهای خود دارای قلاب می باشند نیز باعث بهبود این شرایط شد، زیرا قلاب انتهای این الیاف ها با ایجاد درگیری بیشتر با بتن، موجب دوختگی بیشتر ترک ها شده و شکل پذیری نمونه را به مقدار قابل توجهی افزایش دادند. افزودن ۱ درصد الیاف فولادی توانست تغییر مکان حداکثر تا ایجاد گسیختگی در نمونه را تا حدود ۴ برابر افزایش دهد.

جدول ۶ نتایج آزمایش مقاومت کششی

Specimen	Volume of fiber (%)	SP1		SP2		SP3		Ave	
		T.S (Tensile strength) (MPa)	T.D (Tensile displacement) (mm)	T.S (MPa)	T.D (mm)	T.S (MPa)	T.D (mm)	T.S (MPa)	T.D (mm)
S0	0	3.54	1.05	3.69	1.16	3.79	0.88	3.67	1.03
S0.25	0.25	6.94	2.96	6.22	2.14	5.98	2.36	6.38	2.49
S0.5	0.5	7.63	3.14	7.14	3.3	8.28	2.69	7.68	3.04
S0.75	0.75	8.15	3.39	7.39	2.99	7.88	3.49	7.81	3.29
S1	1	8.63	3.56	7.37	2.82	8.53	3.8	8.18	3.93



شکل ۶ نمودار بار کششی-تغییر مکان نمونه ها

نمودار بار-تغییر مکان برای نمونه‌های کششی در شکل (۶) نشان داده شده است. مطالعات قبلی نیز افزایش مقاومت کششی بتن‌های خودتراکم را در اثر افزودن الیاف فولادی گزارش کرده‌اند [19-22].

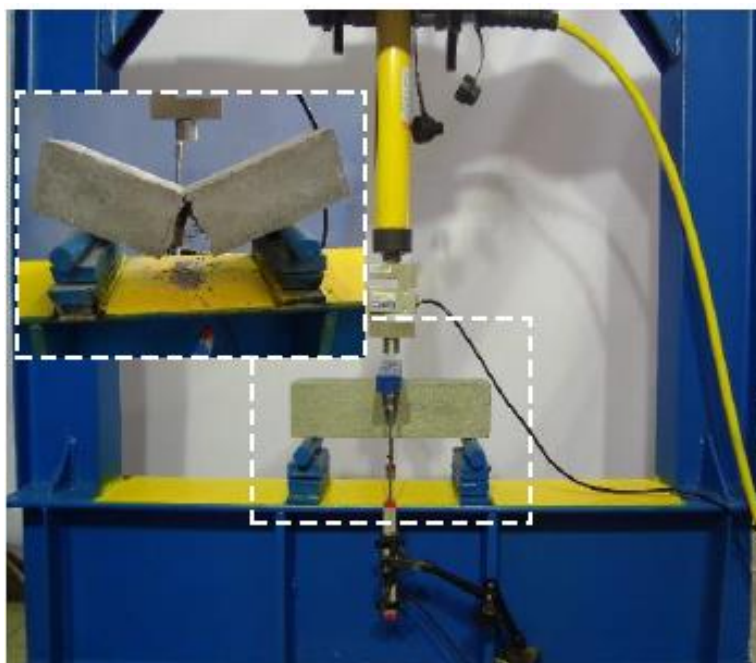
آزمایش مقاومت خمشی

برای تعیین مقاومت خمشی ۱۵ عدد تیر کوچک خمشی با ابعاد $32 \times 8 \times 6$ سانتی‌متر ساخته و تحت آزمایش خمشی سه نقطه‌ای (اعمال یک بار متمرکز در وسط دهانه) بر اساس استاندارد ASTM C78 [23] مطابق شکل (۷) قرار گرفتند. در این آزمایش حداکثر بار خمشی تحمل شده توسط نمونه‌ها برداشت و از طریق رابطه (۳) مقاومت خمشی تیرها بر حسب مگاپاسکال محاسبه شد:

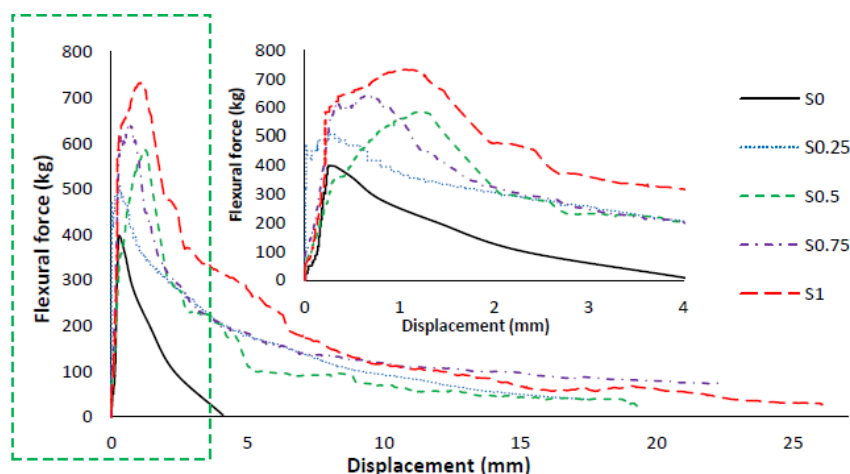
$$R = \frac{3PL}{2bd^2} = \text{مقاومت کششی} \quad (3)$$

در این رابطه P حداکثر نیروی خمشی تحمل شده توسط تیر و L و b و d نیز به ترتیب طول، عرض و ارتفاع تیر می‌باشند. با نصب LVDT در وسط دهانه تیرها خیز

آن‌ها در حین بارگذاری تا لحظه شکست برداشت و نمودار بار-تغییر مکان خمشی تیرها رسم شد. در این آزمایش مشاهده شد که الیاف فولادی می‌تواند بعد از ایجاد ترک اولیه در تیرها با ایجاد پیوستگی در دو طرف ترک ایجادشده و جلوگیری از گسترش آن، رفتار ترد تیرهای بتنی غیرمسلح را بهبود بخشد و مقاومت خمشی و شکل‌پذیری آن‌ها را به‌طور قابل توجهی افزایش دهد. هرچقدر میزان الیاف فولادی در تیر افزایش می‌یابد، میزان مقاومت و شکل‌پذیری نیز نسبت به نمونه شاهد به میزان بیشتری افزایش پیدا می‌کند، به‌طوری‌که در بهترین حالت افزودن ۱ درصد الیاف فولادی در نمونه S1 نسبت به نمونه بدون الیاف S0 موجب افزایش ۸۷ درصدی مقاومت خمشی شد. میزان افزایش شکل‌پذیری تیرها نیز از نمودار بارخمشی-تغییر مکان نشان داده شده در شکل (۸) قابل مشاهده است. در بهترین حالت تغییر مکان نهایی تیر دارای ۱ درصد الیاف فولادی نسبت به نمونه شاهد افزایش تقریباً ۶ برابری داشته است.



شکل ۷ انجام آزمایش خمشی سه نقطه‌ای بر روی تیرها



شکل ۸ نمودار بار خمشی-تغییر مکان نمونه‌ها

جدول ۷ نتایج آزمایش مقاومت خمشی

Specimen	Volume of fiber (%)	SP1		SP2		SP3		Ave	
		F.S (Flexural strength) (MPa)	F.D (Flexural displacement) (mm)	F.S (MPa)	F.D (mm)	F.S (MPa)	F.D (mm)	F.S (MPa)	F.D (mm)
S0	0	4.98	4.1	4.14	4.22	5.24	4.71	4.79	4.34
S0.25	0.25	6.18	14.98	6.34	17.54	5.98	16.24	6.17	16.25
S0.5	0.5	7.29	17.39	6.88	19.75	7.32	19.28	7.16	18.81
S0.75	0.75	7.70	24.34	8.36	22.31	8.14	25.12	8.07	23.92
S1	1	9.16	26.09	9.01	25.08	8.67	27.62	8.95	26.26

آزمایش اولتراسونیک (UPV)

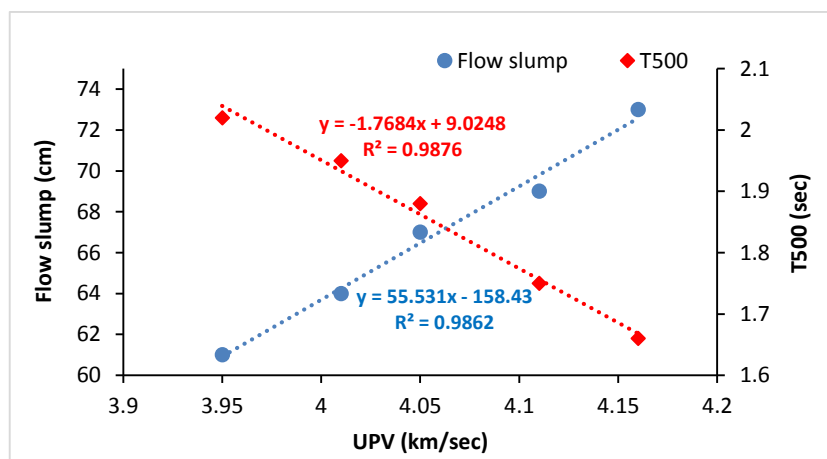
در این رابطه V سرعت پالس برحسب کیلومتر بر ثانیه (km/s) ، L فاصله بین دو مبدل برحسب میلی‌متر (mm) و برابر با 100 میلی‌متر و T زمان انتقال امواج برحسب میکروثانیه (μsec) است. نتایج این آزمایش نشان می‌دهد با افزایش درصد حجم الیاف سرعت موج پالس کاهش می‌یابد، این بدان معناست که افزودن الیاف به بتن موجب افزایش حفرات و کاهش تراکم بتن می‌شود. در نمودار شکل (۱۰) با ارائه یک تحلیل رگرسیون بین نتایج سرعت موج التراسونیک و نتایج آزمایش مربوط به بتن خودتراکم تازه (G-ring) نشان داده شده که افزایش میزان الیاف در بتن به همان نسبت که موجب کاهش روانی در بتن خودتراکم تازه می‌شود موجب کاهش سرعت پالس در بتن سخت شده نیز می‌شود و میان نتایج این پارامترها رابطه خطی وجود دارد.

آزمایش اولتراسونیک یکی از آزمایش‌های غیر مخرب بتن است که نتایج آن می‌تواند نشان‌دهنده کیفیت بتن باشد [24]. محققان مختلفی روابط بین خصوصیات مکانیکی بتن (مدول الاستیسیته، مقاومت فشاری، مقاومت کششی و ...) و سرعت پالس اولتراسونیک را مورد بررسی قرار داده‌اند [25,26]. آزمایش اولتراسونیک بر روی نمونه‌های مکعبی با ضلع 10 سانتی‌متر بر روی ۵ طرح اختلاط نشان داده شده در جدول (۲) انجام شد تا اثر الیاف‌های فولادی بر روی تراکم و کیفیت بتن مشاهده شود. این آزمایش از روش ارسال مستقیم مطابق شکل (۹) انجام شد و سرعت موج پالس با استفاده از رابطه (۴) محاسبه شد:

$$V = \frac{L}{T} \quad (4)$$



شکل ۹ انجام آزمایش اولتراسونیک (UPV)



شکل ۱۰ ارتباط بین سرعت پالس با خواص خودتراکمی بتن در آزمایش G-ring

آزمایش مقاومت ضربه‌ای

تعداد ۲۷ عدد دال با ابعاد ۴۰×۴۰×۴۰ در ضخامت‌های مختلف ۲/۵، ۵ و ۷/۵ سانتی‌متر ساخته و تحت اثر ضربه ناشی از برخورد وزنه افتان آزمایش شدند. در هر ضخامت ۹ عدد دال شامل ۳ عدد دال بدون الیاف، ۳ عدد حاوی ۰/۵ درصد الیاف فولادی و ۳ عدد حاوی ۱ درصد الیاف فولادی ساخته شد. با انجام این آزمایش اثر دو پارامتر ضخامت و الیاف فولادی بر روی مقاومت ضربه‌ای دال‌ها بررسی و باهم مقایسه شد. برای انجام این آزمایش دستگاهی مطابق شکل (۱۱) طراحی و ساخته شد، دستگاه ضربه ساخته شده شامل یک گوی

فولادی به وزن ۵/۸ کیلوگرم است که با استفاده از کابل فولادی و قرقره نصب شده بر روی دستگاه تا ارتفاع ۱/۵ متر بالا رفته و به صورت مکرر بر روی نمونه تا ایجاد گسیختگی در آن‌ها می‌شود. در دستگاه ساخته شده برای حرکت گوی در یک مسیر مستقیم از یک سازه هدایت کننده گوی، شامل یک مکعب فولادی و لوله پلاستیکی استفاده شده است. در این آزمایش سه پارامتر تعداد ضربه برای ایجاد اولین ترک قابل رویت، تعداد ضربه بر ایجاد انهدام در دال و همچنین انرژی جذب شده دال تا لحظه انهدام ثبت شده است. انرژی جذب شده توسط دال‌ها تا لحظه انهدام از رابطه (۵)

دال‌های با ضخامت بیشتر، قابل توجه‌تر بوده است به‌طوری‌که افزودن ۰/۵ درصد الیاف فولادی در دال‌های با ضخامت ۲/۵ سانتی‌متر توانست مقاومت اولین ترک را به میزان ۱۸/۳۷ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش دهد، در صورتی‌که همین مقدار الیاف در دال‌های با ضخامت ۵ و ۷/۵ سانتی‌متر توانست به ترتیب باعث افزایش ۲۶/۰۹ و ۳۳/۳۹ برابری مقاومت اولین ترک نسبت به نمونه شاهد شود. همچنین افزودن ۱ درصد الیاف فولادی در این دال‌ها به ترتیب افزایش ۳۶/۹۳، ۳۷/۸۳ و ۴۷/۷۲ برابری را در پارامتر مقاومت اولین ترک ایجاد نموده است. از طرفی افزایش ضخامت دال‌ها برخلاف الیاف فولادی نتوانست افزایش مقاومت اولین ترک را به اندازه قابل توجهی افزایش دهد. به‌طوری‌که میانگین تعداد ضربات برای ایجاد اولین ترک در نمونه‌های بدون الیاف با ضخامت ۲/۵ سانتی‌متر، ۱/۶۷ ضربه بود که با افزایش ۲ و ۳ برابری ضخامت دال این پارامتر به اعداد ۲/۶۷ و ۶ افزایش یافت که این افزایش در مقایسه با تأثیر الیاف فولادی ناچیز و قابل چشم‌پوشی است.

برحسب کیلوژول محاسبه شده است که در این رابطه N تعداد ضربات برای ایجاد انهدام، W وزن گوی فولادی مورد استفاده برحسب کیلو نیوتن (kN) و H ارتفاع سقوط گوی برحسب متر (m) است:

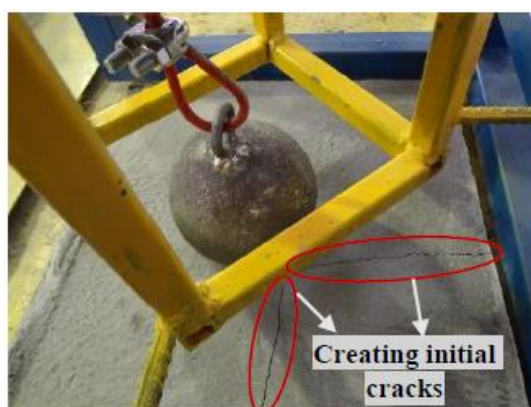
$$(5) \quad N \times W \times H = \text{انرژی جذب شده}$$

در این تحقیق معیار انهدام در دال‌ها، ایجاد حفره بر اثر ضربه ناشی از برخورد گوی با گسترش ترک‌های ایجاد شده در تمام سطح دال (چندتکه شدن دال) در نظر گرفته شده است.

مقاومت اولین ترک. تعداد ضربه برای ایجاد اولین ترک برای ۲۷ عدد دال ثبت و در جدول (۸) آمده است. لحظه ایجاد ترک‌های اولیه در دال‌ها در شکل (۱۲) نشان داده شده است. با بررسی نتایج حاصل از این آزمایش به نقش بسیار بالای الیاف فولادی در افزایش مقاومت اولین ترک نمونه‌ها پی می‌بریم. با بررسی وضعیت دال‌های دارای الیاف فولادی در ضخامت‌های مختلف و مقایسه آن‌ها با نمونه‌های شاهد متوجه می‌شویم که اثر الیاف فولادی در

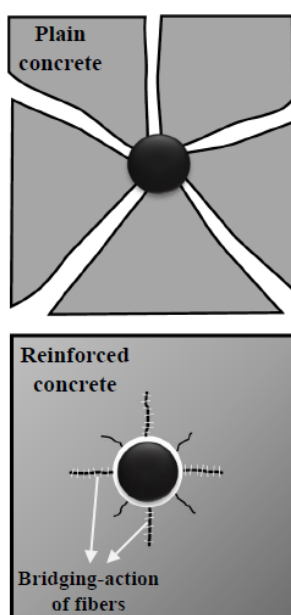


شکل ۱۱ دستگاه آزمایش ضربه وزنه افتان



شکل ۱۲ ایجاد ترک اولیه در نمونه‌های دال

۵ و ۷/۵ سانتی‌متر به ترتیب افزایش مقاومت ۵۱/۲۲، ۶۸/۷۳ و ۸۳/۹ برابری را نسبت به نمونه شاهد ایجاد کند. نکته قابل توجه تفاوت در نحوه گسیختگی دال‌ها بود، نحوه‌ی گسیختگی دال‌های بدون الیاف به صورت گسترش ترک‌های اولیه در تمام سطح دال و چندتکه شدن آن است، در صورتی که دال‌های دارای الیاف فولادی با چقرمگی بسیار بالاتری رفتار کرده و گسیختگی آن‌ها اغلب به صورت ایجاد حفره بر اثر تعداد دفعات بالای ضربه رخ داد. تفاوت در نحوه گسیختگی دال‌ها به صورت شماتیک در شکل (۱۳) آمده است.

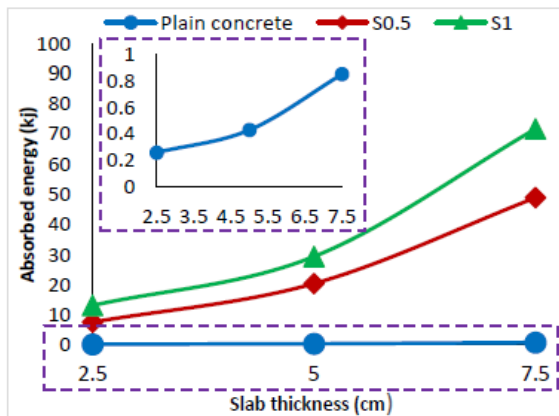


شکل ۱۳ طرح شماتیک نحوه گسیختگی در دال‌های بتنی غیر مسلح و مسلح به الیاف فولادی در آزمایش ضربه وزنه افتان

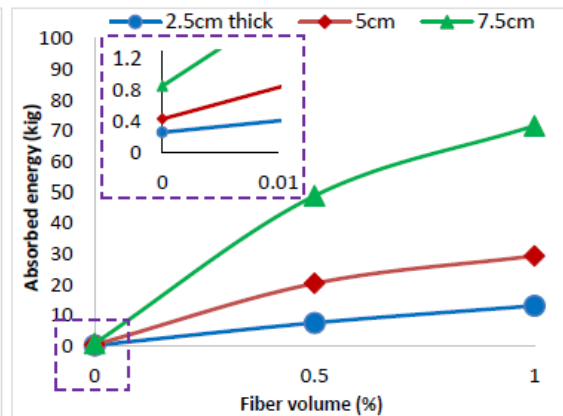
مقاومت نهایی. در آزمایش ضربه وزنه افتان تعداد ضربه برای ایجاد انهدام نمونه‌ها نیز برداشت و در جدول (۸) نشان داده شده است. نکته قابل توجه در رفتار نمونه‌های بدون الیاف، ترد شکنی آن‌ها بود. در این نمونه‌ها مشاهده شد بعد از ایجاد اولین ترک خیلی سریع بعد از چند ضربه ترک‌ها در تمام سطح دال بتنی گسترش یافته و دال به چندتکه تقسیم شد. افزایش ضخامت دال بتنی از ۲/۵ سانتی‌متر به ۵ و ۷/۵ سانتی‌متر نیز نتوانست این ترد شکنی را به میزان قابل توجهی بهبود بخشد و در این دال‌ها نیز بعد از ایجاد اولین ترک با چند ضربه نمونه به گسیختگی کامل رسید. افزایش ضخامت دال بتنی از ۲/۵ سانتی‌متر به ۵ و ۷/۵ سانتی‌متر توانست مقاومت نهایی را به ترتیب ۱/۶۷ و ۳/۳۳ برابر افزایش دهد. افزودن الیاف فولادی برخلاف افزایش ضخامت با ایجاد چقرمگی بالا در نمونه‌ها تعداد ضربه برای ایجاد انهدام در نمونه‌ها را به میزان قابل توجهی افزایش داد. تأثیر الیاف فولادی در افزایش مقاومت نهایی همانند مقاومت اولین ترک در دال‌های ضخیم‌تر بیشتر بود، به طوری که افزودن ۰/۵ درصد الیاف فولادی در دال‌های با ضخامت ۲/۵ سانتی‌متر توانست افزایش مقاومت نهایی ۲۹/۵۶ برابری را نسبت به نمونه شاهد (T2.5-S0) ایجاد کند در صورتی که همین مقدار الیاف در دال‌های با ضخامت ۵ و ۷/۵ سانتی‌متر افزایش مقاومت نهایی ۴۷/۷۳ و ۵۷/۲ برابری را ایجاد کرد. افزودن ۱ درصد الیاف فولادی نیز توانست در دال‌های با ضخامت ۲/۵،

افزایش ضخامت در دال‌های بدون الیاف بسیار ناچیز است که نشان می‌دهد ضخامت دال‌ها بر خلاف پارامتر درصد الیاف، پارامتر مناسبی برای افزایش مقاومت ضربه‌ای و جذب انرژی دال‌ها نیست. البته همان‌طور که در نمودار شکل (۱۵) مشاهده می‌شود، افزایش ضخامت در دال‌های دارای الیاف فولادی باعث افزایش قابل توجه جذب انرژی می‌شود که به نظر می‌رسد علت آن افزایش مقدار الیاف موجود در دال باشد، زیرا در دال‌های بدون الیاف مشاهده شد افزایش ضخامت نمی‌تواند اثر چندانی بر افزایش جذب انرژی دال‌ها داشته باشد. تفاوت در نحوه گسیختگی دال‌ها در شکل (۱۶) مشاهده می‌شود.

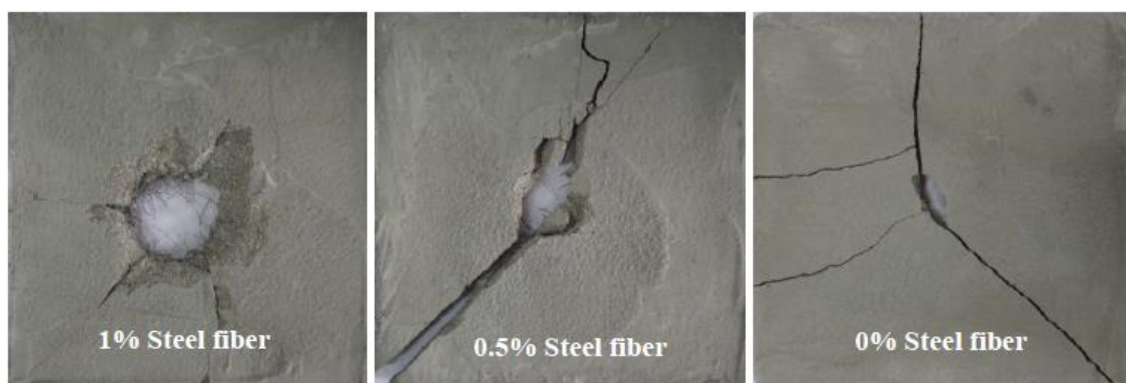
انرژی جذب شده. با استفاده از رابطه (۵) انرژی جذب شده نمونه‌ها تا لحظه ایجاد گسیختگی بر حسب کیلوژول محاسبه شده و در جدول (۸) نشان داده شده است. در نمودار شکل (۱۴) اثر الیاف فولادی بر روی جذب انرژی دال‌های با ضخامت مختلف نشان داده شده است که این نمودار نشان دهنده تأثیر بسیار بالای الیاف فولادی بر روی جذب انرژی نمونه‌ها دارد. با توجه به نمودار حاصل شده مشخص می‌شود تأثیر الیاف فولادی بر روی جذب انرژی نمونه‌ها در دال‌های ضخیم‌تر بیشتر است. در نمودار شکل (۱۵) نیز تأثیر افزایش ضخامت بر جذب انرژی دال‌های دارای در صدهای مختلف الیاف نشان داده شده است. تأثیر



شکل ۱۵ اثر افزایش ضخامت در افزایش جذب انرژی دال‌ها



شکل ۱۴ اثر درصد الیاف فولادی در افزایش جذب انرژی دال‌ها



شکل ۱۶ تفاوت در نحوه‌ی گسیختگی دال‌ها

جدول ۸ نتایج آزمایش ضربه وزنه افتان

Specimen	Resistance of the first crack	Average	Ultimate Resistance	Average	Absorbed energy (kj)	Average (kj)
	1		2		0.17	
T2.5-S0	2	1.67	4	3	0.34	0.26
	2		3		0.26	
	32		86		7.34	
T2.5-S0.5	36	30.67	107	88.67	9.13	7.57
	24		73		6.23	
	66		162		13.83	
T2.5-S1	48	61.67	121	153.67	10.33	13.12
	71		178		15.2	
	3		5		0.43	
T5-S0	2	2.67	4	5	0.34	0.43
	3		6		0.51	
	92		287		24.49	
T5-S0.5	65	69.66	232	238.67	19.8	20.37
	52		197		16.81	
	81		302		25.77	
T5-S1	114	101	401	343.67	34.22	29.33
	108		328		27.99	
	5		10		0.85	
T7.5-S0	7	6	11	10	0.94	0.85
	6		9		0.77	
	182		574		48.99	
T7.5-S0.5	221	200.33	630	572	53.77	48.82
	198		512		43.70	
	293		902		76.98	
T7.5-S1	267	286.33	801	839	68.36	71.61
	299		814		69.47	

نتایج

نتایج آزمایش ضربه وزنه افتان نشان‌دهنده تأثیر بسیار بالای الیاف فولادی بر روی مقاومت اولین ترک و مقاومت نهایی دال‌ها است. با مقایسه نتایج آزمایش بر روی دال‌های با ضخامت مختلف متوجه می‌شویم الیاف فولادی بر روی افزایش مقاومت دال‌های ضخیم‌تر تأثیر بیشتری را داشته است. از طرفی نتایج نشان‌دهنده تأثیر

در این تحقیق خصوصیات مکانیکی و ضربه‌ای بتن‌های کامپوزیتی توانمند بررسی شده است. هدف اصلی از انجام این تحقیق بررسی و مقایسه اثر دو پارامتر افزایش ضخامت و افزودن الیاف فولادی بر روی مقاومت ضربه‌ای دال‌های بتنی تحت اثر ضربه وزنه افتان است.

کارایی و تراکم بتن را نشان دادند. با مقایسه تأثیر الیاف فولادی بر روی مقاومت ضربه‌ای و خصوصیات مکانیکی (فشاری، کششی و خمشی) بتن مشاهده می‌شود که تأثیر این الیاف در بهبود رفتار ضربه‌ای بتن نسبت به تأثیر آن در بهبود خصوصیات مکانیکی بتن بسیار قابل توجه‌تر است، به‌طوری‌که در بهترین حالت افزودن ۱ درصد الیاف فولادی توانست مقاومت فشاری، کششی و خمشی را به ترتیب ۱۰، ۱۲۳ و ۸۷ درصد افزایش دهد در صورتی‌که همین مقدار الیاف فولادی در بهترین حالت موجب افزایش ۸۳ برابری مقاومت ضربه‌ای دال بتنی شد.

بسیار کم پارامتر ضخامت بر روی افزایش مقاومت ضربه‌ای دال‌ها بوده است که در مقایسه با تأثیر الیاف فولادی ناچیز و قابل صرف نظر کردن است، بنابراین افزودن الیاف فولادی پارامتر مناسب‌تری برای افزایش مقاومت ضربه‌ای دال‌ها است.

با انجام آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های با درصدهای مختلف الیاف فولادی مشاهده شد الیاف فولادی نمی‌تواند تأثیری بر روی افزایش مقاومت فشاری داشته باشد، در صورتی‌که این الیاف توانست در افزایش مقاومت کششی و خمشی نمونه‌ها به‌طور قابل توجهی مؤثر واقع شود. آزمایش‌های مربوط به بتن خودتراکم تازه و اولتراسونیک نیز تأثیر منفی الیاف فولادی بر روی

مراجع

1. Nehdi, M., and Ladanchuk, J.D., "Fiber synergy in fiber-reinforced self-consolidating concrete", *ACI Materials Journal*, Vol. 101, No. 6, pp. 508-517, (2004).
2. Wild, S., Sabir, BB., and Khatib, JM., "Factors influencing strength development of concrete containing silica fume", *Cement Concrete Res*, Vol. 25, No. 7, pp. 1567-1580, (1995).
3. Mastali, M., and Dalvand, A., "Use of silica fume and recycled steel fibers in self-compacting concrete", *construction and building materials*, Vol. 125, pp. 196-209, (2016).
4. Khayat, K.H., and Roussel, Y., "Testing and performance of fiber reinforced, self-consolidating Concrete", Skarendahl, A., and Petersson, O., editors, *Proceedings of the first international RILEM symposium on self-compacting concrete*, Stockholm, Sweden, pp. 36-48, (1999).
5. Bader, and Ashour., "Modified ACI Drop-weight impact test for concrete", *ACI materials Journal*, Vol. 102, No. 4, pp. 249-255, (2005).
6. Ozawa, K., Maekawa, K., and Okamura, H., "Self-Compacting high performance concrete", *Collected Papers (University of Tokyo: Department of Civil Engineering)*, Vol. 34, pp. 135-149, (1996).
7. Okamura, H., "Self Compacting High-Performance Concrete", *Concrete International*, pp 50-54, (1997).
8. Persson, B., "A Comparison between mechanical properties of self-copmacting concrete and the corresponding properties of normal concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, No. 2, pp. 193-198, (2001).
9. Mastali, M., Dalvand, A., and Sattarifard, A., "The impact resistance and mechanical properties of the reinforced self-compacting concrete incorporating recycle CFRP fiber with different and dosages",

- Composite part B*, Vol. 112, pp. 74-92, (2017).
10. Song, P.S., Hwang, S., and Sheu, B.C., "Strength properties of nylon-and_ polypropylene-fiber reinforced concretes", *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, No. 8, pp. 1546-1550, (2005).
 11. Deng, Z., and Li, J., "Tension and impact behaviors of new type fiber reinforced concrete", *Cement Concrete Res*, Vol. 25, No. 15, pp. 189-204, (2005).
 12. Sudarsana Rao, H., Vaishali. Ghorpade, G. N.V., and Gnaneswar, K., "Response of SIFCON two-way slabs under impact loading", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 37, pp. 452-458, (2010).
 13. Bindiganavile, V., and Banthia, N., "Polymer and steel fiber-reinforced cementitious composites under impact loading, Part 2: Flexural toughness", *ACI Materials Journal*, Vol. 98, No. 1, pp. 17-24, (2001).
 14. Parviz, S., Ataulloh, Kh., and Hsu, J.W., "Mechanical properties of concrete materials reinforced with polypropylene or polyethylene fibers", *ACI Materials Journal*, Vol. 89, NO. 6, pp. 535-540, (1992).
 15. ASTM C150, Standard Specification for Portland Cement, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 2012.
 16. Nagataki, S., Fujiwara, H., "Self-compacting property of highly-flowable concrete, in: V.M. Malhotra (Ed.)", *American Concrete Institute*, Vol. 154, pp. 301-314, (1995).
 17. ASTM C 39, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 2003.
 18. ASTM C496, Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 1994.
 19. El-Dieb, A., "Mechanical, durability and microstructural characteristics of ultrahigh- strength self-compacting concrete incorporating steel fibers", *J. Mater. Des*, Vol. 30, pp. 4286-4292, (2009).
 20. Aslani, F., Nejadi, S., "Self-compacting concrete incorporating steel and polypropylene fibers: compressive and tensile strengths, moduli of elasticity and rupture, compressive stress-strain curve, and energy dissipated under compression", *J. Compos. B: Eng*, Vol. 53, pp. 121-133, (2013).
 21. Iqbal, S., Ali, A., Holschemacher, K., and Bier, T.A., "Mechanical properties of steel fiber reinforced high strength lightweight self-compacting concrete (SHLSCC)", *J. Constr. Build. Mater.* Vol. 98, pp. 325-333, (2015).
 22. Altun, F. and Aktas, B., "Investigation of reinforced concrete beams behavior of steel fiber added lightweight concrete", *J. Constr. Build. Mater*, Vol. 38, pp. 575-581, (2013).
 23. ASTM C78, Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 2010.
 24. Chao-Lung, H., Anh-Tuan, B.L., and Chun-Tsun, C., "Effect of rice husk ash on the strength and durability characteristics of concrete", *J. Constr. Build. Mater*, Vol. 25, pp. 3768-3772, (2011).

25. Demirboga, R., Turkmen, I., and Karako, M.B., "Relationship between ultrasonic velocity and compressive strength for high-volume mineral-admixed concrete", *J. Cem. Concr. Res.* Vol. 34, pp. 2329-2336, (2004).
26. Prassianakis, I.N., and Giokas, P., "Mechanical properties of old concrete using destructive and ultrasonic non-destructive testing methods", *Mag. Concr. Res.* Vol. 55, pp. 171-176, (2003).

بهبود خواص مکانیکی و سازه‌ای بتن‌ها با جایگزینی بطری‌های پت بازیافتی به‌عنوان ریزدانه*محمد کاظم شربتدار^(۱)محمد نورباران^(۲)

چکیده در این مقاله به بررسی آزمایشگاهی جایگزینی بطری‌های پت به‌عنوان پسماندهای بازیافتی با ماسه در بتن پرداخته شده است. از پت به میزان ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد معادل حجم ماسه با ساخت ۹۶ نمونه با ۴ طرح اختلاط با نسبت ثابت آب به سیمان در ترکیبات بتن استفاده شده و مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای، مقاومت کششی دو نیم شدن استوانه‌ای، مقاومت ضربه قرص بتنی و مقاومت خمشی دال‌های بتنی مسلح و غیرمسلح به دست آورده شده‌اند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با افزایش تدریجی درصد پت تا ۱۵ درصد، اسلامپ هم تا ۵۰٪ کاهش می‌یابد. ولی میزان کاهش مقاومت فشاری و کششی به ترتیب تا ۱۸ و ۲۱ درصد بود. همچنین مقاومت خمشی و مقاومت ضربه در ایجاد ترک اولیه و ترک نهایی نیز با افزودن پت تا ۱۳ و ۱۹ درصد افزایش یافته است.

واژه‌های کلیدی بطری پت، خمشی، ضربه، مقاومت فشاری، بازیافتی، کارایی.

Improving of Concrete Mechanical and Structural Characteristics with Replacing Pet Bottles as Fine Aggregates

Mohammad Kazem Sharbatdar

Mohammad Noorbaran

Abstract An experimental work on replacing recycle pet bottles with sand in concrete in this paper. 5, 10, and 15% Pet equivalent with sand in concrete including 4 different mixes with constant water to cement ratio and totally 96 specimens was used and made; compressive strengths of cubic and cylinder specimens, tensile split strength of cylinder specimens, impact strengths plus flexural strengths of reinforced and plain concrete slabs were obtained. The results indicated that the workability of fresh concrete was decreased up to 50% by increasing the pet percentage up to 15% but the compressive and tensile strengths of hard concrete were decreased up to 18 and 21%. And also the flexural strengths and impact strength (initial and final cracks) were increased up to 13 and 19% due to increasing recycle pet percentage.

Key Words PET bottles, Flexural, Impact, Compressive strength, Recycled, Workability.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۱/۱۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۱/۱۷ می‌باشد.

Email: msharbatdar@semnan.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۲) کارشناس ارشد سازه، دانشگاه سمنان

مقدمه

پت نام مختصر پلی‌اتیلن ترفتالات است که از خانواده پلی‌استر است. پت به دلیل استحکام بالا، تحمل فشار بالا، عدم واکنش پذیری با مواد و نیز خاصیت عالی محصور نمودن گاز که این ویژگی می‌تواند گاز را در نوشیدنی‌های گازدار نگه‌داشته و مزه نوشیدنی در بطری حفظ شود، یکی از پلاستیک‌های رایج در صنعت بسته‌بندی است [1]. پلی‌اتیلن ترفتالات (PET) پلیمری است که در اغلب کشورها برای تولید الیاف پلی‌استر (۷۰ درصد) رزین بطری (۲۲ درصد) فیلم (۶ درصد) و رزین‌های پلی‌استر مهندسی (۲ درصد) به‌کاررفته است. با توجه به مقاومت بالای این بطری‌ها در برابر شکستگی، دما و نفوذ گازها، دارا بودن وزن کم و ارزان بودن قیمت نسبت به سایر مواد بسته‌بندی همچون شیشه و فلز، تولید بطری‌های پلاستیکی از این رزین کاربرد گسترده‌ای پیدا کرده است که بالطبع موجب ورود بطری‌های PET مصرفی به جریان زباله‌های شهری می‌گردد. بالا بودن حجم این بطری‌ها نسبت به وزن که فضای زیادی را در هنگام حمل و نقل و دفن به خود اختصاص می‌دهند و تجزیه بسیار طولانی آن در طبیعت (حدود ۳۰۰ سال)، باعث گردیده تا مسئله بازیافت این بطری‌ها، بخصوص در سال‌های اخیر توجه همگان را به خود جلب نماید. در سال ۱۹۴۱ برای اولین بار پت به‌عنوان الیاف مصنوعی مورد استفاده قرار گرفت. بعدها در اواسط دهه ۱۹۶۰ از پت به‌عنوان بسته‌بندی فیلم‌ها استفاده شد و سپس در اوایل دهه ۱۹۷۰ با به دست آمدن تکنیک دمیدن سه محوری این ماده وارد صنعت بطری‌سازی شد [2]. پت در اغلب کشورها برای تولید ظروف نوشیدنی، آب‌میوه، آب‌معدنی، روغن‌های خوراکی، پاک‌کننده‌ها و غیره به کار می‌رود. به‌عنوان مثال بررسی‌های انجام‌شده توسط انجمن ملی ظروف پلاستیکی آمریکا نشان داد که فقط ۲۸٪ کل مقادیر بطری‌ها و شیشه‌های پت در ایالات متحده در سال ۲۰۰۹ بازیافت می‌شوند. پلی‌اتیلن ترفتالات (PET) پلیمری است که در اغلب کشورها در صنایع

مختلف مهندسی و مواد غذایی و ظروف آشامیدنی به کار می‌رود ولی در ایران، این پلیمر بیشتر برای ساخت انواع بطری‌های آشامیدنی استفاده شده است که در نتیجه موجب ورود این مواد مصرفی به جریان زباله‌های شهری می‌گردد [3]. روش‌های متفاوتی وجود دارد که می‌توان به کمک آن‌ها از این مواد رهایی یافت مانند: دفن کردن، خاکستر سازی و بازیافت [4]. مشکل این زباله‌ها کندی تجزیه آن‌هاست که این امر موجب می‌شود تا چرخه بازگشت این مواد به طبیعت پس از دفن نمودن آن‌ها برای حدود سیصد سال به طول انجامد، بنابراین به نظر می‌رسد که به دلیل فواید اقتصادی و زیست‌محیطی، بازیافت بهترین راه‌حل برای رهایی از زباله‌هایی همچون پت و غیره است [5]. ملاط پلیمری با جایگزین کردن پلیمر با سیمان در مقادیر خاص، تولید می‌شود. در مقایسه با موادی که بر پایه سیمان هستند، هزینه تولید بتن پلیمری به دلیل قیمت بالای رزین‌های دست‌نخورده، خیلی زیاد است. استفاده از بطری‌های زباله PET در تولید رزین پلی‌استر، قیمت محصول رزین را در مقایسه با حالتی که رزین معمولی مرسوم تولید می‌شود، کاهش می‌دهد و خواص مکانیکی جدیدی ارائه می‌دهد [6,7]. همان‌طور که قبلاً اشاره شده است، روش دیگر استفاده از بطری‌های زباله PET بازیافت آن‌ها به‌عنوان الیاف PET و استفاده از آن‌ها برای تولید بتن مسلح شده با الیاف است. البته این امر در حالی است که مقدار حجمی محتوای فیبر در بتن مسلح فیبری بین ۰/۳ تا ۱/۵ درصد است، لذا این روش مقدار کوچکی از زباله‌های پلاستیکی PET را بازیافت می‌کند [8-12]. از این رو مقرون به‌صرفه‌ترین راه استفاده از بطری‌های زباله PET در بتن، استفاده از خرده بطری‌های زباله PET به‌طور مستقیم به‌عنوان سنگ‌دانه در بتن و یا ملاط تولیدی است. بدین ترتیب استفاده از زباله‌های PET به‌عنوان سنگ‌دانه در بتن فوایدی همچون کاهش استفاده از منابع طبیعی، مصرف زباله‌ها، جلوگیری از آلودگی زیست‌محیطی و صرفه‌جویی در انرژی را فراهم می‌کند [13-20].

روی رفتار بعد از ترک خوردگی اولیه اعضاء بتنی ساده داشته باشد. این الیاف همچنین طاقت نمونه‌ها را بهبود بخشیده و نرمی بتن را نیز افزایش می‌دهند [8]. در تحقیق انجام شده روی استفاده هم‌زمان پت (در اندازه ۰ تا ۴ میلی‌متر) و ماسه و سرباره آهن‌گذاری (۵۰٪ جایگزین سیمان) به این نتیجه رسیدند که این ترکیبات بتن‌های سبک سازه‌ای با وزن مخصوص‌های متفاوت می‌دهد که باعث کاهش وزن ساختمان و در نتیجه میزان بار زلزله و آلودگی محیطی می‌گردد [16]. اخیراً در یک تحقیق گسترده، ۸۴ مطالعه در خصوص بتن‌های ساخته شده با پت و پلاستیک ضایعاتی و اصلی انجام شده است و نتایج کاربرد ذرات پت به عنوان سنگ‌دانه و الیاف در ترکیب‌های مختلف بررسی شده است [20]. در تحقیق دیگری توسط اسماعیل و همکارانش بر روی حدود ۳۰۰ آزمایش با جایگزینی صفر و ۱۰ و ۱۵ و ۲۰ درصد پت بجای سنگ‌دانه انجام شد و آزمایش‌های اسلامپ، مقاومت‌های فشاری و خمشی و طاقت در سنین مختلف بررسی شد و نتایج نشان‌دهنده کاهش ترک‌ها و هزینه‌های تمام شده بود [21]. هدف اصلی از این مطالعه، تحقیق در مورد تأثیر استفاده از خرده زباله‌های پلاستیکی PET بر روی ویژگی‌های بتن حاوی این ذرات در درصد های مختلف بود که با ماسه طبیعی به صورت حجمی جانشین شدند.

طرح آزمایشگاهی

مشخصات مصالح مصرفی

مشخصات شن و ماسه طبق روش‌های آزمایش‌های C29، C33، C127، C128، C136، D2419 از استاندارد ASTM تعیین شده است. چگالی ظاهری در حالت اشباع با سطح خشک (SSD) درشت‌دانه طبق استاندارد ASTM C127 برابر ۲/۵۱ محاسبه گردیده و حداکثر قطر سنگ‌دانه آن ۱۶ میلی‌متر بوده است. مشخصات فیزیکی و شیمیایی سنگ‌دانه‌ها در جدول (۱) نشان داده شده است. همچنین شکل (۱) نتایج دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها مطابق با استاندارد ASTM C33 را نشان می‌دهد. سیمان استفاده شده در این مطالعه از نوع پرتلند تیپ ۱ تولید

در یک مطالعه انجام شده، به تحقیق بر روی جانشین سازی ۵٪ وزن سنگ‌دانه‌های ریز با وزن برابر از سنگ‌دانه‌های PET به دست آمده از زباله‌های بطری‌های PET پرداخت شده است. نتایج به دست آمده نشان داد که بتن ساخته شده با PET شسته نشده با مقادیر سیمان بین ۳۰۰ تا ۴۰۰ کیلوگرم در مترمکعب و نسبت آب به سیمان ۰/۴۵ تا ۰/۵۵ دارای کارایی تقریباً مشابه با کارایی بتن تازه معمولی بود. همچنین این بتن دارای مقاومت فشاری و کششی دو نیم شدن و همچنین مدول الاستیسیته کمتری از بتن مرجع بود و به عبارتی دارای تردی کمتری بود [13].

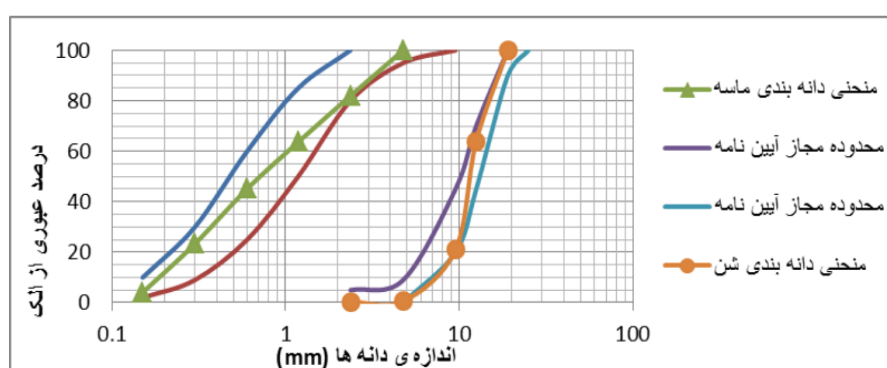
در تحقیقی دیگری توسط هاناوی و همکاران به مدیریت برای استفاده از مواد بازیافتی PC و PET در زمینه ساخت بتن پرداختند. تحلیل SEM در بتن‌های مذکور یک چسبندگی ضعیف را بین سنگ‌دانه‌های پلاستیک و بافت نشان می‌دهد. مقادیر مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری ملاط‌های حاوی این ذرات با افزایش مقادیر پلاستیک، کاهش پیدا نمودند که این امر موجب نرم‌تر شدن این نمونه‌ها و تحمل تغییر شکل‌های بیشتری قبل از گسیختگی و تخریب کامل شدند. همچنین این مطالعه نشان داد که جانشین سازی درصدی از ماسه توسط این ذرات پلاستیک موجب بهبود در مقاومت خمشی و جذب انرژی این کامپوزیت‌ها شد که این امر برای بسیاری از کاربردهای مهندسی عمران مثل سازه‌های مقاوم در برابر ضربه بسیار جالب است [19].

ریس و همکاران درصدهای مختلف وزنی ماسه (۱۰٪، ۱۵٪، ۲۰٪) را با مقدار مشابه وزنی پلاستیک PET جانشین سازی نمودند و به تحقیق بر روی شکست این کامپوزیت‌ها پرداختند. نتایج نمایانگر کاهش در وزن نمونه‌های حاوی مواد پلیمری، بهبود چشمگیر در رفتار خمشی، نرم‌تر شدن مواد، افزایش جذب انرژی و کاهش تردی بوده است [18]. فوتی به آنالیز مقدماتی بتن‌های مسلح شده توسط الیاف‌های بطری‌های زباله PET پرداخت و نتایج حاکی از آن بود که افزودن مقدار کمی از الیاف‌های بازیافتی PET می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر

جدول ۱ مشخصات فیزیکی و شیمیایی سنگ‌دانه‌های ماسه و شن

سنگ‌دانه	شن	ماسه
چگالی ظاهری (gr/cm^3)	۲/۵۱	۲/۷۵
وزن مخصوص ظاهری (kg/m^3)	۱۵۸۱/۳	۱۷۲۸/۹
رطوبت نسبی (%)	۰/۲	۰/۴
رطوبت اشباع با سطح خشک (%)	۰/۵	۰/۷
مدول نرمی	-	۲/۸۲
ارزش ماسه‌ای (%)	-	۸۰

کارخانه سیمان شاهرود بوده که با چگالی $3/14$ و سطح ویژه (سطح بلین) برابر $3150 \text{ (cm}^2/\text{gr)}$ است. ذرات پت استفاده‌شده به‌عنوان سنگ‌دانه‌های ریز در این تحقیق، حاصل از آسیاب کردن بطری‌های پت فراهم شده است. این ذرات از جمع‌آوری بطری‌های زباله پت، شستن و سپس آسیاب نمودن آن‌ها توسط ماشین‌آلات صنعتی به دست آمده‌اند. ماکزیمم اندازه ذرات پت، ۷ میلی‌متر بوده و وزن مخصوص ظاهری محاسبه‌شده برای آن $464/265$ کیلوگرم بر مترمکعب و چگالی در حدود $1/15$ گرم بر میلی‌متر مکعب بوده است. دانه‌بندی ذرات پت در جدول (۲) آمده است.



شکل ۱ دانه‌بندی سنگ‌دانه‌های ماسه و شن

جدول ۲ مشخصات ذرات پت

الک	درصد مانده روی الک
۷ میلی‌متر	۰
۴/۷۵ میلی‌متر	۱۲/۵
۲/۳۶ میلی‌متر	۶۷/۵
۱/۱۸ میلی‌متر	۱۵
۶۰۰ میکرون	۲/۵
۳۰۰ میکرون	۱/۵
۱۵۰ میکرون	۱
کمتر از ۱۵۰ میکرون	۰
وزن مخصوص ظاهری (kg/m^3)	۴۶۴/۲۶

طرح‌های اختلاط بتن

جزئیات اجزا طرح‌های اختلاط بتن مطابق با استاندارد ACI-211-89 تعیین گردیده و در جدول (۴) داده شده است. برای مخلوط نمودن مصالح با یکدیگر ابتدا شن و نیمی از ماسه را با یکدیگر مخلوط نموده و در ادامه ذرات PET را در میکسر ریخته تا با مصالح موجود مخلوط شود سپس ۲۰٪ از آب موجود را برای به اشباع رساندن سنگ‌دانه‌ها اضافه نموده و در ادامه باقی ماسه به مخلوط اضافه شده است. سپس سیمان را در مخلوط‌کن ریخته و در انتها پس از مخلوط شدن مصالح باقیمانده آب به مصالح اضافه گردید. لازم به ذکر است با افزایش میزان ذرات PET مدت زمان اختلاط مصالح را کمی افزایش داده تا این ذرات به‌طور یکنواخت با دیگر مصالح مخلوط گردند. همان‌گونه که در جدول (۳) مشاهده می‌شود، یک طرح شاهد با نسبت آب به سیمان ۰/۵۴ و با عیار سیمان ۳۷۹/۶ (kg/m³) در نظر گرفته شده است و کلیه خواص فیزیکی و مکانیکی بتن‌های حاوی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد حجمی PET جانشین شده با ماسه موجود با بتن‌های کنترلی فوق مقایسه شده است.

جدول ۳ جزئیات طرح‌های اختلاط مصالح

مؤلفه (کیلوگرم)	پت (PET) (درصد)			
	۰	۵	۱۰	۱۵
سیمان	۳۷۹/۶	۳۷۹/۶	۳۷۹/۶	۳۷۹/۶
آب	۲۱۰/۲	۲۱۰/۲	۲۱۰/۲	۲۱۰/۲
شن	۹۷۶/۱	۹۷۶/۱	۹۷۶/۱	۹۷۶/۱
ماسه	۷۴۵/۹	۷۰۸/۶	۶۷۱/۳	۶۳۴
پت (PET)	۰	۱۵/۰۵	۳۰/۱	۴۵/۱

نمونه‌ها و روش‌های آزمایش

در این تحقیق ۹۶ نمونه به‌عنوان نمونه‌های فشاری، کششی برزیلی دو نیم شدن، خمشی منشوری، تیر خمشی مسلح، دال غیرمسلح، وزن مخصوص و نمونه‌های ضربه انتخاب و ساخته شدند که جزئیات آن‌ها در جدول (۴) داده شده است. برای سنجش

ویژگی بتن‌های تازه از آزمایش اسلامپ بر اساس استاندارد ASTM C143-15a استفاده شده است تا کارایی بتن معین گردد. در این آزمایش، یک قالب فلزی به شکل مخروط ناقص به ارتفاع ۳۰، قطرهای ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر در بالا و پایین استفاده شده که بتن در سه لایه پر شده و هر لایه با ۲۵ ضربه متراکم می‌شود.

نمونه‌های بتنی سخت شده برای مقاومت فشاری و مقاومت کششی دو نیم شدن در سن ۲۸ روز آزمایش می‌شوند. آزمایش‌های فشاری بر روی نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای بر اساس استانداردهای ASTM C39-18 و ASTM C496-17 انجام شدند. در آزمایش مقاومت فشاری، نمونه‌های بتنی تحت نیروی محوری افزایش فشاری اعمالی از جک هیدرولیکی اتوماتیک قرار گرفته تا به حد نیروی ماکزیمم می‌رسند، بنابراین مقاومت فشاری از تقسیم نیروی حداکثر تحمل شده توسط نمونه به سطح مقطع آن به دست می‌آید. در تست مقاومت کششی دو نیم شدن، نمونه استوانه‌ای استاندارد ۱۵×۳۰ سانتی‌متر به‌طور خوابیده در دستگاه فشار قرار می‌گیرد و نیرو به‌صورت یکنواخت در امتداد قطر قائم استوانه وارد می‌شود تا گسیختگی روی دهد و مقاومت نهایی از رابطه $f_t = \frac{2P}{\pi LD}$ به دست می‌آید. به‌منظور اندازه‌گیری مقاومت خمشی، تیرهایی با ابعاد ۱۰×۱۰×۵۰ سانتی‌متر ساخته شده است که پس از ۲۸ روز توسط بار متمرکز طبق استاندارد ASTM C78 توسط دستگاه یونیورسال خمشی مورد آزمایش قرار گرفته است. تیرها روی دو تکیه‌گاه در نزدیک دو انتها به فاصله ۴۰ سانتی‌متر از یکدیگر قرار می‌گیرند و بار در وسط نمونه اعمال می‌شود تا نمونه منهدم گردد. همچنین به‌منظور بررسی بیشتر نتایج، نمونه‌های دال مستطیلی به عرض ۲۰ سانتی‌متر، ضخامت ۴ سانتی‌متر و طول کل ۶۰ سانتی‌متر نیز ساخته شدند که در آزمایش این نمونه‌ها فاصله تکیه‌گاه‌ها برابر ۵۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شد، نمونه‌های آزمایش‌های کششی، خمشی و دال بتنی در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.

جدول ۴ مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی (اوزان بر حسب کیلوگرم در یک مترمکعب)

طرح	سیمان	شن	آب	ماسه	پت(درصد)	ابعاد نمونه (cm)	زمان(روز)	تعداد
مکعبی	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۴۵/۹	۰	۱۰x۱۰x۱۰	۷	۳
مکعبی	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۰۸/۶	۵	۱۰x۱۰x۱۰	۷	۳
مکعبی	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۷۱/۳	۱۰	۱۰x۱۰x۱۰	۷	۳
مکعبی	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۳۴	۱۵	۱۰x۱۰x۱۰	۷	۳
مکعبی	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۴۵/۹	۰	۱۰x۱۰x۱۰	۲۸	۳
مکعبی	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۰۸/۶	۵	۱۰x۱۰x۱۰	۲۸	۲
مکعبی	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۷۱/۳	۱۰	۱۰x۱۰x۱۰	۲۸	۲
مکعبی	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۳۴	۱۵	۱۰x۱۰x۱۰	۲۸	۳
استوانه‌ای	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۴۵/۹	۰	۱۵x۳۰	۲۸	۶
استوانه‌ای	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۰۸/۶	۵	۱۵x۳۰	۲۸	۶
استوانه‌ای	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۷۱/۳	۱۰	۱۵x۳۰	۲۸	۶
استوانه‌ای	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۳۴	۱۵	۱۵x۳۰	۲۸	۶
منشوری	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۴۵/۹	۰	۱۰x۱۰x۵۰	۲۸	۳
منشوری	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۰۸/۶	۵	۱۰x۱۰x۵۰	۲۸	۳
منشوری	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۷۱/۳	۱۰	۱۰x۱۰x۵۰	۲۸	۲
منشوری	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۳۴	۱۵	۱۰x۱۰x۵۰	۲۸	۲
دال	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۴۵/۹	۰	۴x۲۰x۶۰	۲۸	۲
دال	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۰۸/۶	۵	۴x۲۰x۶۰	۲۸	۲
دال	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۷۱/۳	۱۰	۴x۲۰x۶۰	۲۸	۲
دال	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۳۴	۱۵	۴x۲۰x۶۰	۲۸	۳
تیر مسلح	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۴۵/۹	۰	۱۲x۲۰x۶۰	۲۸	۲
تیر مسلح	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۰۸/۶	۵	۱۲x۲۰x۶۰	۲۸	۲
تیر مسلح	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۷۱/۳	۱۰	۱۲x۲۰x۶۰	۲۸	۲
تیر مسلح	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۳۴	۱۵	۱۲x۲۰x۶۰	۲۸	۲
قرص	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۴۵/۹	۰	۱۵x۶/۳	۲۸	۴
قرص	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۷۰۸/۶	۵	۱۵x۶/۳	۲۸	۴
قرص	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۷۱/۳	۱۰	۱۵x۶/۳	۲۸	۴
قرص	۳۷۹/۶	۹۷۶/۱	۲۱۰/۲	۶۳۴	۱۵	۱۵x۶/۳	۲۸	۴
مجموع نمونه‌ها								۹۶



ج- دال بتنی خمشی

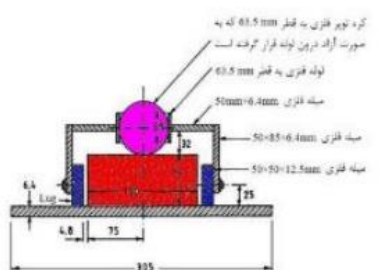


ب- تیر منشوری خمشی



الف- استوانه کششی برزیلی

شکل ۲ نمونه‌های خواص مکانیکی بتن نمونه در زیر فک برای اعمال فشار

[illegible]

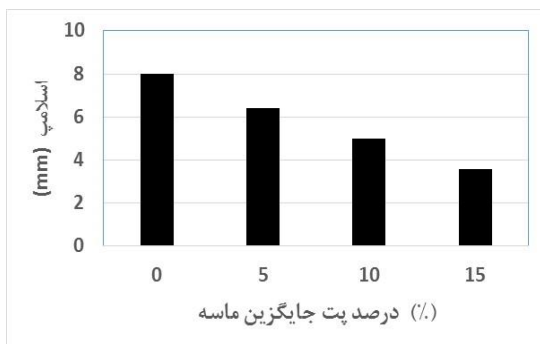
(ب) جزئیات دستگاہ ضربہ

شکل ۳، دستگاه تست ضربه

جهت بررسی تأثیر جانشین‌سازی ذرات پت با درصدهای متفاوت به‌عنوان بخشی از ماسه مصرفی در بتن‌های موردنظر، نتایج ارائه‌شده در بخش خواص

سال سی و دوم، شماره سه، ۱۳۹۸

بت باعث کاهش در وزن مخصوص خشک در یک سن ثابت شد.



شکل ۴ تغییرات اسلامپ مخلوط بتن با درصدهای مختلف PET

این کاهش در وزن مخصوص به دلیل وزن مخصوص کمتر ذرات بت در مقایسه با ماسه طبیعی است، همچنین زمانی که بخشی از ماسه طبیعی با ذرات بت که دارای یک دانه‌بندی متفاوت است جایگزین شود، یک تخلخل مخصوص و متفاوت به دلیل شکل صفحه‌ای این ذرات نسبت به نمونه‌های درست‌شده توسط ماسه طبیعی به وجود می‌آورد. مطابق جدول ۵، میزان کاهش وزن مخصوص بتن تازه برای نسبت‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد به ترتیب برابر ۰/۷، ۱/۹ و ۳/۲ درصد و برای وزن مخصوص بتن خشک ۲۸ روزه به ترتیب برابر ۰/۷، ۲/۱ و ۳/۴ درصد به دست آمده است که در هر حال افزایش تا حد ۱۵٪ بت هم تغییر قابل توجهی در وزن مخصوص بتن به وجود نمی‌آید.

مکانیکی شامل نتایج آزمایش‌های حاصل بر روی بتن تازه (اسلامپ و وزن مخصوص) و مقاومت فشاری، کششی غیرمستقیم، خمشی و وزن مخصوص خشک بتن سخت شده و همچنین در بخش سازه‌ای شامل مقاومت خمشی تیر مسلح و در نهایت مقاومت ضربه است.

خواص مکانیکی

خواص بتن تازه. کارایی بتن یا اسلامپ با سهولت در حمل و نقل و ریختن در قالب، تراکم و پرداخت سطح آن، بدون ایجاد جداشدگی، متناسب است. شکل (۴) اسلامپ مخلوط‌های بتن وقتی که PET در درصدهای مختلف اضافه گردید را نشان می‌دهد. می‌توان مشاهده نمود که برای یک نسبت آب به سیمان ثابت با افزایش مقدار PET، اسلامپ و لزجت کاهش می‌یابد و ویژگی‌های جریان پذیری و روانی بتن و همگن بودن مخلوط با افزودن این الیاف تغییر یافته است. همان‌طور که در شکل (۴) نشان داده شده است میزان کاهش اسلامپ برای درصدهای ۵، ۱۰ و ۱۵٪ به ترتیب برابر ۱۸/۷، ۳۷/۵ و ۵۶/۲ درصد محاسبه شده است.

آزمایش وزن مخصوص بتن تازه پس از ریختن بتن در قالب و آزمایش وزن مخصوص خشک در سنین مختلف صورت گرفته است که مقادیر آن و درصد تغییرات در جدول (۵) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش سن عمل‌آوری، وزن مخصوص نیز کاهش یافته است، همچنین افزایش میزان

جدول ۵ وزن مخصوص بتن تازه و خشک (kg/m^3)

تغییرات وزن مخصوص خشک ۲۸ روزه (%)	تغییرات وزن مخصوص تازه (%)	وزن مخصوص خشک		وزن مخصوص تازه	پت(درصد)
		تعداد روزهای عمل‌آوری			
		۲۸	۱۴		
-	-	۲۲۲۱/۸۳	۲۲۵۳/۷۷	۲۴۱۳/۹۶	۰
-۰/۷	-۰/۷	۲۲۰۷/۲۸	۲۲۳۶/۲۳	۲۳۹۶/۹۸	۵
-۲/۱	-۱/۹	۲۱۷۵/۸۷	۲۲۰۱/۸۱	۲۳۶۸/۶۸	۱۰
-۳/۴	-۳/۲	۲۱۴۷/۶۸	۲۱۷۷/۶۲	۲۳۳۷/۲۶	۱۵

ضعیفی بین بافت و سنگ‌دانه‌های پلاستیک وجود دارد این ذرات به صورت مانعی عمل می‌کنند که باعث عدم چسبیدن خمیر سیمان به سنگ‌دانه‌ها طبیعی می‌گردند، در نتیجه اثر اصطکاک در قیاس با پدیده فوق ناچیز بوده و به تدریج از مقاومت بتن کاسته می‌گردد. در نمونه‌های استوانه‌ای 15×30 کاهش مقاومت فشاری برای نسبت‌های جایگزینی 10.5 و 15 درصد به ترتیب برابر $2/4$ ، $10/3$ و $18/4$ درصد به ثبت رسید. همچنین این کاهش مقاومت در نمونه‌های مکعبی به ترتیب برابر $3/2$ ، $10/1$ و $15/4$ درصد به دست آمد. با استفاده از منحنی‌های به دست آمده می‌توان یک ضریب کاهش متوسط $0/85$ را برای مقاومت فشاری بتن‌های حاوی ذرات پت نسبت به بتن معمولی برای نمونه‌های استوانه‌ای و مکعبی پیشنهاد داد.

خواص بتن سخت شده. به منظور بررسی تأثیر درصد‌های متفاوت جانشین‌سازی PET و همچنین تأثیر شکل نمونه‌ها بر روی مقاومت فشاری بتن در سن ۲۸ روز از نمونه‌های مکعبی 10×10 سانتی‌متر و همچنین نمونه‌های استوانه‌ای 15×30 سانتی‌متر استفاده شده است. تمام نمونه‌ها یک روز پس از ساخت، قالب برداری شده و به صورت غرقابی عمل‌آوری شدند. شایان‌ذکر است از هر مخلوط تعداد ۳ نمونه برای قالب‌های مکعبی و استوانه‌ای ساخته شده و مقادیر میانگین آن‌ها در جداول (۶) و (۷) و شکل (۵) نشان داده شده‌اند. همان‌طور که در شکل (۵) مشاهده می‌شود به‌طور کلی با افزایش میزان جانشین‌سازی ماسه توسط ذرات PET مقاومت فشاری به تدریج کاهش می‌یابد. زمانی که درصد استفاده از ذرات پت افزایش می‌یابد، به دلیل اینکه اساساً چسبندگی

جدول ۶ مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های مکعبی (MPa)

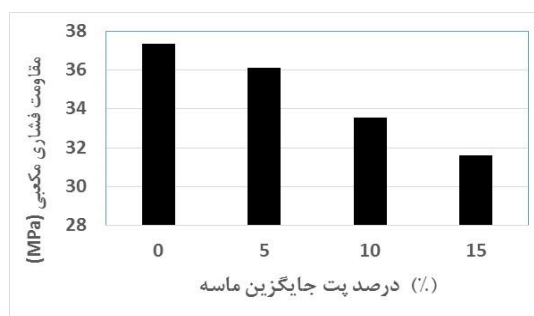
پت (درصد)				شماره نمونه	ابعاد نمونه (cm)
۱۵	۱۰	۵	۰		
۳۳/۶۶	۳۴/۲۰	۳۶/۴۵	۳۷/۶	۱	۱۰x۱۰x۱۰
۳۱/۴۶	۳۳/۶۵	۳۹/۱۵	۳۶/۹۳	۲	
۳۱/۷۵	۳۲/۸۵	۳۵/۸۴	۳۷/۵۶	۳	
۳۱/۶۲	۳۳/۵۶	۳۶/۱۴	۳۷/۳۶	میانگین	
-۱۵/۴	-۱۰/۱	-۳/۲	-	درصد تغییرات (%)	

جدول ۷ مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های استوانه‌ای (MPa)

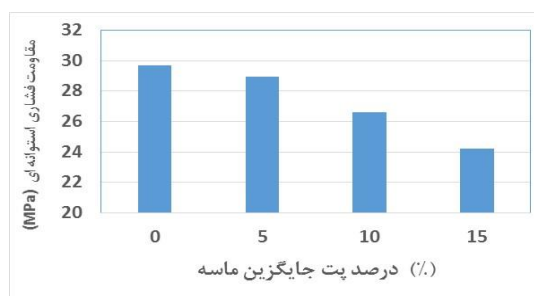
پت (درصد)				شماره نمونه	ابعاد نمونه (cm)
۱۵	۱۰	۵	۰		
۲۴/۶۷	۲۶/۴۲	۲۸/۲۵	۲۹/۸	۱	۱۵x۳۰
۲۳/۸۶	۲۷/۰۸	۲۸	۲۹/۱۵	۲	
۲۴/۱۳	۲۶/۳۳	۲۷/۹۲	۲۹/۲۰	۳	
۲۴/۲۲	۲۶/۶۱	۲۸/۹۶	۲۹/۶۹	میانگین	
-۱۸/۴	-۱۰/۳	-۲/۴	-	درصد تغییرات (%)	

مقادیر آزمایشگاهی می‌توان نتیجه گرفت برای بتن‌های حاوی پت می‌توان در جهت اطمینان همان ضرایب آیین‌نامه استفاده شود.

با نتایج آزمایش مقاومت کششی دومین شدن بر روی نمونه‌های ۲۸ روزه استوانه‌ای ۱۵×۳۰ سانتی‌متر داده شده در جدول (۹) و شکل (۶) می‌توان تأثیر اضافه نمودن پت را ارزیابی نمود. مطابق شکل (۶) روند کلی تغییرات مقاومت کششی با افزایش مقدار ذرات پت به صورت کاهشی است. به دلیل شکل ظاهری ذرات پت و انعطاف‌پذیر بودن آن‌ها، احتمال درگیری میان ذرات پت در سطوح شکست زیاد بوده که این امر سبب می‌شود تا نمونه پس از انهدام از هم گسیخته نشود. کاهش مقاومت کششی نسبت به بتن معمولی برای نسبت‌های جایگزینی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد به ترتیب برابر ۷/۲، ۱۲/۸ و ۲۱/۲ درصد است. در آیین‌نامه ACI رابطه‌ای بین مقاومت فشاری و کششی به صورت $f_t = \alpha \sqrt{f_c}$ در نظر گرفته شده است که برای بتن معمولی مقدار α برابر ۰,۵۷ است. به منظور بررسی نتایج آزمایشگاهی و تطبیق آن با رابطه آیین‌نامه مقادیر میانگین مقاومت‌های فشاری و مقاومت‌های کششی آزمایش کششی دومین شدن را در رابطه فوق جاگذاری کرده تا مقادیر ضریب α را برای بتن‌های حاوی پت به دست آید و همان‌طور که در جدول (۱۰) مشاهده می‌شود مقادیر ضریب α برای بتن‌های پت اختلاف چندانی با بتن معمولی ندارد و یک ضریب کاهشی متوسط ۰/۹ را برای ضریب α برای محاسبه مقاومت کششی بتن‌های حاوی ذرات پت بر اساس مقاومت فشاری همان بتن پیشنهاد داده می‌شود.



الف) نمونه مکعبی ۱۰×۱۰×۱۰ سانتی‌متر

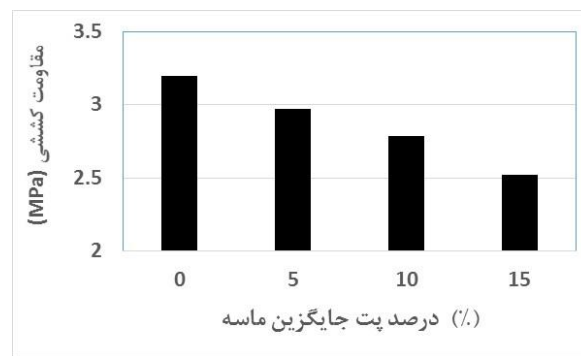


ب) استوانه‌ای ۱۵×۳۰ سانتی‌متر
شکل ۵ مقاومت فشاری ۲۸ روز نمونه‌های بتنی

در جدول (۸) نسبت‌های مقاومت‌های فشاری نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد ۱۵×۳۰ سانتی‌متر به نمونه‌های مکعبی استاندارد ۱۵×۱۵ برای درصد‌های مختلف پت آمده است تا تطابق ضریب آیین‌نامه برای بتن‌های حاوی پت بررسی گردد لذا مقاومت نمونه‌های مکعبی ۱۰ سانتی‌متر به ضریب ۱/۰۵ تقسیم تا به مقاومت معادل نمونه‌های مکعبی ۱۵ سانتی‌متری برسد. نسبت داده شده در آیین‌نامه‌ها برای تبدیل نمونه‌های مکعبی به استوانه‌ای برابر ۰/۸ است درحالی‌که این مقادیر در جدول (۸) برای نمونه‌های بتنی حاوی پت تا حدود ۵٪ بیش از نسبت استاندارد است و از مقایسه ضریب آیین‌نامه با

جدول ۸ نسبت مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های استوانه‌ای به مکعبی ۱۵ سانتی‌متری

پت (درصد)	مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای	مقاومت فشاری نمونه مکعبی	نسبت مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای به مکعبی
۰	۲۹/۶۹	۳۵/۵۸	۰/۸۳
۵	۲۸/۹۶	۳۴/۴۲	۰/۸۴
۱۰	۲۶/۶۱	۳۱/۹۶	۰/۸۳
۱۵	۲۴/۲۲	۳۰/۱۱	۰/۸۱



شکل ۶ مقاومت کششی نمونه‌ها در مقادیر مختلف PET

جدول ۹ مقاومت کششی برزیلی ۲۸ روزه نمونه‌های استوانه‌ای برزیلی (MPa)

پت (درصد)				شماره نمونه	ابعاد نمونه (cm)
۱۵	۱۰	۵	۰		
۲/۴۹	۲/۸۳	۳/۰۴	۳/۲	۱	۱۵x۳۰
۲/۵۱	۲/۸	۲/۹۸	۳/۱۲	۲	
۲/۵۷	۲/۷۵	۲/۹۰	۳/۲۹	۳	
۲/۵۲	۲/۷۹	۲/۹۷	۳/۲	میانگین	
-۲۱/۲	-۱۲/۸	-۷/۲	-	درصد تغییرات (%)	

جدول ۱۰ مقایسه مقاومت فشاری با مقاومت کششی غیرمستقیم

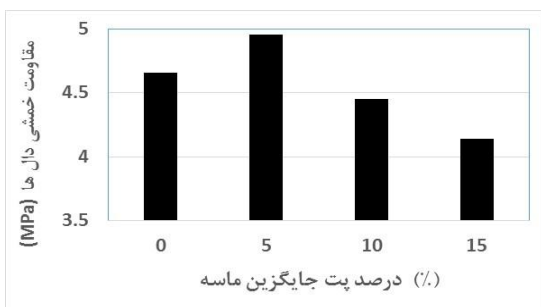
پت (درصد)	میانگین مقاومت فشاری	میانگین مقاومت کششی	مقدار ضریب α	پت/بتن معمولی (ضریب α)
۰	۲۹/۶۹	۳/۲	۰/۵۸	۱
۵	۲۸/۹۶	۲/۹۷	۰/۵۴	۰/۹۳
۱۰	۲۶/۶۱	۲/۷۹	۰/۵۲	۰/۹
۱۵	۲۴/۲۲	۲/۵۲	۰/۵۱	۰/۸۸

جدول ۱۱ مقاومت خمشی بتن‌های حاوی ذرات پت (MPa)

پت (درصد)				شماره نمونه
۱۵	۱۰	۵	۰	
۵/۲۴	۵/۷۴	۶/۳۹	۵/۹۴	۱
۵/۳۲	۵/۸۵	۶/۱۰	۵/۸۶	۲
۴/۹۵	۵/۹۲	۶/۴۸	۶/۱۲	۳
۵/۲	۵/۸۳	۶/۳۲	۵/۹۷	میانگین
-۱۲/۹	-۲/۳	+۵/۹	-	درصد تغییرات (%)

جاگذاری کرده تا مقادیر ضریب β را برای بتن‌های حاوی پت به دست آید و ملاحظه می‌شود به دلیل اثر پت در بهبود مقاومت خمشی مقادیر ضریب در بتن‌های حاوی پت افزایش می‌یابد.

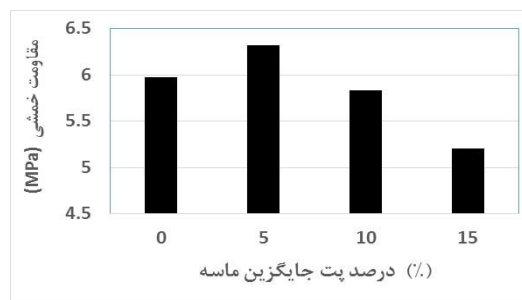
بنابراین برای استفاده از رابطه ذکر شده برای بتن‌های حاوی پت می‌توان ضریب متوسط $1/15$ برای محاسبه مقاومت خمشی متناسب با مقاومت فشاری بتن حاوی پت پیشنهاد نمود. به منظور بررسی و آنالیز بیشتر رفتارهای خمشی بتن‌های حاوی درصد‌های متفاوت پت، نمونه‌های دال مستطیلی به عرض 20 ، ضخامت 4 و طول کل 60 سانتی‌متر و برای هر طرح اختلاط سه نمونه از این دال‌ها ساخته و همانند تیرهای منشوری توسط دستگاه یونیورسال و با فاصله تکیه‌گاه 50 سانتی‌متر مورد تست خمش قرار گرفتند و مقادیر میانگین آن در جدول (۱۳) و شکل (۸) آورده شده است و مشاهده می‌شود همانند آزمایش خمش تیر منشوری با جایگزینی 5 ، 10 و 15 درصد به ترتیب موجب افزایش 6.4 و کاهش $4/05$ و 11.1 درصدی در مقاومت را در پی داشته است.



شکل ۸ مقاومت خمشی دال‌های بتنی حاوی ذرات پت (MPa)

به‌منظور بررسی تأثیر نسبت آب به سیمان و درصد‌های مختلف جانشین‌سازی ماسه توسط PET بر روی مقاومت خمشی بتن از نمونه‌های تیر منشوری با ابعاد $10 \times 10 \times 50$ سانتی‌متر استفاده شده و از هر مخلوط تعداد ۳ نمونه ساخته و توسط دستگاه یونیورسال مورد آزمایش قرار گرفتند و مقادیر میانگین آن در جدول (۱۱) و شکل (۷) آورده شده است.

مشاهده می‌شود به‌طور کلی با افزایش میزان جانشینی ماسه توسط ذرات PET در ابتدا مقاومت خمشی افزایش و در ادامه کاهش می‌یابد بنابراین جایگزینی 5 ، 10 و 15 درصد به ترتیب موجب افزایش $5/8$ و کاهش $2/3$ و $12/8$ درصدی در مقاومت گردید.



شکل ۷ مقاومت خمشی بتن‌های حاوی ذرات پت (MPa)

در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان رابطه بین مقاومت فشاری و مدول گسیختگی (خمشی) به صورت $f_r = \beta \sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شده که برای بتن معمولی مقدار β برابر 0.6 است. به‌منظور بررسی ن یج آزمایشگاهی و تطبیق آن با رابطه مبحث نهم مقادیر میانگین مقاومت‌های فشاری و مدول‌های گسیختگی (ی) برای تیر منشوری را در رابطه فوق در جدول (۱۲)

جدول ۱۲ مقایسه مقاومت فشاری با مقاومت خمشی

پت (درصد)	میانگین مقاومت فشاری	میانگین مقاومت خمشی	مقدار ضریب β	پت/بتن معمولی (ضریب β)
۰	۲۹/۶۹	۵/۹۷	۰/۹۲	۱
۵	۲۸/۹۶	۶/۳۲	۱/۱۷	۱/۲۷
۱۰	۲۶/۶۱	۵/۸۳	۱/۱۲	۱/۲۱
۱۵	۲۴/۲۲	۵/۲	۱	۱/۰۸

جدول ۱۳ مقاومت خمشی دال‌های بتنی حاوی ذرات پت (MPa)

شماره نمونه	پت (درصد)			
	۱۵	۱۰	۵	۰
۱	۴/۶۳	۵/۰۵	۴/۴۴	۴/۲۲
۲	۴/۵۴	۴/۸۶	۴/۵۷	۴/۱۳
۳	۴/۸۳	۴/۹۷	۵/۳۷	۴/۰۸
میانگین	۴/۶۶	۴/۹۶	۴/۴۵	۴/۱۴
درصد تغییرات (%)	-	+۶/۴	-۴/۵	-۱۱/۱

خواص سازه‌ای

مقاومت خمشی تیر مسلح. به منظور بررسی تأثیر جایگزینی درصدهای مختلف پت در رفتار سازه‌ای تیرهای مسلح، تیرهای بتنی به عرض ۲۰ و ارتفاع ۱۲ و طول کل ۶۰ سانتی‌متر ساخته شدند و از هر مخلوط ۲ نمونه مشابه به وسیله دستگاه یونیورسال تحت بار متمرکز در وسط دهانه با فاصله تکیه‌گاهی ۵۰ سانتی‌متر مورد آزمایش خمش قرار گرفتند که مقادیر میانگین آن‌ها در جدول (۱۴) آورده شده است. نکته قابل توجه در آزمایش خمش تیر مسلح در مقایسه با نمونه‌های غیرمسلح افزایش قابل توجه مقاومت خمشی در درصدهای پایین و کاهش ناچیز آن در درصد بالاتر است به طوری که جایگزینی ۵ و ۱۰ درصد موجب افزایش ۱۳/۳ و ۶ درصدی و جایگزین کردن ۱۵ درصد تنها کاهش ۲/۷۸ درصدی در مقاومت را در پی داشته است. به منظور بررسی بیشتر اثر پت روی تیر مسلح

می‌توان نتایج آزمایشگاهی را با نتایج حاصل از روابط تئوری مقایسه کرد که نتایج در جدول (۱۵) داده شده است. با توجه به جدول (۱۵) می‌توان تأثیر افزودن پت را در رفتار خمشی تیر مسلح ملاحظه نمود. درحالی که با افزودن پت از مقادیر مقاومت فشاری کاسته می‌شود و به همین واسطه نتایج حاصل از روابط تئوری، مقادیر کمتری نسبت به بتن مرجع را نشان می‌دهد ولی با مقایسه نسبت نتایج آزمایشگاهی به نتایج تحلیلی بهبود عملکرد بتن مسلح حاوی پت قابل ملاحظه است که این بهبود عملکرد را می‌توان به رفتار بتن حاوی پت در ناحیه کششی نسبت داد. عموماً اختلاف حدود ۲۰٪ بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی ناشی از ضرایب ایمنی آیین‌نامه‌های طراحی بتن‌های معمولی متداول است ولی اختلاف بیش از این باید در روابط جدید منظور گردد. لذا پیشنهاد می‌شود یک ضریب افزایشدهنده ۱/۱۵ در ظرفیت نهایی تحلیلی بتن‌های حاوی پت افزوده گردد.

جدول ۱۴ نیروی متمرکز خمشی تیرهای مسلح بتنی حاوی ذرات پت (kN)

شماره نمونه	پت (درصد)			
	۱۵	۱۰	۵	۰
۱	۳۵/۴۸	۳۹	۳۷/۱۸	۳۴/۹۴
۲	۳۶/۲	۴۲/۲۴	۳۸/۷۷	۳۴/۷۳
میانگین	۳۵/۸۴	۴۰/۶۲	۳۷/۹۵	۳۴/۸۳
درصد تغییرات (%)	-	+۱۳/۳	+۶/۰	-۲/۸

جدول ۱۵ مقایسه نتایج آزمایشگاهی نیروی خمشی تیر مسلح با نتایج نیروی حاصل از روابط تئوری

پت (درصد)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	مقاومت جاری شدن میلگرد (MPa)	مقاومت آزمایشگاهی	مقاومت تحلیلی	نسبت مقاومت آزمایشگاهی به تحلیلی
۰	۲۹/۶۹	۴۰۰	۳۵/۸۴	۲۹/۵۹	۱/۲
۵	۲۸/۹۶	۴۰۰	۴۰/۶۲	۲۹/۲۱	۱/۳۹
۱۰	۲۶/۶۱	۴۰۰	۳۷/۹۷	۲۷/۷۷	۱/۳۷
۱۵	۲۴/۲۲	۴۰۰	۳۴/۸۳	۲۶/۰۶	۱/۳۳

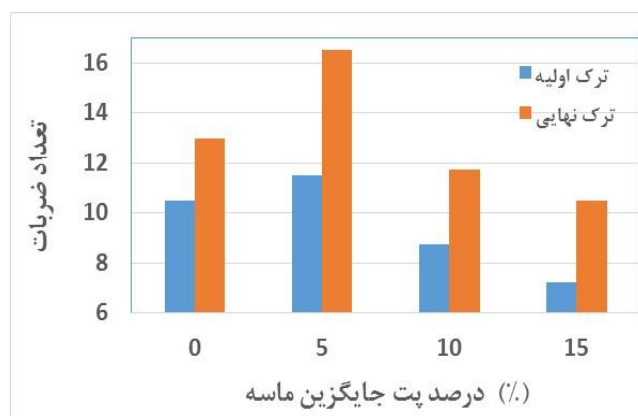
ایجاد ترک‌های اول و ترک‌نهایی نمونه‌های بتنی با جایگزینی ذرات پت در ابتدا افزایش یافته و در ادامه با افزایش درصد جایگزینی پت کاهش می‌یابد، به‌طوری‌که با جایگزینی ۵ درصد موجب افزایش ۲۶/۹ درصدی و جایگزین کردن ۱۰ و ۱۵ درصد کاهش ۹/۶ و ۱۹/۲ درصدی در مقاومت نهایی ضربه و ایجاد ترک‌نهایی به وجود آمده است.



شکل ۹ نمونه‌های تست ضربه قبل و بعد از انجام آزمایش

مقاومت ضربه. مقاومت ضربه قطعات بتنی در ضربه‌های تصادفی و در حمل و نقل قطعات پیش ساخته بتنی، از اهمیت‌های ویژه‌ای برخوردار است. رابطه واحدی بین مقاومت ضربه‌ای و مقاومت فشاری استاتیکی وجود ندارد. به این دلیل مقاومت ضربه‌ای باید مستقیماً تعیین شود که معمولاً با توانایی نمونه بتنی در تحمل ضربه‌های متوالی و جذب انرژی، سنجیده می‌شود و مقاومت ضربه‌ای و مجموع انرژی جذب‌شونده توسط بتن، با افزایش مقاومت فشاری استاتیکی افزایش می‌یابد. در شکل (۹) نمونه‌های تست ضربه قبل و بعد از انجام آزمایش نشان داده شده و نتایج حاصل از آزمایش‌های ضربه را در جدول (۱۶) و شکل (۱۰) داده شده است.

مشاهده می‌شود مقاومت ضربه و تعداد ضربه برای



شکل ۱۰ مقاومت ضربه در انواع ترک‌های اولیه و نهایی

جدول ۱۶ مقاومت ضربه

درصد تغییرات (%)		میانگین		نمونه ۴		نمونه ۳		نمونه ۲		نمونه ۱		پت (درصد)
انهدام	ترک اول	انهدام	ترک اول	انهدام	ترک اول	انهدام	ترک اول	انهدام	ترک اول	انهدام	ترک اول	
-	-	۱۳	۱۰/۵	۱۲	۹	۱۳	۱۰	۱۳	۹	۱۴	۱۱	۰
۲۶/۹	۹/۵	۱۶/۵	۱۱/۵	۲۱	۱۶	۱۴	۹	۱۵	۱۱	۱۶	۱۳	۵
-۹/۶	-۱۶	۱۱/۷۵	۸/۷۵	۱۲	۸	۱۲	۹	۱۱	۸	۱۲	۱۰	۱۰
-۱۹/۲	-۳۰/۹	۱۰/۵	۵/۲۵	۱۲	۹	۱۰	۷	۱۱	۷	۹	۶	۱۵

نتیجه گیری

با ساخت ۹۶ نمونه مکعبی، استوانه‌ای و قرص بتنی و تیر و دال بتنی با ۴ طرح اختلاط با نسبت آب به سیمان برابر ۰/۵۴، تأثیر جایگزینی پودر بطری‌های ضایعاتی (پت) به میزان ۵ تا ۱۵٪ حجم معادل ماسه بر خواص مکانیکی و سازه‌ای بتن بررسی و نتایج زیر حاصل گردید:

۱. اسلامپ بتن‌های حاوی ذرات پت با افزایش مقدار پت، به دلیل تأثیری که پت بر روی مخلوط می‌گذارد، کاهش می‌یابد.

۲. افزایش میزان پت موجب کاهش بیشتر وزن مخصوص خشک در مقایسه با وزن مخصوص تر می‌شود.

۳. با جایگزینی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد پت، مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای 15×30 سانتی‌متر به ترتیب ۲/۴، ۱۰/۳ و ۱۸/۴ درصد و نمونه‌های مکعبی ۱۰ سانتی‌متر به ترتیب برابر ۳/۲، ۱۰/۱ و ۱۵/۴ درصد کاهش یافته است.

۴. با جایگزینی ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد پت، مقاومت کششی برزیلی به ترتیب ۷/۲، ۱۲/۸ و ۲۱/۲ درصد کاهش

می‌یابد، درحالی‌که جایگزینی ۵ درصد باعث افزایش ۵/۸ درصدی و جایگزینی ۱۰ و ۱۵ درصدی موجب کاهش ۲/۳ و ۱۲/۸ درصدی در مقاومت خمشی تیر بتنی می‌شود و همین روند افزایش و کاهش در مقاومت خمشی دال‌های بتنی حاوی پت مشاهده شد. ۵. جایگزینی ۵ و ۱۰ درصد پت در نیروی خمشی تیرهای بتن مسلح در مقایسه با نمونه‌های غیرمسلح موجب افزایش ۱۳/۳ و ۶ درصدی و جایگزینی ۱۵ درصد موجب کاهش ۲/۷۸ درصدی در مقاومت خمشی شد.

۶. با جایگزینی ۵ درصد پت موجب افزایش ۲۶/۹ درصدی مقاومت ضربه و جایگزینی ۱۰ و ۱۵ درصد موجب کاهش ۹/۶ و ۱۹/۲ درصدی در مقاومت ضربه نمونه‌های بتنی شده است.

مراجع

1. Association of European Plastic Manufactures, "Plastic-the fact 2018", Technical report, (2018).
2. Petcore Europe, "European PET Bottle Platform - EPBP", Technical report, www.epbp.org, (2017).
3. National Association for PET Container Resources (Report on Post Consumer PET Container Recycling Activity), (2009).
4. Williams, P.T., "Waste Treatment and Disposal", Wiley, Chisterter, (1998).
5. Albano, C., Camacho, N., Hernandez, M., Matheus, A., Gutiérrez, A., "Influence of content and particle size of waste pet bottles on concrete behavior at different w/c ratios", *Journal of Waste Management*, Vol. 29, pp. 2707-2716, (2009).
6. Jo, B.W., Park, S.K., Park, J.C., "Mechanical properties of polymer concrete made with recycle PET and recycle concrete aggregates". *Construction and Building Materials*. Vol. 22, Issue12, pp. 2281-2291, (2008).
7. Rebeiz, K. S., "Precast use of polymer concrete using Unsaturated polyester resin based on recycled PET waste", *Construction and Building Materials*; Vol. 10, No. 3, pp. 215-220, (1996).
8. Foti, D., "Preliminary analysis of concrete reinforced with waste bottles PET fibers", *Construction and*

- Building Materials, 25, pp. 1906-1915, (2011).
9. Pereira de Oliveira, L.A., Castro-Gomes, J.P., "Physical and mechanical behavior of recycled PET fiber reinforced mortar", *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 1712-1717, (2011).
 10. Kim, S.B., Yi, N.H., Kim, H.Y., Kim, J.H.J., Song, Y.Ch., "Material and structural performance evaluation of recycled PET fiber reinforced concrete", *Cement & Concrete Composites*, Vol. 32, pp. 232-240, (2010).
 11. Ochi, T., Okubo, S., Fukui, K., "Development of recycled PET fiber and its application as concrete-reinforcing fiber", *Cement & Concrete Composites*, Vol. 29, pp. 448-455, (2007).
 12. Silva, D.A., Betioli, A.M., Gleize, P.J.P., Roman, H.R., Gomez, L.A., Ribeiro, J.L.D., "Degradation of recycled PET fibers in Portland cement-based materials", *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, pp.1741-1746, (2005).
 13. Frigione, M., "Recycling of PET bottles as fine aggregate in concrete", *Journal of Waste Management*, Vol. 30, Issue 6, pp. 1101-1106, (2010).
 14. Choi, Y.W., Moon, D.J., Kim, Y.J., Lachemi, M., "Characteristics of mortar and concrete containing fine aggregate manufactured from recycled waste polyethylene terephthalate bottles", *Construction and Building Materials*, Vol. 23, pp.2829-2835, (2009).
 15. Choi, Y.W., Moon, D.J., Chung, J.S., Cho, S.K., "Effects of waste PET bottles aggregate on the properties of concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, pp. 776-781, (2005).
 16. Akçaözoglu, S. Duran Atış,C., Akçaözoglu, K., "An investigation on the use of shredded waste PET bottles as aggregate in lightweight concrete", *Journal of Waste Management*, Vol. 30, Issue 2, pp. 285-290, (2010).
 17. Marzouk, O.Y., Dheilily, R.M., Queneudec, M., "Valorization of post-consumer waste plastic in cementitious concrete composites", *Waste Manage*, Vol. 27, pp.310-318, (2007).
 18. Reis, J.M.L., Chianelli-Junior, R., Cardoso, J.L., Marinho, F.J.V., "Effect of recycled PET in the fracture mechanics of polymer mortar", *Construction and Building Materials*, Vol. 25, Issue 6, pp. 2799-2804 (2011).
 19. Hannawi,K., Kamali-Bernard,S., Prince, W., "Physical and mechanical properties of mortars containing PET and PC waste aggregates", *Waste Management*, Vol. 30, pp.2312-2320, (2010).
 20. Gu, L., Ozbakkaloglu, T., "Use of recycled plastics in concrete: A critical review", *Journal of Waste Management*, Available online 9 March, (2016).
 21. Ismail, Z.Z., AL-Hashmi, E.A., "Use of waste plastic in concrete mixture as aggregate replacement", *Journal of Waste Management*, Vol. 28, Issue 11, No. 2008, pp. 2041-2047, (2008).

شبیه سازی الگوی رسوب گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی با به کارگیری صفحات مستغرق*مهلا تجری^(۱) امیر احمد دهقانی^(۲) مهدی مفتاح هلقی^(۳)

چکیده سرریز نوک اردکی یکی از سازه های کنترل کننده سطح آب پر کاربرد در شبکه های آبیاری است. چنانچه رسوبات به داخل شبکه منتقل شود، در بالادست سرریز تله اندازی می شود و تراز سطح آب بالادست را تحت تأثیر قرار می دهد. در این تحقیق به صورت آزمایشگاهی از صفحات مستغرق جهت تخلیه رسوبات از طریق دریچه های واقع در دماغه و بال های جانبی سرریز استفاده شده است. همچنین از نرم افزار Flow-3D برای شبیه سازی الگوی جریان و رسوب استفاده گردید. نتایج نشان داد که به کارگیری صفحات مستغرق برای تخلیه رسوبات بخصوص در نسبت های هد آب به ارتفاع سرریز بیش تر از ۰/۳۳ بسیار مؤثر است. نتایج پردازش تصویر نشان داد که حداکثر خطای نسبی در شبیه سازی الگوی رسوب گذاری ۱۴/۴ درصد است.

واژه های کلیدی الگوی رسوب گذاری، سرریز نوک اردکی، صفحات مستغرق، ضریب آب گذاری، نرم افزار Flow-3D.

Simulation of Sedimentation Pattern in Upstream of Duckbill Weirs Using Submerged Vanes

Mahla Tajari Amir Ahmad Dehghani Mehdi Meftahhalaghi

Abstract Duckbill weir is one of the water level control structures in irrigation networks. If Sediments are transferred into the irrigation networks, they trapped in the upstream of weir and effect on the upstream water level. In this study, submerged vanes are used for flushing the sediment to downstream in addition of gates. The Flow-3D software has been also used for simulation of flow and sediment pattern. The results showed that submerged vanes create secondary flow which is so effective for flushing the sediment especially in value of head over side wall to the weir height more than 0.33. The results of image processing showed that the maximum relative error for simulation of sediment pattern is 14.4 percent.

Key Words Sediment pattern, Duckbill weir, Submerged vanes, Discharge coefficient, Flow-3D Software.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۹/۱۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۸/۲۱ می باشد.

(۱) دانشجو کارشناسی ارشد سازه های آبی، گروه مهندسی آب، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار گروه مهندسی آب، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان. Email: a.dehghani@gau.ac.ir

(۳) دانشیار گروه مهندسی آب، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان.

مقدمه

سرریزها یکی از اجزای مهم شبکه‌های آبیاری و زهکشی و انتقال توزیع آب محسوب می‌شوند که با وجود ساده بودن ساختار و عملکرد آن، نقش مهمی در این شبکه‌ها ایفا می‌کنند و سطح آب را جهت آبیگری کانال‌های فرعی تنظیم کرده و دبی لازم جهت انتقال را فراهم می‌آورند. همچنین از این سازه‌ها به عنوان وسایل اندازه‌گیری دبی عبوری نیز استفاده می‌شود. یکی از سرریزهای پرکاربرد در کانال‌های آبیاری سرریز نوک اردکی است. سرریزهای نوک اردکی، به عنوان یک سازه تنظیمی و عبور دهنده جریان، به دلیل ویژگی آن در مقایسه با سایر سرریزها از جمله کارایی بالاتر در عبور جریان به ازای واحد عرض کانال و تغییرات جزئی سطح آب در بالادست سازه که در اثر نوسانات جریان رخ می‌دهد، مورد توجه است. سرریز نوک اردکی طراحی ساده‌ای داشته و طول مؤثر بیشتری نسبت به سرریزهای لبه‌تیز معمول دارند، به این ترتیب می‌تواند دبی بیشتری در مقایسه با سرریزهای معمول برای کانال با عرض و ارتفاع آب مشابه، از خود عبور می‌دهد. با توجه به شباهت سرریزهای نوک اردکی و سرریزهای کنگره‌ای، عمده مطالعات در زمینه سرریز کنگره‌ای انجام شده است که در ادامه به آن‌ها پرداخته شده است.

در خصوص سرریزهای نوک اردکی و کنگره‌ای مطالعات زیادی تا به حال انجام شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به مطالعات کروسستن [1]، شقاقیان و شریفی [2]، بیلهان و همکاران [3,4]، تجری و همکاران [5] و اژدری مقدم و جعفری ندوشن [6] می‌توان اشاره نمود.

در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی توصیه می‌شود تا آب عاری از رسوبات وارد شبکه شود، لیکن در مناطق فرسایش پذیر ممکن است رسوباتی که منشأ آن‌ها آبرفتی و یا بادرفتی است وارد شبکه شده و در بالادست سرریزها تجمع پیدا می‌کنند. موسسه آموزش و تحقیقات آبیاری (ITRC, 2007) توصیه نموده است که

در دماغه سرریزهای نوک اردکی، دریچه‌ای برای تخلیه رسوبات در نظر گرفته شود.

ساکت [۷] تأثیر وجود روزنه در دماغه سرریز نوک اردکی مرکب لبه‌تیز بر ضریب آبیگری جریان به صورت آزمایشگاهی بررسی نمود و نتیجه‌گیری کرد که ضریب آبیگری تابعی از پارامترهای بی‌بعد موجود در رابطه زیر است:

$$C_d = a \left(\frac{H}{H_u} \right)^b \left(\frac{H_w}{H_u} \right)^c \left(\frac{P_g}{H_u} \right)^d \left(\frac{L_w \sin \alpha}{W_2 - W_1} \right)^e \quad (1)$$

که H هد آب روی بال جانبی سرریز، H_u هد آب بالادست سرریز، H_w هد آب روی سرریز مرکب، P_g بازشدگی روزنه، L_w طول سرریز مرکب، W_2 دهانه ابتدایی مدل، W_1 دماغه مدل، α زاویه بازشدگی (زاویه دیواره سرریز با امتداد جریان) است. همچنین وی نتیجه گرفت با افزایش ارتفاع سرریز و نیز هد آب روی آن ضریب آبیگری جریان کاهش می‌یابد و با توجه به عملکرد خوب این نوع سرریز در هد کم آب می‌توان از آن‌ها در مواقع کم‌آبی استفاده کرد.

شفاعت‌طلب و همکاران [۸] به بررسی آزمایشگاهی تأثیر رسوب‌گذاری بر ضریب آبیگری جریان در سرریزهای کنگره‌ای پرداختند. مقایسه نتایج آن‌ها نشان داد که ترازهای رسوب‌گذاری ۳۰ و ۶۰ درصد ارتفاع سرریز، تأثیر معنی‌داری بر عملکرد سرریزهای کنگره‌ای ندارد ولی با افزایش تراز رسوب‌گذاری به ۹۰ درصد، ضریب آبیگری جریان در سرریزهای مورد مطالعه به‌طور متوسط ۱۹ درصد کاهش می‌یابد. پورنعمت الهی و همکاران [۹] به مطالعه آزمایشگاهی تأثیر توأم زبری و رسوب‌گذاری بر عملکرد هیدرولیکی سرریزهای استوانه‌ای در شرایط جریان آزاد پرداختند. نتایج حاصل از بررسی تأثیر زبری و ترازهای مختلف کف کانال بالادست بر ضریب دبی سرریز نشان داد که با افزایش زبری مقدار ضریب دبی سرریز به‌طور متوسط ۸ درصد کاهش و با افزایش تراز رسوب‌گذاری از صفر تا دوسوم ارتفاع سرریز، مقدار ضریب دبی سرریز ۳ درصد افزایش می‌یابد. همچنین در تراز رسوب‌گذاری دوسوم

مستقیماً بر روی ضریب دبی و آبگذری سرریز تأثیرگذار است و بهره‌برداری این نوع سرریزها را دچار مشکل می‌کند. برخی محققین پیشین برای رفع این مشکل قرار دهی دریچه در دماغه سرریز را پیشنهاد دادند ولی مشاهدات میدانی نشان می‌دهد که دریچه در دماغه سرریز در رسوب شویی رسوبات بالادست سرریز نقشی نداشته است و تنها می‌تواند به صورت موضعی رسوبات نزدیک دماغه را به پایین دست منتقل کند. تأثیر تجمع رسوب در بالادست سرریزها که موجب تغییر رقوم بالادست و پایین دست سرریز می‌شود در مطالعات محققینی که در بالا اشاره شد همچون پورنعمت الهی و همکاران [۹]، دستورانی و نصرانی [۱۱]، داود داودمقامی و همکاران [۱۲] و اودگن و همکاران [۱۳] نیز نتیجه‌گیری شده است. در زمینه‌ی قرار دهی صفحات مستغرق در کانال‌ها برای تثبیت دیواره‌ها مطالعات بسیاری صورت گرفته است از جمله: محققینی چون اودگارد و کندی [۱۴]، اودگارد و لی [۱۵] به بررسی کاربرد صفحات مستغرق در کانال‌های پیچان‌رودی برای تثبیت دیواره‌ها پرداختند. (ارتفاع صفحه به عمق آب) برابر 0.35 ، زاویه قرارگیری صفحات با جهت جریان برابر 20° درجه را برای طراحی بهینه صفحات مستغرق پیشنهاد نمودند. کبیری سامانی [۱۶] به بررسی تأثیر استفاده از صفحات مستغرق بر روی سرریزهای مایل پرداخت و نتیجه گرفت که به کارگیری صفحات مستغرق در حالت عمود بر سرریز، می‌تواند ضریب آبگذری را به میزان 33% درصد افزایش دهد. بیگی‌پور و همکاران [۱۷] به بررسی اثر فاصله صفحات مستغرق در دهانه آبگیر با زاویه مختلف صفحات برای کنترل رسوب ورودی به آبگیر در خم 90° درجه و مسیر همگرا پرداختند و به این نتیجه رسیدند که برای یک زاویه ثابت صفحات مستغرق راندمان تقریباً ثابت است و وقتی فاصله افزایش یابد راندمان نیز افزایش می‌یابد. این اثر در نسبت‌های آبگیری بیش‌تر آشکار است. نسبت آبگیری 15% درصد بیش‌ترین راندمان را در بین آزمایش‌ها آن‌ها داشت و همچنین نتیجه‌گیری کردند با افزایش نسبت آبگیری راندمان صفحات در کنترل رسوبات

ارتفاع سرریز افزایش زبری منجر به کاهش 3 تا 7 درصدی ضریب دبی سرریز می‌شود. بررسی نتایج حاکی از آن است که روند تغییرات فشار در طول سرریز در تراز رسوب‌گذاری دوسوم ارتفاع سرریز، مشابه با روند تغییرات آن در شرایط بدون رسوب است اما مقدار آن با افزایش سطح رسوب‌گذاری، کاهش می‌یابد. بهره‌بر و همکاران [۱۰] به مطالعه تأثیر بالا آمدن بستر بالادست سرریز اوجی به جای رسوبات بر نیمرخ سطح آب و ضریب دبی جریان پرداختند. نتایج نشان داد با بالا آمدن بستر پشت سرریز اوجی عمق آب و هد آب روی سرریز افزایش می‌یابد. تغییر هد آب باعث کاهش ضریب دبی سرریز می‌شود. به گونه‌ای که مقدار این پارامتر از $2/42$ در حالت اولیه به $1/96$ در حالت پر بودن مخزن کاهش یافته است.

دستورانی و نصرانی [۱۱] تأثیر ته‌نشینی رسوبات در پشت سرریز اوجی بر شرایط جریان با نسبت‌های مختلف شیب بالادست سرریز اوجی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحقیق ایشان نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع رسوبات، عمق آب و هد آب روی سرریز افزایش می‌یابد و ضریب آبگذری کاهش می‌یابد.

داود داودمقامی و همکاران [۱۲] تأثیر رقوم بالادست و پایین دست روی ضریب آبگذری سرریز نوک اردکی لبه تیز به این نتیجه رسیدند که تغییر در ارتفاع سرریز نوک اردکی تأثیری بر میزان ضریب آبگذری در نسبت‌های برابر H/P هد آب روی سرریز و P ارتفاع سرریز ندارد. همچنین بالا آمدن قوم بستر در بالادست باعث کاهش ضریب آبگذری خواهد شد.

اودگن و همکاران [۱۳] نیز اثرات رسوب‌گذاری بر ضریب آبگذری سرریز مثلثی لبه تیز را مورد بررسی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که رسوب‌گذاری در بالادست سرریز تا 10% درصد ضریب آبگذری سرریز را کاهش می‌دهد.

یکی از مسائل سرریزهای نوک اردکی، تجمع رسوب در بالادست آن‌ها و در نتیجه تأثیرگذاری بر تراز سطح آب بالادست و نوسانات آن است. این نوسانات

که هر کدام دارای بازشدگی متفاوتی از دریچه جانبی بودند، استفاده شد. در شکل (۱) مشخصات هندسی مدل‌ها و صفحات مستغرق آورده شده است. در جدول (۱) مشخصات هندسی مدل‌ها و در جدول (۲) مشخصات هندسی صفحات آورده شده است. ارتفاع صفحات ۴ سانتی‌متری بر اساس توصیه اوگارد و کندی [14] و اوگارد و لی [15] به دست آمد و سایر ارتفاعات برای بررسی اثر افزایش ارتفاع صفحات بر الگوی رسوب‌گذاری در نظر گرفته شدند. همه مدل‌ها با زاویه بازشدگی (α) یکسان و ۲۵ درجه ساخته شدند. زاویه جهت جریان با صفحات مستغرق (θ) ۲۵، ارتفاع مدل‌ها (P) نیز یکسان و ۱۳ سانتی‌متر بود. ارتفاع دریچه در دماغه سرریز (P_{g1}) ۱ سانتی‌متر و طول آن $10/8 (L_{g1})$ سانتی‌متر در همه مدل‌ها ثابت بود.

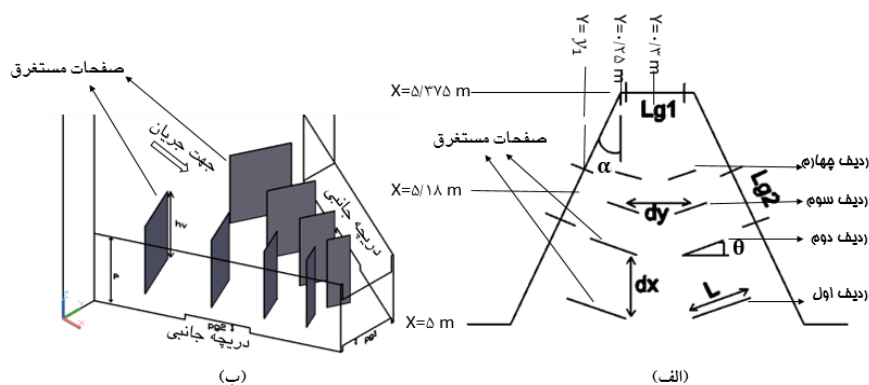
آزمایش‌ها در ۶ دبی برای ۴ بازشدگی متفاوت دریچه جانبی با ۴ ارتفاع متفاوت از صفحات مستغرق و انجام شد. بازه دبی جریان از ۰/۰۱ تا ۰/۰۳ مترمکعب بر ثانیه بود و برای این بازه دبی، عمق آب بالادست از ۰/۱۴ تا ۰/۲ متر بود. نسبت $\frac{H}{P}$ (H هد آب روی بالاها، جانبی سرریز و P ارتفاع سرریز است) در این آزمایش‌ها، ۰/۱-۰/۵ بود. وسیله اندازه‌گیری دبی و عمق جریان به ترتیب فلومتر با دقت ۰/۱ لیتر بر ثانیه و ترازسنج دیجیتالی بود. در تمامی آزمایش‌ها ۱/۸ کیلوگرم رسوب که درصد بیش‌تر ذرات از نوع ماسه بود، به ارتفاع ۱ سانتی‌متر در بالادست سرریز قرار می‌گرفت و بعد از به پایداری رسیدن الگوی رسوب‌گذاری در بالادست مدل (زمانی که انتقال رسوبات در دبی آزمایش متوقف می‌شد)، رسوبات باقی‌مانده جمع‌آوری و بعد از خشک‌کردن آن‌ها در آون، توزین می‌شدند. در مجموع ۹۶ آزمایش و ۹۶ شبیه‌سازی، انجام شد. در شکل (۲) مدل آزمایشگاهی بکار رفته در تحقیق حاضر آورده شده است.

کاهش می‌یابد. مظلوم‌شهرکی و همکاران [18] به بررسی اثر صفحات مستغرق روی نسبت آبگیری و پروفیل سطح آب در زاویه انحراف ۵۵ درجه پرداختند. نتایج نشان داد که کاربرد به‌کارگیری صفحات مستغرق باعث افزایش تراز سطح آب نزدیک بالادست صفحات در مقایسه حالت بدون صفحه می‌شود. صفحات مستغرق باعث افزایش در نسبت آبگیری می‌شود. سرانجام نتایج نشان داد که صفحات مستغرق با زاویه ۳۰ درجه بهترین راندمان آبگیری دارد. منتصری و توکلی [۱۹] به شبیه‌سازی میدان جریان حول تک صفحه مستغرق در لبه پایین‌دست و بالادست آبگیر جانبی واقع در کانال قوسی ۱۸۰ و تعیین اثر موقعیت‌های تک صفحه مستغرق نسبت به لبه‌های پایین‌دست و بالادست آبگیر و اثر زوایای مختلف صفحه بر الگوی جریان و الگوی تنش برشی بستر با مدل ریاضی Fluent پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که بهترین حالت قرارگیری صفحه در لبه پایین‌دست حالتی است که ابتدای صفحه دقیقه در مقابل لبه پایین‌دست آبگیر با زاویه‌ای در حدود ۲۵-۲۰ درجه قرار دارد و بهترین حالت قرارگیری صفحه در لبه بالادست حالتی است که انتهای صفحه دقیقاً در مقابل لبه بالادست آبگیر با زاویه‌ای حدود ۱۷ تا ۲۰ درجه قرار دارد.

نگاهی به سوابق تحقیق نشان می‌دهد که در خصوص کاربرد صفحات مستغرق در بالادست سرریز نوک اردکی برای کنترل رسوب در بالادست این سازه تحقیقی صورت نگرفته است. برای تأثیر به‌کارگیری صفحات بر انتقال رسوبات ابتدا لازم است به بررسی الگوی رسوب‌گذاری و جریان در بالادست سرریز در این حالت پرداخته شود. به همین دلیل در این تحقیق به بررسی آزمایشگاهی و شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی در حالت به‌کارگیری دریچه جانبی و صفحات مستغرق با نرم‌افزار Flow-3D پرداخته شد.

مواد و روش‌ها

آزمایش‌ها در فلومی به طول ۱۲ متر و عرض ۰/۶ متر انجام شد. در این پژوهش از ۴ مدل سرریز نوک اردکی



شکل ۱ مشخصات هندسی مدل ترکیبی سرریز-دریچه نوک اردکی: الف؛ نما پلان، ب؛ نما سه‌بعدی

جدول ۱ مشخصات هندسی مدل‌ها

نوع مدل	ارتفاع دریچه جانبی P_{gz} (cm)	طول دریچه جانبی L_{gz} (cm)
A	۱	۱۰/۸
B	۱/۷	۱۰/۸
C	۱	۵/۴
D	۱	۱۶/۲

جدول ۲ مشخصات هندسی صفحات مستغرق بکار رفته در تحقیق حاضر

شماره هر ردیف از صفحات	ارتفاع صفحات (cm)	طول صفحات L (cm)	فاصله عرضی d_y (cm)	فاصله طولی d_x (cm)
۱	۴, ۷, ۱۰, ۱۳	۱۰/۲	۲۳	۱۰
۲	۴, ۷, ۱۰, ۱۳	۸	۱۷/۵	۸/۱
۳	۴, ۷, ۱۰, ۱۳	۵/۸	۱۳/۲	۶/۶
۴	۴, ۷, ۱۰, ۱۳	۳/۸	۱۰/۱	



شکل ۲ مدل آزمایشگاهی بکار رفته در تحقیق حاضر

شبیه‌سازی کامپیوتری

برای شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری از نرم‌افزار Flow-3D ورژن ۱۱،۲ و برای طراحی مدل‌ها و صفحات مستغرق از نرم‌افزار اتوکد ۲۰۱۷ استفاده شد. معادلات حاکم بر جریان تراکم‌ناپذیر سیال در نرم‌افزار Flow-3D، معادله پیوستگی و معادله مومنتوم متوسط‌گیری شده زمانی رینولدز است. نرم‌افزار Flow-3D این معادلات سه‌بعدی را روی شبکه محاسباتی حل می‌نماید و توانایی مدل کردن مسائل جریان‌های سطح آزاد و نمایش نتایج با قدرت گرافیکی بالا را دارا است. معادله پیوستگی در مختصات کارتیزین به صورت قابل‌ارائه است:

$$\frac{V_F}{\rho c^2} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial u A_x}{\partial x} + \frac{\partial v A_y}{\partial y} + \frac{\partial w A_z}{\partial z} = \frac{R_{SOR}}{\rho} \quad (2)$$

V_F کسر حجمی جریان، ρ دانسیته سیال، R_{SOR} منبع جرم، p فشار و c^2 توان دوم سرعت موج هستند. v و w اجزا سرعت و A_x, A_y, A_z کسرهای سطحی برای جریان در جهت x, y و z هستند. معادله مومنتوم در مختصات کارتیزین و جهت x به صورت زیر است:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y \frac{\partial u}{\partial y} + w A_z \frac{\partial u}{\partial z} \right\} \\ = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x - b_x \end{aligned} \quad (3)$$

در این معادله G_x شتاب بدنه، f_x شتاب ناشی از لزجت، b_x افت جریان در محیط‌های دارای خلل و فرج هستند.

مدل فرسایش و رسوب Flow-3D می‌تواند انتقال مواد بستر در اثر غلظت یا جهش و انتقال رسوبات معلق در جریان و غیره را محاسبه کند. در این مدل رسوبات به دو صورت رسوبات متراکم و رسوبات معلق می‌تواند وجود داشته باشند. رسوبات معلق دارای غلظت پایین بوده و با سیال حرکت می‌کنند. رسوبات متراکم در محل تعریف‌شده توسط کاربر قرار می‌گیرند و در اثر تنش برشی جریان در بستر شروع به حرکت می‌کنند. در این

پژوهش با توجه به نوع رسوبات در آزمایشگاه، رسوب از نوع متراکم تعریف شد و به عنوان رسوب متراکم (Packed Sediment) در بالادست سرریز نوک اردکی قرار گرفت و تعریف شد.

مدل ریاضی Flow-3D با استفاده از تقریب حجمی بقای جرم و معادله انتقال رسوب پخش-انتقال میزان انتقال رسوبات بستر را برآورد می‌کند و با استفاده از روش حجم سیال ارتفاع سطح بستر در هر سلول محاسباتی را پیش‌بینی می‌کند. با فرض جریان دوفازی ذرات رسوب در سیال و برقراری رابطه مومنتوم در فاز پیوسته سیال رابطه (۴) برقرار است:

$$\frac{\partial u_{drift}}{\partial t} + \bar{u} \nabla u_{drift} = \left(\frac{1}{\bar{\rho}} - \frac{1}{\rho_s} \right) \nabla P - \frac{K}{f_s \rho_s} u_r \quad (4)$$

در این رابطه، u_s سرعت ذرات رسوب، $\bar{u}$ سرعت متوسط حجمی سیال، K ضریب کششی بین ذرات رسوب و سیال، P نیروی فشار، u_r سرعت نسبی ذرات رسوب و سیال و u_{drift} سرعت شناوری ذرات رسوب است. تنش برشی سبب فرسایش و جابه‌جا شدن رسوبات در سطح بستر می‌گردد. این فرسایش تابعی از تنش برشی بحرانی و چگالی سیال و رسوب است [۲۰]. زمانی که نیروهای بی‌ثبات کننده مثل درگ، لیفت و شناوری بیش‌تر از نیروی پایدارکننده وزن ذرات باشد، انتقال رسوب اتفاق می‌افتد. شیلدز (۱۹۳۶) پارامتری را برای بررسی پایداری ذرات بار بستر تعریف کرد که بعد ایشان این پارامتر به نام پارامتر شیلدز معرفی شد. در رابطه (۵) معادله پارامتر شیلدز آورده شده است [21].

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{\rho(s-1)gd_s} \quad (5)$$

که τ_* پارامتر شیلدز، d_s قطر ذرات، ρ چگالی سیال، g شتاب گرانش، s چگالی نسبی ذرات رسوب، τ_0 تنش برشی بستر است. اگر مقدار پارامتر شیلدز بیش‌تر از مقدار بحرانی آن باشد ذرات بار بستر انتقال می‌یابند. پارامتر شیلدز بحرانی با نماد τ_{*c} نشان داده می‌شود. با محاسبه پارامتر شیلدز و مقایسه با مقدار بحرانی آن می‌توان انتقال

برای هر شبیه‌سازی تعداد سلول‌های محاسباتی در شبکه حل ۱۴۴۰۰۰۰ بود. در شکل (۴) استقلال شبکه حل از اندازه مش ارائه شده است. در مطالعه آزمایشگاهی برای جلوگیری از حرکت رسوبات با وارد شدن جریان به کانال علاوه بر بسته بودن هر ۳ دریچه، برقراری جریان در آغاز هر آزمایش از دبی‌های پایین و سپس افزایش تدریجی دبی تا رسیدن به دبی موردنظر انجام شد. انجام این کار باعث شده تا علاوه بر شسته نشدن رسوبات با وارد شدن جریان، الگوی رسوب‌گذاری شکل گرفته در بالادست سرریز تحت تأثیر دبی موردنظر باشد و ورود جریان به کانال روی الگوی رسوب‌گذاری شکل گرفته بی‌تأثیر باشد. در شبیه‌سازی برای جلوگیری از حرکت رسوبات با ورود جریان به فلوم در بخش شرایط اولیه مدل ریاضی، به‌اندازه‌ای که سیال روی رسوبات قرار گیرد، سیال ساکن تعریف شد. در جدول (۳) اندازه دانه‌بندی رسوبات مورد استفاده در تحقیق حاضر ارائه شده است.

جدول ۳ دانه‌بندی رسوبات مورد استفاده در تحقیق

درصد رسوبات (%)	قطر ذرات (mm)
۹/۸۱	۳/۳۵
۳۰/۳۹	۲/۳۶
۲۲/۴۶	۲
۱۳/۱۹	۱/۷
۲۴/۱۳	۰/۷۱

ضریب آب‌گذری

برای محاسبه ضریب آب‌گذری، از رابطه (۸) استفاده شده است:

$$C_d = \frac{\text{دبی واقعی}}{\text{دبی تئوری}} \quad (۸)$$

دبی واقعی، جریان ورودی به فلوم در هر آزمایش بوده و دبی تئوری از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q_T = Q_{g1} + 2Q_{g2} + Q_w + Q_d \quad (۹)$$

و یا عدم حرکت ذرات بار بستر را مورد بررسی قرار داد. برای شبیه‌سازی انتقال رسوبات تعریف مشخصات ذرات رسوب در بخش آبشویی رسوب به مدل ریاضی ضروری است. در نرم‌افزار Flow-3D ورژن ۱۱،۲، ۳ معادله میر-پیتر و مولر (۱۹۴۸)، نیلسن (۱۹۹۲) و ون راین (۱۹۸۴) برای تخمین انتقال بار بستر آورده شده است. در این پژوهش با انجام چند شبیه‌سازی نمونه با هر ۳ معادله و مقایسه نتایج با داده‌های آزمایشگاهی با توجه به دقت بیش‌تر معادله میر-پیتر و مولر [22] از این معادله استفاده شد. معادله میر-پیتر و مولر یکی از معروف‌ترین و بهترین معادلات تخمین انتقال رسوب در بستر کانال‌ها و رودخانه‌ها است که معادله آن در رابطه (۶) آورده شده است:

$$\left(\frac{k}{k'}\right)^{\frac{3}{2}} \gamma RS = 0.047(\gamma_s - \gamma) D_m + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)^{\frac{2}{3}} q_b^{\frac{2}{3}} \quad (۶)$$

که در آن q_b بار بستر، D_m اندازه میانه ذرات، γ وزن مخصوص آب، γ_s وزن مخصوص ذره رسوب، R شعاع هیدرولیکی جریان، S شیب کف است. نسبت $\frac{k}{k'}$ از رابطه (۷) به دست می‌آید.

$$\frac{k}{k'} = \left(\sqrt{\frac{f}{8}}\right) \left(\frac{V}{\sqrt{gRS}}\right) \quad (۷)$$

V سرعت متوسط جریان، f از دیاگرام مودی به دست می‌آید.

شرایط مرزی و شرایط اولیه

برای شرط مرزی ورودی دبی (Volume flow rate) $(x=4.5 \text{ m})$ و در مقطع خروجی $(x=6 \text{ m})$ از شرط مرزی جریان خروجی (Outflow)، دیواره‌ها و کف کانال شرط مرزی دیواره (Wall) و سطح آب شرط مرزی تقارن (Symmetry) استفاده شد. ابعاد سلول‌های محاسباتی شبکه‌بندی میدان حل برای شبیه‌سازی جریان مش یکنواخت با اندازه سلول ۵ میلی‌متر در نظر گرفته شد.

عرض ۸۰۰ و ارتفاع ۱۰۰۰ پیکسل بودند. نرم‌افزار Matlab دو تصویر ورودی را تبدیل به ماتریسی با کد ۱ و ۰ کرده و نهایتاً با تطبیق دو ماتریس ۸۰۰۰۰۰ پیکسلی، تعداد پیکسل‌هایی که کدهای دو ماتریس با هم متفاوت-اند به دست آمده و در آخر با استفاده از رابطه (۱۴) اختلاف دو تصویر یا همان درصد خطا شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری به دست آمد.

$$\text{اختلاف دو تصویر (\%)} = \left(\frac{\text{تعداد پیکسل‌ها متفاوت}}{\text{تعداد کل پیکسل‌ها}} \right) \times 100 \quad (14)$$

برای انجام واسنجی مدل از نتایج آزمایشگاهی پروفیل سطح آب در طول سرریز و همچنین پارامتر درصد خطای شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری استفاده شد. همچنین با انجام سعی و خطا مقادیر تنش برشی بحرانی بدون بعد (پارامتر شیلدز بحرانی)، ضریب جذب، نرخ انتقال بار بستر و ضریب درگ به ترتیب برابر ۰/۰۵، ۰/۰۱۸، ۸ و ۱/۵ در نظر گرفته شد. ابتدا شبیه‌سازی مدل A با ارتفاع صفحات ۴ سانتی‌متری انجام شد و نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد و از مقدار پارامترهایی که در این شبیه‌سازی به کار گرفته شده بود برای شبیه‌سازی سایر حالات استفاده شد.



شکل ۳ الگوی رسوب‌گذاری اولیه در بالادست سرریز نوک اردکی

$$Q_{g1} = C_{d_{g1}} A_1 \sqrt{2gH_u} \quad (10)$$

$$Q_{g2} = C_{d_{g2}} A_2 \sqrt{2gH_u} \quad (11)$$

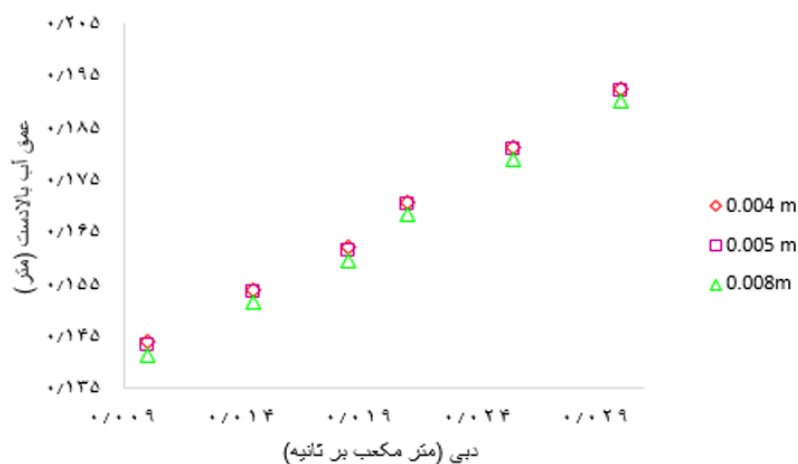
$$Q_w = C_{d_w} \frac{2}{3} \sqrt{2g} L_w H_w^{\frac{3}{2}} \quad (12)$$

$$Q_d = C_{d_d} \frac{2}{3} \sqrt{2g} L_d H_d^{\frac{3}{2}} \quad (13)$$

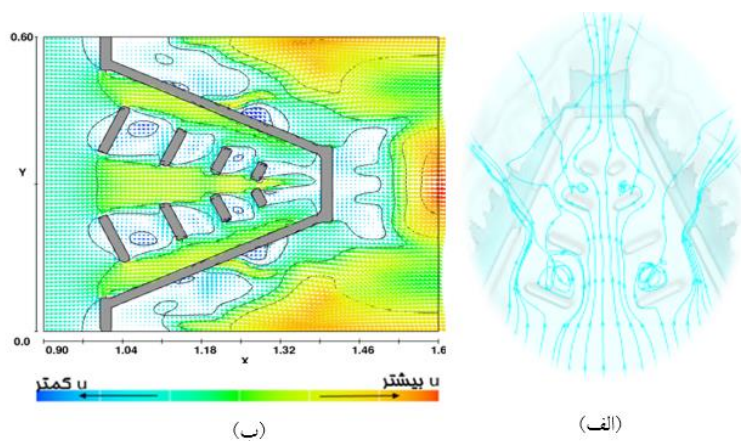
که $A_2, C_{d_{g2}}, A_1, C_{d_{g1}}, H, L_d, C_{d_d}, H_w, L_w, C_{d_w}$ H_u ، به ترتیب ضریب آب‌گذری، طول سرریز و هد آب روی سرریز مرکب (سرریز لبه تیز در دماغه)، ضریب آب‌گذری، طول سرریز نوک اردکی و هد آب روی بال‌های جانبی سرریز، ضریب آب‌گذری و مساحت دریچه جلویی و دریچه‌ی جانبی و عمق آب بالادست می‌باشند. با قرار دادن مقادیر آزمایشگاهی و محاسباتی با Flow-3D عمق آب بالادست، هد آب روی بال جانبی سرریز و هد آب روی دماغه، به ترتیب ضریب آب‌گذری آزمایشگاهی و محاسباتی با مدل ریاضی Flow-3D به دست می‌آید.

بررسی دقت نرم‌افزار در شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری

مقایسه میزان تفاوت الگوی رسوب‌گذاری شبیه‌سازی شده و آزمایشگاهی با روش پردازش تصویر در نرم‌افزار Matlab R2013a انجام شد. نرم‌افزار Matlab شناخته‌ترین نرم‌افزار در زمینه پردازش تصویر است که با نوشتن برنامه، قابل به انجام دستورات لازم جهت مقایسه تصویرها و میزان تفاوت آنها است. در این روش ابتدا ابعاد دو تصویر از الگوی رسوب‌گذاری شبیه‌سازی شده و آزمایشگاهی برای شرایط موردبررسی (یک مدل و یک ارتفاع از صفحات و یک دبی خاص)، یکسان‌سازی ابعادی و سپس این دو عکس در نرم‌افزار Matlab فراخوانی شده و نهایتاً به کدهای باینری تبدیل شدند. ابعاد تصویرهای مورد پردازش در این تحقیق دارای



شکل ۴ استقلال شبکه از اندازه مش: مدل $h_v = 0.04 \text{ m}, A$



شکل ۵ الگوی جریان و خطوط هم‌تراز سرعت در سرریز: (الف) الگوی جریان، (ب) الگوی سرعت

نتایج و بحث

الگوی جریان و سرعت

در شکل (۵، الف) الگوی جریان شبیه‌سازی شده ارائه شده است. با توجه به این شکل مشخص است که خطوط جریانی که از بالادست به سمت پایین‌دست در حال حرکت‌اند به ۳ دسته تقسیم‌شده، یک دسته از خطوط جریان از مرکز کانال عبور کرده و مستقیم از دریچه در دماغه سرریز خارج می‌شوند، ۲ دسته دیگر خطوط جریان به صفحات یا مستغرق برخورد کرده و جریان چرخشی بین صفحات ایجادشده یا بدون برخورد به صفحات در نهایت از دریچه‌های جانبی خارج می‌شوند. خطوط جریان چرخشی بین صفحات بیانگر شکل‌گیری

جریان‌های ثانویه و چرخشی در بین صفحات مستغرق است. در شکل (۵، ب) الگوی سرعت در بالادست سرریز نوک اردکی نشان داده شده است. با توجه به این شکل مشخص است که در بین صفحات مستغرق سرعت طولی کاهش‌یافته که نشانگر وجود جریان‌های ثانویه در بین صفحات است. از طرفی بیش‌ترین مقدار سرعت در پای سرریز بوده که با ریزش جریان از روی دماغه سرریز ایجادشده است.

الگوی رسوب‌گذاری

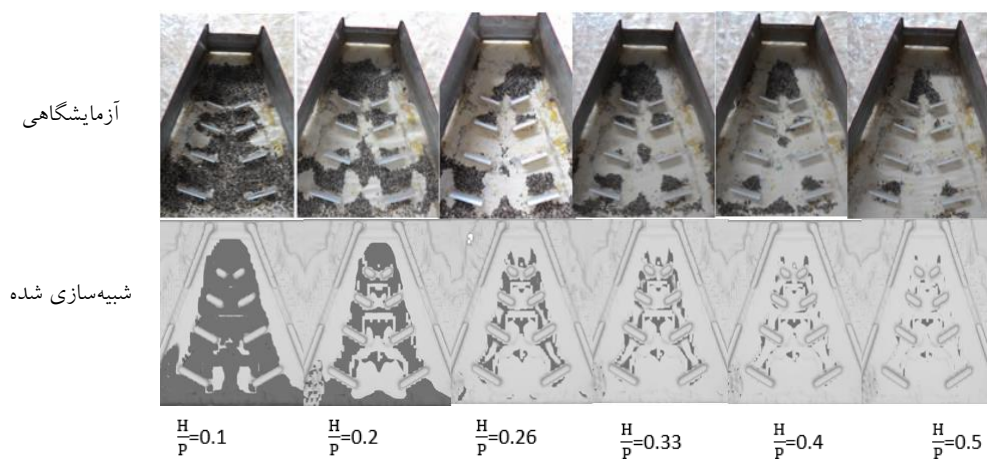
شکل‌های (۶) الی (۹) الگوی رسوب‌گذاری آزمایشگاهی و شبیه‌سازی شده را در بالادست سرریز نوک اردکی

فقط به پایین‌دست منتقل یافته‌اند، در الگوی شبیه‌سازی شده نیز همین اتفاق افتاده است. با زیاد شدن نسبت $\frac{H}{P}$ رسوبات به‌طور نامنظمی از بالادست سرریز تخلیه شده‌اند که شباهت الگوی شبیه‌سازی شده به الگوی آزمایشگاهی نیز کاهش یافته ولی با افزایش بیش‌تر نسبت و خارج شدن بخش عمده‌ی رسوبات از بالادست سرریز شباهت دو تصویر به دلیل عدم وجود رسوبات در بالادست سرریز، افزایش یافته است. تغییر ارتفاع صفحات مستغرق بر درصد خطا این‌گونه بود که صفحات مستغرق با ارتفاع $0/13$ متری کم‌ترین خطا را در شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری داشته‌اند. علت این امر نیز آن است که در حالت به‌کارگیری صفحات $0/13$ متری در 4 نسبت از بخش عمده‌ی رسوبات در دو حالت آزمایشگاهی و شبیه‌سازی شده تخلیه شدند و باعث کاهش اختلاف دو تصویر و درنهایت کاهش درصد خطا شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری شده است.

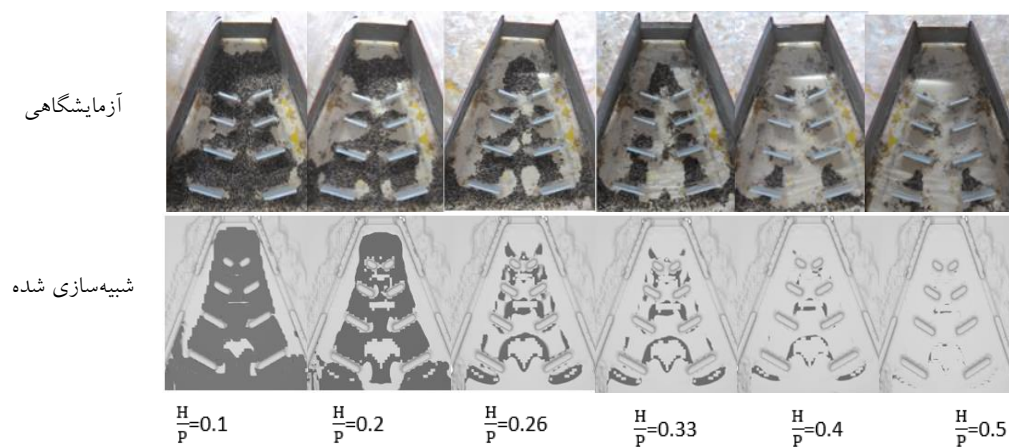
نکته مهم در شکل‌های (۶) تا (۹)، مقیاس زمانی و مدت‌زمان شبیه‌سازی و تحقیق آزمایشگاهی است. در زمان بهره‌برداری، قطع و وصل‌های متعدد جریان در شبکه آبیاری، در کارایی صفحات اثرگذار است. مشاهدات نشان داد که عملکرد صفحات مستغرق به حدی بالا بود که در مدت‌زمان کوتاهی پس از شروع آزمایش حدود ۵ دقیقه قسمت عمده‌ی رسوبات از بالادست سرریز به پایین‌دست منتقل می‌شدند و هر چه ارتفاع صفحات مستغرق و میزان هد آب بالادست سرریز افزایش می‌یافت، زمان انتقال رسوبات کوتاه‌تر می‌شد. قسمت عمده‌ی رسوبات در همان ابتدای بهره‌برداری تخلیه می‌شد، به نظر می‌رسد قطع و وصل‌های جریان در زمان بهره‌برداری تأثیر چندانی بر عملکرد این صفحات نداشته باشد. شایان‌ذکر است با انجام آنالیز ابعادی می‌توان مقیاس زمانی بین مدل و اصل را تعیین کرد.

نشان داده است. در شکل (۶)، (۷)، (۸) و (۹) به ترتیب مربوط به الگوی رسوب‌گذاری برای حالتی که در بالادست سرریز صفحات مستغرق با ارتفاع ۴، ۷، ۱۰، ۱۳ سانتی‌متری به کار گرفته شده‌اند، است. با توجه به شکل (۶) مشخص است که در نسبت $\frac{H}{P} = 0.1$ تخلیه رسوبات فقط در محدوده دریچه شکل گرفته است. ولی با افزایش نسبت $\frac{H}{P}$ رسوبات بیش‌تری انتقال یافتند. به‌طوری‌که در نسبت $\frac{H}{P} = 0.4$ تقریباً بخش عمده‌ی رسوبات به پایین‌دست سرریز منتقل شده است. با توجه به الگوی رسوب‌گذاری شبیه‌سازی نیز مشخص است که همین روند تغییرات در حالات شبیه‌سازی شده نیز قابل‌مشاهده است. شکل (۷) و (۸) روندی مشابه با شکل (۶) داشته‌اند. تفاوت این دو شکل با شکل (۶) در این است که افزایش ارتفاع صفحات باعث انتقال رسوبات تجمع یافته در دماغه سرریز از نسبت $\frac{H}{P} = 0.4$ ، $\frac{H}{P} = 0.33$ به ترتیب برای شکل (۷) و (۸) شده است. در شکل (۹) در نسبت $\frac{H}{P} = 0.1$ تقریباً نیمی از رسوبات و برای نسبت‌های بیشتر از $\frac{H}{P} = 0.2$ بخش عمده‌ی رسوبات به پایین‌دست منتقل شده است که نشان‌گر مؤثر بودن صفحات مستغرق $0/13$ متری بر انتقال رسوبات است. از طرفی با توجه به این شکل‌ها مشخص است که نرم‌افزار Flow-3D به خوبی توانسته الگوی رسوب‌گذاری را در این حالات شبیه‌سازی نماید.

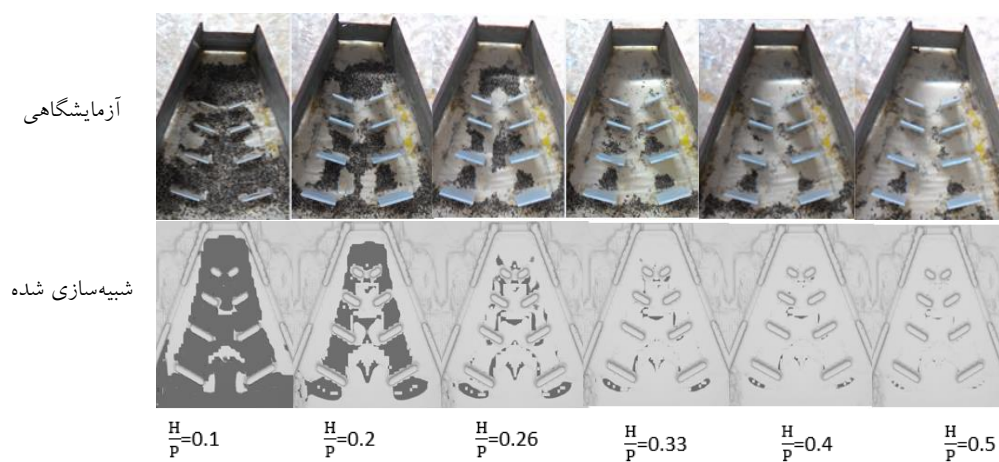
در شکل (۱۰) نمونه‌ای از تبدیل تصاویر الگوی رسوب‌گذاری به تصاویر باینری نشان داده شده است که با تطبیق این دو تصویر درصد اختلاف و یا همان خطا شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری به دست آمد. در جدول (۴) حداکثر خطا شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری در نسبت‌های مختلف آورده شده است. با توجه به جدول (۴) مشخص است که خطا با افزایش نسبت $\frac{H}{P}$ ابتدا کمی افزایش و سپس کاهش یافته است. در نسبت $\frac{H}{P} = 0.1$ که آشفته‌گی جریان کم‌تر بوده و رسوبات محدوده دریچه‌ها



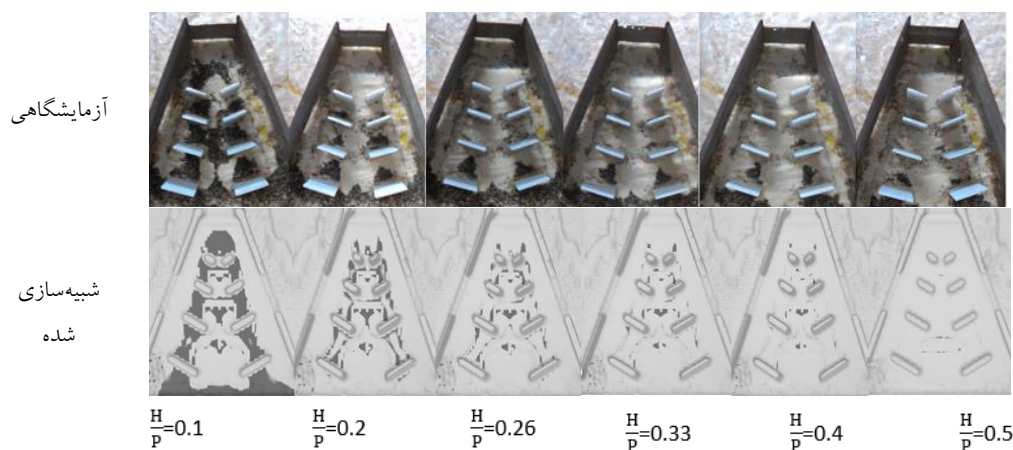
شکل ۶ الگوی رسوب‌گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی: $h_v = 0.04 \text{ m}$



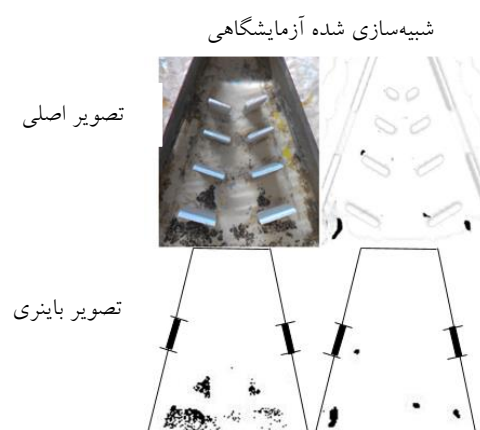
شکل ۷ الگوی رسوب‌گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی: $h_v = 0.07 \text{ m}$



شکل ۸ الگوی رسوب‌گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی: $h_v = 0.1 \text{ m}$



شکل ۹ الگوی رسوب‌گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی: $h_v = 0.13 \text{ m}$



شکل ۱۰ پردازش تصویر الگوی رسوب‌گذاری برای دو حالت آزمایشگاهی و شبیه‌سازی شده جدول (۴) خطای شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری

جدول ۴ خطای شبیه‌سازی الگوی رسوب‌گذاری

$\frac{H}{P}$	۰/۱	۰/۲	۰/۲۶	۰/۳۳	۰/۴	۰/۵
حداکثر خطا (%)	۹/۵	۱۴/۴	۱۲	۱۲/۵	۱۰/۷	۵/۸

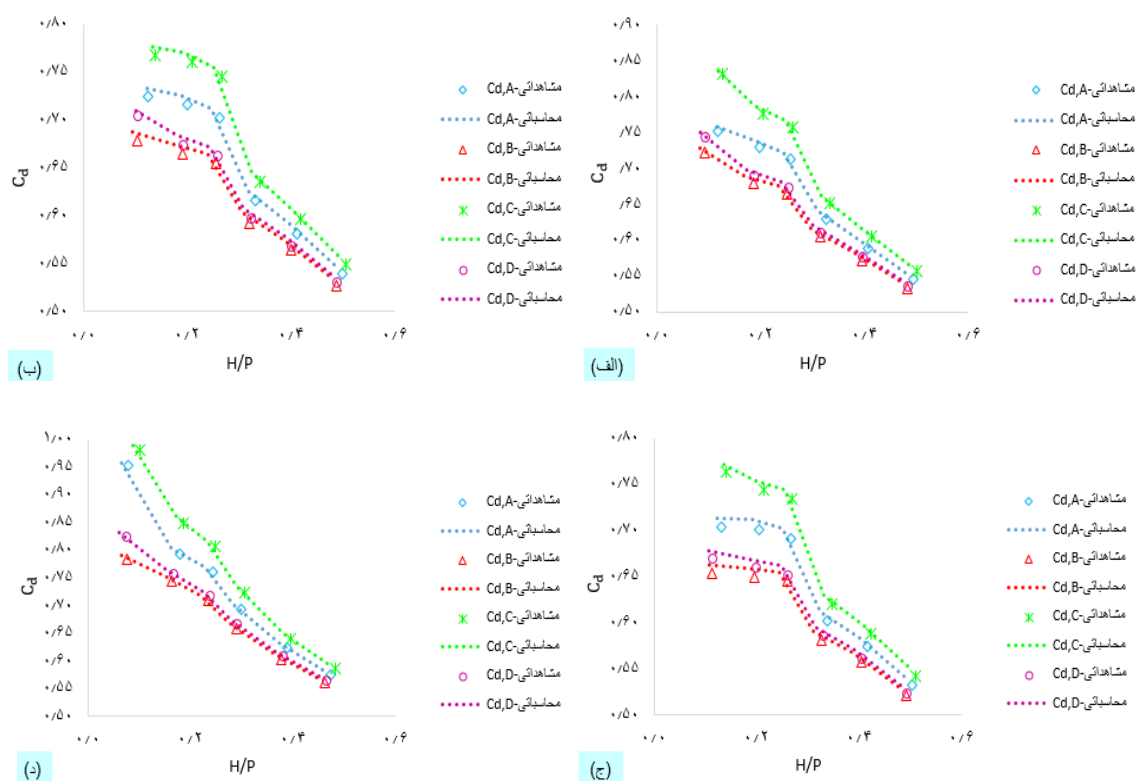
تغییرات شیب کمی داشته است ولی برای مقادیر $\frac{H}{P}$ بیش-تر از ۰/۲ شیب این روند افزایش یافته است. از طرفی با افزایش نسبت $\frac{H}{P}$ تفاوت مدل‌ها در مقدار ضریب آبگذری کاهش یافته است ولی برای مقادیر کم‌تر از ۰/۲ بین ضریب آبگذری مدل‌ها تفاوت قابل توجهی وجود دارد. در بین مدل‌ها ضریب آبگذری مدل C با کم‌ترین مساحت دریچه جانبی، بیش‌تر از سایر مدل‌ها است و هر چه

ضریب آبگذری

در شکل (۱۱) ضریب آبگذری برای مدل ترکیبی سرریز-دریچه نوک اردکی برای صفحات ۰/۰۴، ۰/۰۷، ۰/۱ و ۰/۱۳ متری به ترتیب در بخش (الف) تا (د) آورده شده است. با توجه به این شکل مشخص است که با افزایش نسبت $\frac{H}{P}$ ضریب آبگذری به دلیل افزایش افت انرژی، کاهش یافته است. برای نسبت $\frac{H}{P}$ کم‌تر از ۰/۲ روند این

عمود بر بال‌های جانبی سرریز شود و عملکرد سرریز افزایش‌یافته و در نتیجه ضریب آبگذری نسبت به صفحات ۰/۰۴ متری افزایش یابد. حداکثر و حداقل افزایش ضریب آبگذری برای صفحات ۰/۱۳ متری نسبت به صفحات ۰/۰۴ متری، به ترتیب برای مدل C در نسبت $\frac{H}{P} = 0.1$ ، ۱۵ درصد و برای مدل B در نسبت $\frac{H}{P} = 0.5$ ۳ درصد است. به‌طور میانگین برای تمامی مدل‌ها و در شرایط هیدرولیکی مختلف ۶ درصد ضریب آبگذری نسبت به صفحات ۰/۰۴ متری افزایش پیدا کرده است. هم‌چنین طبق بخش‌های مختلف شکل (۱۱) مشخص است که مدل ریاضی Flow-3D توانسته به‌خوبی ضریب آبگذری سرریز نوک اردکی را شبیه‌سازی نماید. در جدول (۵) حداکثر خطای نسبی محاسبه ضریب آبگذری ارائه شده است. خطای محاسبه ضریب آبگذری با توجه به رابطه ضریب آبگذری به خطای محاسبه عمق آب توسط مدل Flow-3D وابسته است.

مساحت دریچه جانبی بیش‌تر شده، ضریب آبگذری کاهش‌یافته است. دلیل این امر، افزایش افت انرژی با افزایش مساحت بازشدگی دریچه جانبی و از طرفی با توجه به رابطه ضریب آبگذری، مخرج کسر این رابطه بیش‌تر شده و نهایتاً موجب کاهش ضریب آبگذری شده است. با توجه به شکل (۱۱) و مقایسه بین اندازه‌های مختلف h_v مشخص است که برای $h_v = 0.07 \text{ m}$ و $h_v = 0.1 \text{ m}$ ضریب آبگذری نسبت به $h_v = 0.04 \text{ m}$ کاهش‌یافته است. دلیل این امر آن است که صفحات مستغرق با ارتفاع ۰/۰۷ و ۰/۱ متری مانعی در مسیر جریان قرار دارند و باعث افزایش افت انرژی و بالا آمدن عمق آب بالادست سرریز شده و در نتیجه ضریب آبگذری کاهش‌یافته است. برای صفحات ۰/۱۳ متری که هم‌ارتفاع سرریزند، جریانی که از بالادست به سمت پایین‌دست حرکت کرده، به صفحات مستغرق برخورد کرده و با توجه به عمود بودن صفحات مستغرق بر بال‌های جانبی سرریز، باعث شده که خطوط جریان ریزشی



شکل ۱۱ ضریب آبگذری سرریز نوک اردکی: الف: $h_v = 0.04 \text{ m}$ ؛ ب: $h_v = 0.07 \text{ m}$ ؛ ج: $h_v = 0.1 \text{ m}$ ؛ د: $h_v = 0.13 \text{ m}$.

جدول ۵ خطای نسبی محاسبه ضریب آبگذری سرریز نوک اردکی

$\frac{H}{P}$	۰/۱	۰/۲	۰/۲۶	۰/۳۳	۰/۴	۰/۵
حداکثر خطای نسبی (%)	۱/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۷	۱/۸	۱/۹

آبگذری مدل C، در حالت به‌کارگیری صفحات ۰/۱۳ سانتی‌متری، به ترتیب به‌طور متوسط ۶/۵ درصد بیش‌تر از سایر مدل‌هاست.

به‌کارگیری صفحات مستغرق هم‌ارتفاع سرریز (۰/۱۳ متری) باعث عمود شدن خطوط جریان بر بال‌های جانبی سرریز و نهایتاً موجب افزایش ۶ درصدی ضریب آبگذری شده است و این صفحات علاوه بر نسبت‌های بالا $\frac{H}{P}$ در نسبت‌های $\frac{H}{P}$ کم نیز برای انتقال رسوبات عملکرد خوبی داشته که به‌کارگیری این صفحات را برای انتقال رسوبات توجیه می‌کند. به‌کارگیری صفحات مستغرق با نسبت $\frac{h_v}{p} = 1$ و $\frac{h_v}{p} = 0.3$ بر ضریب آبگذری اثر مثبتی داشته و بی‌اثر بوده ولی به‌کارگیری صفحات با نسبت $0.3 < \frac{h_v}{p} < 1$ توصیه نمی‌شود.

با افزایش ارتفاع صفحات مستغرق تأثیر نوع مدل بر انتقال رسوبات ناچیز است و با توجه به اینکه مدل C ضریب آبگذری بیش‌تری نسبت به سایر مدل‌ها دارد می‌توان این مدل با به‌کارگیری صفحات هم‌ارتفاع سرریز را به‌عنوان مدل بهینه معرفی نمود.

مدل ریاضی Flow-3D با تعریف شرایط حل مناسب می‌تواند به‌خوبی ضریب آبگذری سرریز و با تقریب نسبتاً مناسبی الگوی رسوب‌گذاری در بالادست سرریز نوک اردکی را شبیه‌سازی نماید. حداکثر خطای نسبی در محاسبه الگوی رسوب‌گذاری و ضریب آبگذری به ترتیب ۱۴/۴ و ۱/۹ درصد است.

کبیری‌سامانی (۲۰۱۰) نتیجه‌گیری کرد که به‌کارگیری صفحات مستغرق در بالادست سرریزهای مورب موجب افزایش ۳۳ درصدی ضریب آبگذری شده، در این تحقیق نیز به‌کارگیری صفحات مستغرق هم‌ارتفاع سرریز، موجب افزایش ۶ درصدی ضریب آبگذری شده است. شفاعت‌طلب و همکاران (۱۳۹۵) نتیجه‌گیری کردند که ترازهای رسوب‌گذاری ۳۰ و ۶۰ درصد ارتفاع سرریز، تأثیر معنی‌داری بر عملکرد سرریزهای کنگره‌ای ندارد. در این تحقیق نیز با توجه به ارتفاع کم رسوبات، رسوبات بالادست سرریز تأثیرچندانی بر عملکرد و ضریب آبگذری سرریز نداشت.

نتیجه‌گیری

وجود صفحات مستغرق باعث به وجود آمدن جریان‌های چرخشی در بین صفحات مستغرق شده و از طرفی با عمود بودن این صفحات به بال‌های جانبی سرریز، رسوبات را به سمت دریچه‌های جانبی منتقل می‌کند. هر چه ارتفاع صفحات و نسبت $\frac{H}{P}$ افزایش یابد، رسوبات بیش‌تری به پایین‌دست منتقل می‌شوند.

با افزایش هد آب بالادست سرریز، ضریب آبگذری به دلیل افزایش افت انرژی کاهش می‌یابد. در بین مدل‌ها مدل C با کم‌ترین مساحت بازشدگی دریچه‌ی جانبی ضریب آبگذری بیش‌تری از سایر مدل‌ها دارد. هر چه بازشدگی دریچه‌ی جانبی بیش‌تر باشد به دلیل افزایش افت انرژی ضریب آبگذری کاهش می‌یابد. ضریب

مراجع

1. Crookston, B.M., "Labyrinth weirs." Ph.D. thesis, Utah State University, Logan, UT. (2010).
2. Shaghaghian, M. and Sharifi, M., "Numerical Modeling of Sharp- Crested Triangular Plan Form Weirs Using FLUENT". *Indian Journal of Science and Technology*, Vol.8, No.34, (2015).

3. Bilhan, O., Emiroglu, M.E., and Miller, C. J., "Experimental Investigation of Discharge Capacity of Labyrinth Weirs with and without Nappe Breakers", *World Journal of Mechanics*, Vol. 6, pp. 207-221, (2016).
4. Bilhan, O., Aydin, M.C., Emiroglu, M.E., and Miller, C.J. "Experimental and CFD analysis of circular labyrinth weirs", *Journal Irrigation and Drainage Engineering*, Vol.144 No.6 pp. 207-221, (2018).
5. Tajari, M., Dehghani, A.A., and Meftah halaghi, M., "Semi-analytical solution and numerical simulation of water surface profile along duckbill weir". *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, (2018).
۶. اژدری مقدم، م، جعفری ندوشن ث، «طراحی هیدرولیکی سرریزهای کنگره‌ای دوزنقه‌ای با استفاده از هیدرودینامیک محاسباتی» مجله علمی-پژوهشی عمران مدرس، ۱۳۳-۱۳۲: (۲)۱۳: (۱۳۹۲).
۷. ساکت، م، «تعیین ضریب دبی سرریزهای نوک اردکی لبه‌تیز مرکب»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد رشته سازه‌های آبی، دانشکده مهندسی آب‌وخاک دانشگاه علوم کشاورزی گرگان، (۱۳۹۴).
۸. شفاعت‌طلب، ح، اسمعیلی‌ورکی، م، اشرف‌زاده، ا، «مطالعه آزمایشگاهی تأثیر تراز پایاب بر ضریب دبی جریان در سرریزهای کنگره‌ای با پلان دوزنقه‌ای»، تحقیقات مهندسی سازه‌های آبیاری و زهکشی، ۱۷(۶۷): ۸۰-۶۳، (۱۳۹۵).
۹. پورنعمت‌اللهی، ن، اسمعیلی‌ورکی، م، ملک‌پور، ا. «مطالعه آزمایشگاهی تأثیر توأم زبری و رسوب‌گذاری بر عملکرد هیدرولیکی سرریزهای استوانه‌ای در شرایط جریان آزاد». تحقیقات ایران، ۴۸ (۵): ۱۱۲۱-۱۱۳۲، (۱۳۹۶).
۱۰. بهره‌بر، ار، آذریوند، ح، پرویزیان گنجه، ف، جهانتاب، ف، «تأثیر بالا آمدن بستر بالادست سرریز اوجی به‌جای رسوبات بر نیمرخ سطح آب و ضریب دبی جریان»، اولین همایش سراسری کشاورزی و منابع طبیعی پایدار، (۱۳۹۲).
۱۱. دستورانی، م، نصرانی، م، «اثر ته‌نشینی رسوبات در پشت سرریز اوجی بر شرایط جریان»، مجله پژوهش آب ایران، ۶(۱۰)، (۱۳۹۱).
۱۲. داود مقامی، د، بانژاد، ح، صانعی، م، محسنی‌موحد، ا، «بررسی تأثیر رقوم بستر بالادست و پایین‌دست روی ضریب آبگذری سرریز نوک اردکی لبه‌تیز، نشریه علمی-پژوهشی مهندسی و مدیریت آبخیز»، ۹(۴): ۴۱۳-۴۲۵، (۱۳۹۶).
13. Ogden, F.L., Creel, J.N., Kempema, E.W., Crouch, T.D., "Sedimentation Effects on Triangular Short-Crested Flow-Measurement Weirs", *Journal Hydrology Engineering*, Vol.22, No.8, (2017).
14. Odgaard, A.J. and Kennedy, J.F., "River- bend bank protection by submerged vanes", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No.8, pp. 1161-1173. (1983).
15. Odgaard, A.J. and, Lee HYE, "Submerged vanes for flow control and bank protection in streams", University of Iowa, Iowa, (1984).
16. Kabiri-Samani A.R., "Analytical approach for flow over an oblique weir". *Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, No. 2, pp. 107-117, (2010).
17. Beygipoor, Gh., Shafaei Bajestan, M., Kaskuli, H.A. and, Nazari, S., "The Effect of Distance from Submerged Vanes to the Intake at Different Angles of Vanes on Controlling the Sediment Entering the Intake Branching from a 90° Convergent Bend", *International Journal of Farming and Allied Sciences*, Vol.2, No.17, pp. 591-598, (2013).
18. Masloum-Sahraki, S., Mahmoudian, Sh. and Masloum, R, "Effect of Submerged Vanes on Intake Ratio and Water Surface profile at 55° Diversion", *Journal of river engineering*, Vol. 2, No.2, pp. 1-4. (2014).
۱۹. منتصری، ح، توکلی، ک، «مطالعه عددی روی جانمایی تک صفحه مستغرق نسبت به لبه‌های آبگیر جانبی در کانال قوسی U شکل»، مجله

عمران مدرس، ۱۵(۲): ۱۸۱-۱۷۱، (۱۳۹۴).

۲۰. اسدی، م، زمردیان، م.ع، «شبیه‌سازی عددی الگوی جریان متلاطم و آب شستگی موضعی بستر در اطراف آب شکن قائم و زاویه‌دار با مدل Flow-3D»، مجله علوم و مهندسی آبیاری، ۳۹(۲): ۱۷۹-۱۶۷، (۱۳۹۵).

21. Chanson, H, "The hydraulic of open channel flow", Department of Civil Engineering, The University of Queensland, Australia. (2004).
22. Meyer Peter, E. and, R. Muller, "Formulas for bed load transport", Hydraulic Engineering Reports, Stockholm. (1948).

مدلی برای تخمین مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای بتن مسلح با میلگردهای وصله دار خورده شده با در نظر گرفتن c/d_b *

یاسر مودی^(۱) محمد رضا سهرابی^(۲) سید روح الله موسوی^(۳)

چکیده خوردگی ناحیه وصله موجب تغییر مقاومت پیوستگی می شود. نسبت مقاومت پیوستگی در حالت خورده شده به مقدار مقاومت پیوستگی متناظر آن در شرایط عدم وجود خوردگی، مقاومت پیوستگی نسبی نامیده می شود. نتایج مقاومت پیوستگی نسبی در آزمایش های بیرون کشیدگی (Pullout)، میلگرد درگیر در بتن (Tension stiffening) و تیرها با میلگردهای وصله شده (Beams with lap spliced bars) متفاوت است. در مطالعات گذشته نشان داده شد نتایج آزمایش میلگرد درگیر در بتن به نتایج آزمایش تیرها با میلگردهای وصله شده شباهت بیشتری دارد. در این مطالعه با استفاده از آزمایش های میلگرد درگیر در بتن، مدلی برای تعیین مقاومت پیوستگی نسبی میلگردهای خورده شده در شاخه نزولی ارائه شده است. در نهایت با بهینه کردن این مدل با استفاده از الگوریتم ژنتیک، از این مدل برای تعیین مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای وصله دار با میلگردهای خورده شده استفاده می شود. مطالعه حاضر نشان می دهد استفاده از مدل پیشنهادی نتایج بهتری ارائه می دهد. به طوری که استفاده از این مدل برای تخمین مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای وصله دار باعث کاهش ۱۶ درصدی خطای کلی نسبت به مدل شیهاتا می شود.

واژه های کلیدی بتن مسلح، خوردگی، مقاومت پیوستگی، تیر وصله دار.

A Proposed Model for Estimating the Relative Bond Strength of RC Beam with Corroded Lap Spliced Steel Bars, considering c/d_b

Yaser Moodi Mohamad Reza Sohrabi Seyed roohallah Mousavi

Abstract Corrosion of lap spliced region causes the bond strength to change. The ratio of the bond strength in the corrosion state to the value of its corresponding in the absence of corrosion is called the relative bond strength. The results of the relative bond strength are different in Pullout test, Tension stiffening test and Beams with lap spliced bars test. The results of the Tension stiffening test in the literature is more similar to those of Beams with lap spliced bars. In this study, a model has been proposed using tension stiffening tests, for determining the relative bond strength of corroded steel bars in the descending branch. Finally, this model has been optimized using genetic algorithm for determining the relative bond strength of RC Beam with corroded lap spliced steel bars. The current study shows that using the proposed model will lead to the better result. The use of proposed model for the estimating the relative bond strength of RC beam with corroded lap spliced steel bars, leads to about 16 percent reduction in total error compared with Shihata model.

Key Words Reinforce concrete, Corrosion, Bond strength, Lap spliced.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۳/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱۲/۱۲ می باشد.

(۱) دانشجوی دکتری عمران-سازه، دانشگاه سیستان و بلوچستان.

(۲) دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان.

(۳) نویسنده مسئول: دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان.

Email: s.r.mousavi@eng.usb.ac.ir

مقدمه

خوردگی مسلح کننده فولادی یکی از مسائل مهمی است که در عملکرد طولانی مدت سازه های بتن مسلح اثر می گذارد [1]. شکل گیری محصولات خوردگی شامل حجم قابل توجهی است؛ یعنی حجم محصولات خوردگی از میلگرد اصلی بیشتر است. این محصولات باعث ایجاد تنش های کششی در بتن اطراف میلگرد می شود. این تنش های کششی ممکن است باعث ترک خوردن یا پوسته پوسته شدن پوشش بتن و کاهش مقاومت پیوستگی بین میلگرد و بتن شود [2-3]. مطالعات گذشته نشان داده است که خوردگی میلگرد اثر قابل توجهی بر روی مقاومت پیوستگی نهایی بین میلگرد و بتن دارد، به طوری که در خوردگی های کم ممکن است مقاومت های پیوستگی افزایش یابد، اما خوردگی های شدید میلگرد باعث کاهش قابل توجه مقاومت پیوستگی بین میلگرد و بتن می شود [3-7].

در این مطالعه ابتدا به معرفی برخی از آزمایش های تعیین مقاومت پیوستگی بین میلگرد و بتن پرداخته می شود. با مقایسه این آزمایش ها با یکدیگر نشان داده می شود که آزمایش های میلگرد درگیر در بتن با آزمایش های تیرهای وصله دار تطابق بیشتری دارند؛ بنابراین، با استفاده از آزمایش های میلگرد درگیر در بتن رابطه ای تجربی برای تعیین کاهش مقاومت پیوستگی ناشی از خوردگی ارائه می گردد. در این رابطه اثر پوشش بتن به قطر میلگرد (c/d_b) در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه آزمایش های محدودی برای تعیین اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی تیرهای وصله دار ارائه شده است، رابطه ارائه شده برای تعیین مقاومت پیوستگی تیرهای وصله دار تحت خوردگی کالیبره می شود. نتایج نشان می دهد مدل ارائه شده برای تعیین مقاومت پیوستگی تیرهای وصله دار تحت خوردگی در همبستگی خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

آزمایش های تعیین مقاومت پیوستگی آزمایش بیرون کشیدگی (Pullout)

این آزمایش قدیمی ترین، ساده ترین و ارزان ترین روش برای تعیین تنش پیوستگی بین بتن و آرماتور است. همان طور که در شکل (۱) مشاهده می شود، در این آزمایش آرماتور در یک نمونه بتنی به شکل استوانه یا مکعب قرار داده شده و سپس درحالی که بتن در جای خود ثابت است، آرماتور به بیرون کشیده می شود.

مطالعات زیادی در زمینه اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی بین بتن و آرماتور با استفاده از این آزمایش انجام شده است. از جمله مطالعاتی که با استفاده از این آزمایش اثر خوردگی را بر روی مقاومت پیوستگی بررسی کرده اند، می توان مطالعات السیمانی و همکاران [3]، لاو و همکاران [5]، توندلو [6]، ژانگ و همکاران [7]، لی و همکاران [8]، یالسنیر و همکاران [9] و ژانگ و همکاران [10] را نام برد.

با استفاده از این آزمایش می توان نمودار تنش پیوستگی-لغزش را برای میلگردها رسم نمود؛ اما باید دقت شود در این آزمایش بتن تحت فشار است و میلگرد کشیده می شود در صورتی که در سازه واقعی بتن و میلگرد با هم تحت کشش یا فشار می باشند؛ بنابراین، آزمایش بیرون کشیدگی نماینده رفتار پیوستگی بتن و فولاد در تیرها نیست. همچنین، این آزمایش تنش پیوستگی را بیشتر از تنش پیوستگی واقعی در یک تیر نشان می دهد. لذا استفاده از این آزمایش برای اهداف طراحی مناسب نیست [۱۱].



شکل ۱ آزمایش بیرون کشیدگی [9]

آزمایش میلگرد در گیر در بتن

در این آزمایش، یک میلگرد درگیر شده در یک استوانه بتنی از دو طرف تحت نیروی کششی قرار می‌گیرد. با ازدیاد نیرو، ترک‌های کششی در بتن ایجاد می‌شود. با رسیدن ترک به سطح میلگرد، تنش پیوستگی در امتداد ترک صفر شده و بین دو ترک متوالی از میلگرد به بتن توسعه می‌یابد. شکل (۲) شماتیکی از آزمایش میلگرد درگیر در بتن را نشان می‌دهد.

از جمله مطالعاتی که با استفاده از این آزمایش اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی را بررسی کرده‌اند، می‌توان به مطالعات شایان‌فر و قلعه‌نوی [4]، آمله و میرزا [12]، دای و همکاران [13]، آریانتو و شینوهر [14] و کیم و همکاران [15] اشاره کرد.

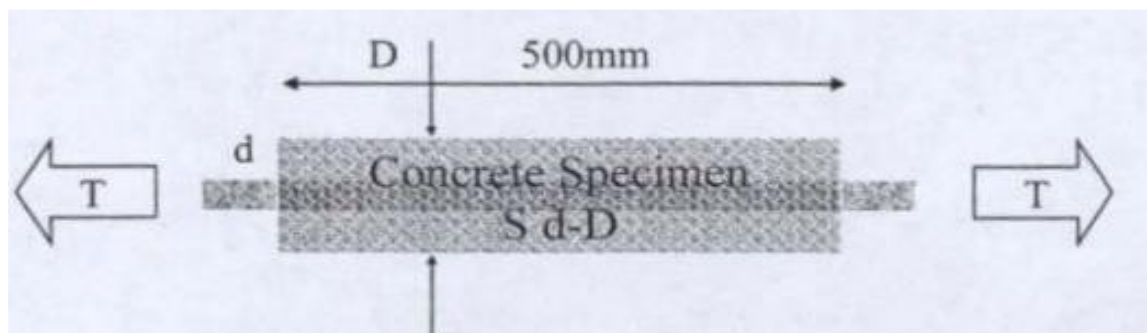
با استفاده از این آزمایش نمودار تنش پیوستگی -

لغزش رسم نمی‌شود؛ اما با توجه به اینکه در این آزمایش بتن تحت کشش است، این آزمایش شباهت بیشتری به رفتار میلگرد در یک تیر بتنی دارد [۱۱].

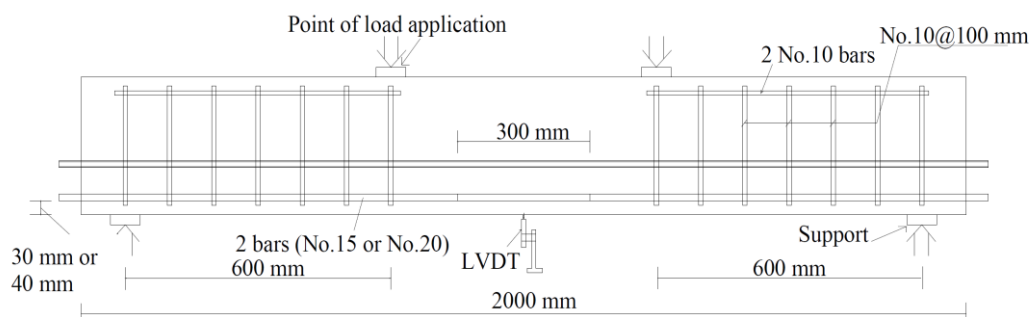
آزمایش تیر وصله‌دار

با استفاده از این آزمایش می‌توان به‌طور واقع‌بینانه برآورده نمود. همچنین به‌منظور تعیین مقاومت پیوستگی بین بتن و میلگرد برای اهداف طراحی، می‌توان از این آزمایش استفاده کرد.

مطالعات کمی با استفاده از این آزمایش برای بررسی اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی انجام شده است. از جمله این مطالعات می‌توان به مطالعه شیها تا [16] اشاره کرد.

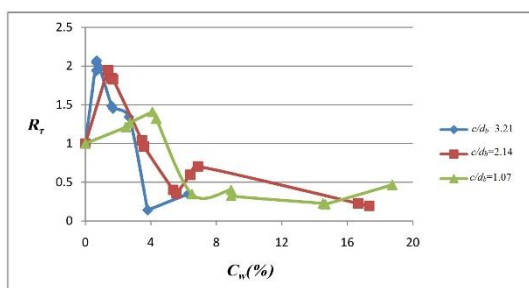


شکل ۲ آزمایش میلگرد درگیر در بتن [4]

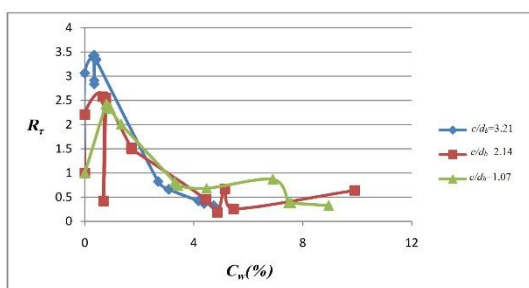


شکل ۳ آزمایش پیوستگی تیر واقعی با وصله [16]

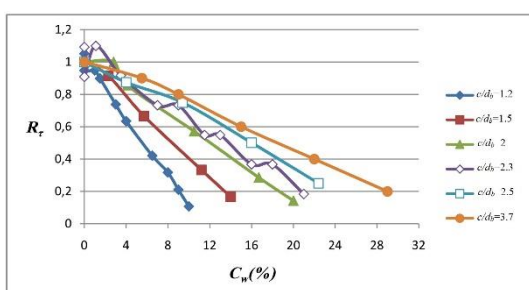
با c/d_b های ۱/۲، ۱/۵، ۲، ۲/۳، ۲/۵ و ۳/۷ است. مقاومت نسبی این نمونه‌ها در مقابل درصد خوردگی برای c/d_b های مختلف در شکل (۴-ج) نشان داده شده است.



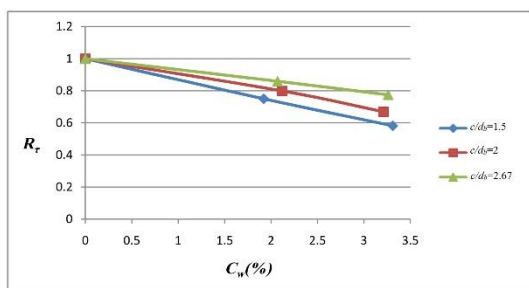
الف) آزمایش بیرون کشیدگی [9] $w/c=0.75$



ب) آزمایش بیرون کشیدگی [9] $w/c=0.4$



ج) آزمایش میلگرد درگیر در بتن [4]



د) آزمایش تیرهای وصله‌دار [16]

شکل ۴ اثر c/d_b بر روی مقاومت پیوستگی میلگردهای خورده‌شده

اثر c/d_b بر روی مقاومت پیوستگی میلگردهای خورده شده با بتن

مطالعات کمی در مورد اثر نسبت پوشش بتن به قطر میلگرد (c/d_b) بر روی مقاومت پیوستگی بین بتن و میلگرد خورده شده انجام شده است. در میان مطالعات ذکر شده در بخش ۲، مطالعات شایان‌فر و قلعه‌نوی [4]، یالسنیر و همکاران [9] و شیها [16]، اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی نسبی (R_r) بین میلگرد و بتن با c/d_b های مختلف تحت آزمایش‌های گوناگون را بررسی کرده‌اند. مقاومت پیوستگی نسبی (R_r) به صورت نسبت مقاومت پیوستگی نمونه خورده شده (τ_{uc}) به مقاومت پیوستگی نمونه خورده نشده متناظر با آن (τ_{u0}) تعریف می‌شود:

$$R_r = \frac{\tau_{uc}}{\tau_{u0}} \quad (1)$$

در سال ۲۰۱۲، یالسنیر و همکاران [9]، با استفاده از آزمایش بیرون کشیدگی اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی را بررسی کردند. بررسی آنها شامل ۹۰ نمونه با c/d_b های ۱/۰۷، ۲/۱۴ و ۳/۲۱ تحت درصدهای خوردگی مختلف بود. مقاومت پیوستگی نسبی این نمونه‌ها برای بتن با مقاومت فشاری ۲۳ و ۵۱ مگاپاسکال با c/d_b های مختلف در مقابل درصد خوردگی میلگرد (C_w) به ترتیب در شکل‌های (۴-الف و ب) نشان داده شده است. C_w مقدار خوردگی میلگرد است که به صورت ذیل محاسبه می‌شود:

$$C_w = \frac{\bar{m}_0 l - m_c}{\bar{m}_0 l} \quad (2)$$

که در آن $\bar{m}_0$ وزن واحد طول میلگرد خورده نشده، l طول میلگرد خورده شده و m_c وزن میلگرد بعد از خورده شدن است.

در سال ۲۰۰۷، شایان‌فر و قلعه‌نوی [4]، اثر c/d_b را بر روی مقاومت پیوستگی با استفاده از نمونه‌های میلگرد درگیر در بتن تحت خوردگی بررسی کردند. این مطالعه شامل ۵۸ نمونه است که ۱۴ نمونه آنها به عنوان نمونه کنترل و ۴۴ نمونه دیگر تحت مراحل مختلف خوردگی

مدل‌های ارائه شده برای تخمین مقاومت

پیوستگی نسبی

همان‌طور که در بخش ۱ ذکر شد، مقاومت پیوستگی با افزایش خوردگی ابتدا افزایش می‌یابد و پس از رسیدن به خوردگی بحرانی (C_{cr}) کاهش می‌یابد. سطح خوردگی بحرانی که بعد از آن مقاومت پیوستگی شروع به کاهش می‌کند، به مقدار خوردگی لازم برای ترک خوردن پوشش بتن مربوط می‌شود. این سطح خوردگی بحرانی در تحقیقات گذشته در محدوده $0/۸۴$ تا ۲ درصد ذکر شده است که در جدول (۱) آورده شده است.

مدل‌های کاهش مقاومت پیوستگی ارائه شده توسط محققان قبلی در جدول (۱) ارائه شده است. همان‌طور که دیده می‌شود در بیشتر مدل‌های ارائه شده اثر c/d_b در نظر گرفته نشده است.

در مدل شایان‌فر و قلعه‌نوی [4] اثر c/d_b در نظر گرفته شده است. در آزمایش میلگرد درگیر در بتن بعد از بارگذاری ترک‌های عرضی بر روی نمونه ایجاد می‌شود. بر اساس فاصله ترک‌های عرضی مقاومت پیوستگی محاسبه می‌شود. در این مدل C_u مقدار خوردگی است که بعد از بارگذاری هیچ ترک عرضی در نمونه ایجاد نشود. به عبارت دیگر، فراتر از این خوردگی مقاومت پیوستگی به حداقل مقدار خود و نزدیک صفر رسیده است.

در سال ۲۰۱۱، شیپاتا [16] اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی ۹ تیر بتن مسلح وصله‌دار را بررسی کرد. در این مطالعه، تیرها دارای مقطع ۲۰۰×۳۰۰ میلی‌متر با c/d_b های $۱/۵$ ، ۲ و $۲/۶۷$ بودند و تحت خوردگی‌های ۰ ، $۲/۵$ ، ۵ درصد قرار گرفتند. مقاومت پیوستگی نسبی این نمونه‌ها در مقابل درصد خوردگی برای c/d_b های مختلف در شکل (۴-د) نشان داده شده است.

با مشاهده شکل (۴) همان‌طور که قبلاً ذکر شد در خوردگی‌های کم مقاومت پیوستگی افزایش می‌یابد و در درصدهای خوردگی بالا مقاومت پیوستگی کاهش می‌یابد. همچنین، شکل‌های (۴-ج و د) نشان می‌دهند با افزایش c/d_b ، شیب منحنی در قسمت نزولی کاهش می‌یابد؛ اما از شکل‌های (۴-الف و ب) که با استفاده از آزمایش بیرون کشیدگی به دست آمده است، نمی‌توان به چنین نتیجه‌ای دست پیدا کرد؛ بنابراین همان‌طوری که در بخش قبل ذکر شد نتایج مقاومت پیوستگی آزمایش میلگرد درگیر در بتن به نتایج تیرهای وصله‌دار شباهت بیشتری دارد.

بنابراین در این مطالعه از نتایج آزمایش میلگرد درگیر در بتن برای مدل‌سازی اثر c/d_b بر روی مقاومت پیوستگی نسبی میلگردهای خورده شده استفاده شده است.

جدول ۱ مدل‌های مقاومت پیوستگی نسبی و خوردگی بحرانی

مرجع	رابطه	$C_{cr}(\%)$
بارگاوا و همکاران [17]	$R_t = e^{-0.117(C_w - 1.5\%)}$	$۱/۵$
کابرا [18]	$R_t = 1 - 0.056C_w$	$۰/۸۴$
لی و همکاران [8]	$R_t = e^{-0.0561C_w}$	-
چانگ و همکاران [19]	$R_t = 0.116 \left(\frac{C_w}{100} \right)^{-0.55}$	۲
شایان‌فر و قلعه‌نوی [4]	$R_t = 0.932 + 0.044 \frac{c}{d_b} - 0.823 \frac{C_w}{C_u}$	-

مدل پیشنهادی

در این بخش با استفاده از نتایج نمونه‌های میلگرد درگیر در بتن ارائه شده توسط شایان‌فر و قلعه‌نوی [4] که در جدول (۲) آورده شده، به ارائه مدلی برای تخمین کاهش مقاومت پیوستگی ناشی از خوردگی پرداخته شده است.

جدول ۲ اطلاعات نمونه‌های میلگرد درگیر در بتن [4]

شماره نمونه	c/d_b	$C_w(\%)$	τ_{uc}	R_t
۱	۲	۰/۰	۳/۲۹	۱/۰۰
۲	۲	۰/۰	۳/۲۹	۱/۰۰
۳	۲	۲/۸	۳/۲۹	۱/۰۰
۴	۲	۴/۱	۲/۸۲	۰/۸۶
۵	۲	۱۰/۵	۱/۸۸	۰/۵۷
۶	۲	۱۶/۷	۰/۹۴	۰/۲۹
۷	۲	۲۰/۰	۰/۴۷	۰/۱۴
۸	۳/۷	۰/۰	۶/۶۵	۱/۰۰
۹	۳/۷	۰/۰	۶/۶۵	۱/۰۰
۱۰	۳/۷	۵/۵	۵/۹۹	۰/۹
۱۱	۳/۷	۹/۰	۵/۳۲	۰/۸۰
۱۲	۳/۷	۱۵/۰	۳/۹۹	۰/۶۰
۱۳	۳/۷	۲۲/۰	۲/۶۶	۰/۴۰
۱۴	۳/۷	۲۹/۰	۱/۳۳	۰/۲۰
۱۵	۱/۲	۰/۰	۲/۹۵	۱/۰۵
۱۶	۱/۲	۰/۰	۲/۶۶	۰/۹۵
۱۷	۱/۲	۱/۰	۲/۶۶	۰/۹۵
۱۸	۱/۲	۱/۵	۲/۵۲	۰/۹۰
۱۹	۱/۲	۳/۰	۲/۰۷	۰/۷۴
۲۰	۱/۲	۴/۰	۱/۷۸	۰/۶۳
۲۱	۱/۲	۶/۵	۱/۱۸	۰/۴۲
۲۲	۱/۲	۸/۰	۰/۸۹	۰/۳۱
۲۳	۱/۲	۹/۰	۰/۵۹	۰/۲۱
۲۴	۱/۲	۱۰/۰	۰/۳۰	۰/۱۱
۲۵	۲/۳	۰/۰	۵/۲۳	۱/۰۹
۲۶	۲/۳	۰/۰	۴/۳۵	۰/۹۱
۲۷	۲/۳	۱/۱	۵/۲۷	۱/۱۰
۲۸	۲/۳	۳/۵	۴/۳۹	۰/۹۲
۲۹	۲/۳	۷/۰	۳/۵۱	۰/۷۳

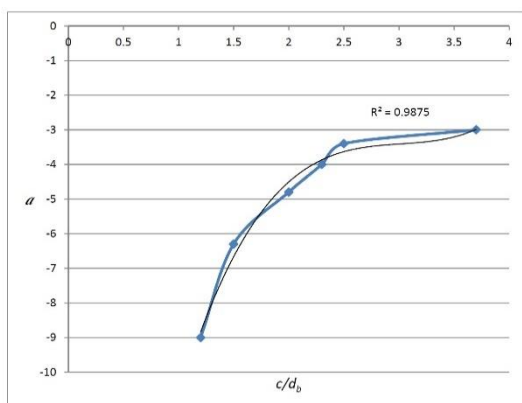
۳۰	۲/۳	۹/۰	۳/۵۱	۰/۷۳
۳۱	۲/۳	۱۱/۵	۲/۶۳	۰/۵۵
۳۲	۲/۳	۱۳/۰	۲/۶۳	۰/۵۵
۳۳	۲/۳	۱۶/۰	۱/۷۶	۰/۳۷
۳۴	۲/۳	۱۸/۰	۱/۷۶	۰/۳۷
۳۵	۲/۳	۲۱/۰	۰/۸۸	۰/۱۸
۳۶	۳/۷	۰/۰	۵/۹۸	۱/۰۰
۳۷	۳/۷	۰/۰	۵/۹۸	۱/۰۰
۳۸	۳/۷	۱/۸	۶/۹۸	۱/۱۷
۳۹	۳/۷	۲/۵	۵/۹۸	۱/۰۰
۴۰	۳/۷	۵/۰	۵/۹۸	۱/۰۰
۴۱	۳/۷	۷/۰	۵/۹۸	۱/۰۰
۴۲	۳/۷	۱۲/۰	۴/۹۸	۰/۸۳
۴۳	۳/۷	۱۵/۵	۴/۹۸	۰/۸۳
۴۴	۳/۷	۲۰/۰	۳/۹۹	۰/۶۷
۴۵	۳/۷	۲۶/۵	۲/۹۹	۰/۵۰
۴۶	۳/۷	۳۲/۰	۱/۹۹	۰/۳۳
۴۷	۱/۵	۰/۰	۳/۶۶	۱/۰۰
۴۸	۱/۵	۰/۰	۳/۶۶	۱/۰۰
۴۹	۱/۵	۲/۳	۳/۳۵	۰/۹۲
۵۰	۱/۵	۵/۷	۲/۴۴	۰/۶۷
۵۱	۱/۵	۱۱/۲	۱/۲۲	۰/۳۳
۵۲	۱/۵	۱۴/۰	۰/۶۱	۰/۱۷
۵۳	۲/۵	۰/۰	۵/۶۷	۱/۰۰
۵۴	۲/۵	۰/۰	۵/۶۷	۱/۰۰
۵۵	۲/۵	۴/۰	۴/۹۶	۰/۸۷
۵۶	۲/۵	۹/۴	۴/۲۵	۰/۷۵
۵۷	۲/۵	۱۶/۰	۲/۸۴	۰/۵۰
۵۸	۲/۵	۲۲/۴	۱/۴۲	۰/۲۵

در این مدل اثر c/d_b در نظر گرفته شده است. برای این هدف، معادلهٔ بهترین منحنی برازش شده (با نرم‌افزار اکسل) در شاخهٔ نزولی برای c/d_b های مختلف به دست آورده شده است. در همهٔ این منحنی‌ها بهترین منحنی برازش شده به صورت خطی (درجه اول) است. a شیب این خط‌های برازش شده برای هر c/d_b است. شکل (۵)

شکل (۶) نشان می‌دهد رابطه بین c/d_b و a به صورت منحنی درجه سه است. در شکل (۶) منحنی برازش شده رسم شده و مقدار R^2 آن آورده شده است. رابطه بین c/d_b و a به صورت زیر است:

$$a = 0.845 \left(\frac{c}{d_b} \right)^3 - 7.646 \left(\frac{c}{d_b} \right)^2 + 23.25 \left(\frac{c}{d_b} \right) - 27.2 \quad (۳)$$

با مقایسه خوردگی بحرانی در c/d_b های مختلف مشاهده می‌شود، رابطه خاصی بین خوردگی بحرانی و c/d_b وجود ندارد.

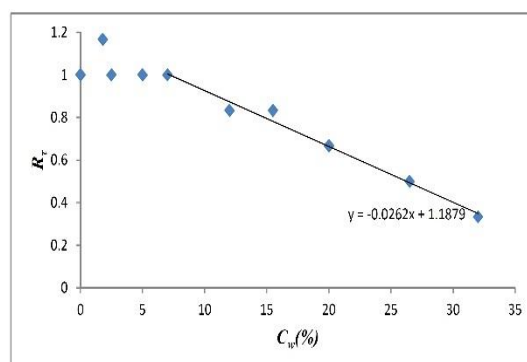


شکل ۶ اثر c/d_b بر روی شیب منحنی قسمت نزولی

بنابراین، مقدار خوردگی بحرانی با استفاده از میانگین‌گیری خوردگی بحرانی برای مقادیر مختلف c/d_b محاسبه می‌شود. این مقدار برابر ۱/۲ درصد است که در محدوده‌ای که محققان قبلی ذکر کرده‌اند و در جدول (۱) نشان داده شده، قرار گرفته است.

با جایگذاری معادله خط در شاخه نزولی منحنی مقاومت پیوستگی نسبی و در نظر نگرفتن افزایش مقاومت پیوستگی در خوردگی‌های کمتر از خوردگی‌های بحرانی، رابطه مقاومت پیوستگی نسبی به صورت رابطه (۴) خلاصه می‌شود:

نمونه‌ای از نحوه محاسبه a برای $c/d_b = ۳/۷$ را نشان می‌دهد. R^2 ضریب همبستگی معادلات خط با نتایج آزمایشگاهی است که در جدول (۳) برای هر دسته c/d_b آورده شده است. خوردگی بحرانی (C_{cr}) مقدار خوردگی است که در خوردگی‌های بزرگ‌تر از آن مقاومت پیوستگی کاهش می‌یابد. برای به دست آوردن مقدار خوردگی بحرانی، در معادله خط به دست آمده برای هر c/d_b ، مقدار مقاومت پیوستگی نسبی را برابر یک قرار داده و مقدار خوردگی متناظر با آن محاسبه می‌شود.



شکل ۵ خط برازش شده برای $c/d_b = ۳/۷$

در جدول (۳) مقادیر a ، C_{cr} و R^2 آورده شده است. جدول (۳) نشان می‌دهد با افزایش c/d_b شیب منحنی (a) کاهش می‌یابد. برای یافتن رابطه بین آنها مقادیر c/d_b در مقابل a در شکل (۶) رسم شده است.

جدول ۳ پارامترهای معادلات خط برازش داده شده

c/d_b	a	$C_{cr}(\%)$	R^2
۱/۲	-۰/۰۹	۰/۱۵	۰/۹۹۷
۱/۵	-۰/۰۶۳	۰/۷۴	۰/۹۹۸
۲	-۰/۰۴۸	۱/۸۹	۰/۹۹۳
۲/۳	-۰/۰۴	۱/۲۷	۰/۹۷۷
۲/۵	-۰/۰۳۴	۱/۱۷	۰/۹۸۹
۳/۷	-۰/۰۳	۲/۰۶	۰/۹۹۹

دهنده مقاومت نسبی آزمایشگاهی و نتایج مقاومت نسبی مدل‌های تئوری است.

برای ارزیابی مدل علاوه بر نمونه‌های ارائه شده در مدل‌سازی نمونه‌های ارائه شده توسط آمله و میرزا [12] نیز استفاده شده است. آمله و میرزا [12] در سال ۱۹۹۹، مطالعه‌ای در مورد اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی با استفاده از آزمایش میلگرد درگیر در بتن انجام دادند. مطالعه آنها شامل ۸ نمونه به طول ۱۰۰۰ میلی‌متر است.

شاخص‌های آماری برای نمونه‌های موجود در مدل‌سازی و نمونه‌های آمله و میرزا [12] محاسبه شد. این اطلاعات در جدول (۴) ارائه شده است.

همان‌طور که در جدول (۴) مشاهده می‌شود مدل پیشنهادی نسبت به مدل‌های دیگر، با توجه به نتایج آماری دارای خطای کمتری است. به‌طوری‌که خطای کلی (e_{tot}) در مدل پیشنهادی نسبت به مدل شایان‌فر و قلعه‌نوی [4]، بارگاوا و همکاران [17]، کابرا [18]، لی و همکاران [8] و چانگ و همکاران [19] به ترتیب ۱۸، ۷۰، ۷۷، ۵۵ و ۶۴ درصد کاهش یافته است. شکل (۷) عملکرد مدل پیشنهادی و مدل‌های ارائه شده در این مطالعه را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۷) مشاهده می‌شود، ضریب همبستگی مدل پیشنهادی نسبت به دیگر مدل‌ها بزرگ‌تر است. نتایج نشان می‌دهد مدل پیشنهادی دارای خطای کم‌تری است.

$$R_t = \begin{cases} 1C_w \leq 1.2 \\ 1 + [0.845(\frac{C}{d_b})^3 - 7.646(\frac{C}{d_b})^2] \\ +23.25(\frac{C}{d_b}) - 27.2 \end{cases} \quad C_w > 1.2 \quad (4)$$

ارزیابی مدل پیشنهادی مقاومت پیوستگی نسبی

به‌منظور ارزیابی و مقایسه مدل پیشنهادی با دیگر مدل‌ها از شاخص‌های استفاده شد. این شاخص‌های آماری عبارت‌اند از: ۱- میانگین مربع، ۲- متوسط قدر مطلق خطا، ۳- انحراف معیار و ۴- خطای کلی که به ترتیب با روابط (۵) تا (۸) تعیین می‌شوند:

$$MSE = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Theo_i - Expe_i}{Expe_i} \right)^2}{N} \quad (5)$$

$$AAE = \frac{\sum_{i=1}^N \left| \frac{Theo_i - Expe_i}{Expe_i} \right|}{N} \quad (6)$$

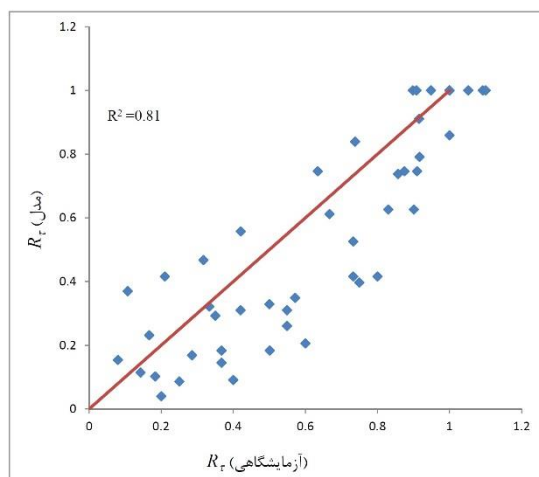
$$SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Theo_i - Theo_{avg}}{Expe_i - Expe_{avg}} \right)^2}{N-1}} \quad (7)$$

$$e_{tot} = 100 * \frac{\sum_{i=1}^N |Expe_i - Theo_i|}{\sum_{i=1}^N |Expe_i|} \quad (8)$$

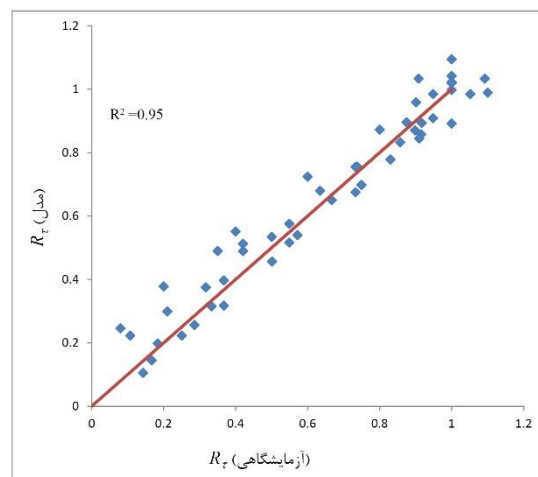
در رابطه‌های فوق، $Expe_i$ و $Theo_i$ به ترتیب نشان

جدول ۴ شاخص‌های آماری در مدل‌های مختلف

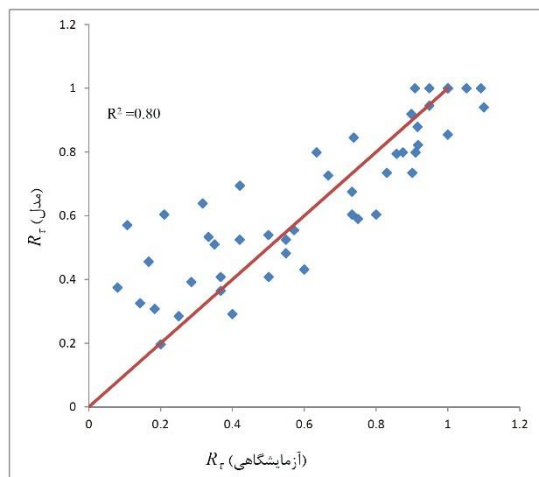
	MSE	AAE	SD	e_{tot}
شایان‌فر و قلعه‌نوی [4]	۳/۰۱	۱۱/۴۱	۱۷/۱۲	۸/۱۴
بارگاوا و همکاران [17]	۸۹/۲۴	۵۲/۴۸	۹۰/۲۵	۲۲/۰۳
کابرا [18]	۴۱۴۱/۳۶	۱۴۸/۳۶	۶۵۱/۷۹	۲۸/۷۱
لی و همکاران [8]	۷/۷۱	۱۸/۵۸	۲۷/۴۴	۱۴/۶۷
چانگ و همکاران [19]	۱۳/۰۹	۲۶/۱۳	۳۵/۴۳	۱۸/۷۰
مدل پیشنهادی	۲/۷۱	۹/۷۴	۱۶/۰۹	۶/۶۵



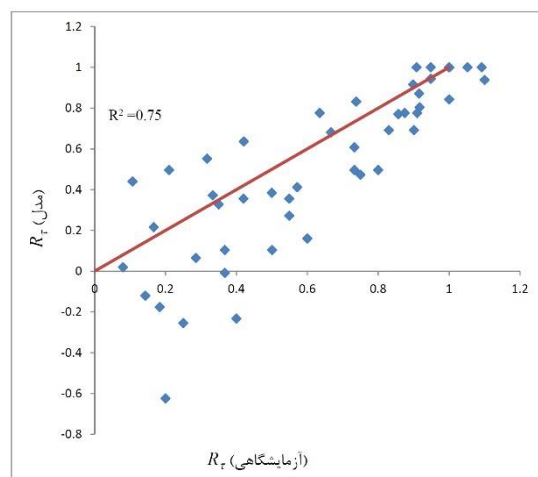
(ب) بارگاو و همکاران [17]



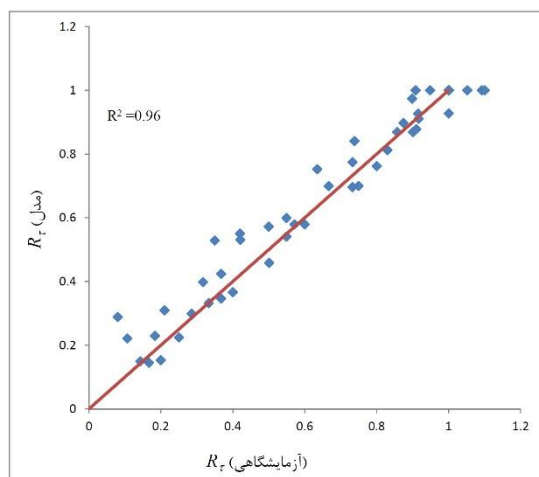
(الف) مدل شایانفر و قلعه‌نوی [4]



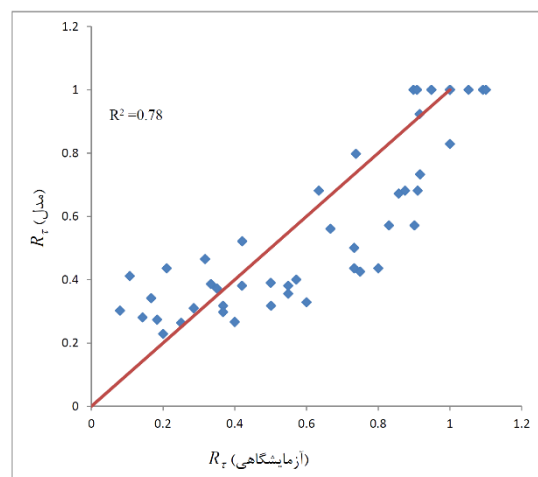
(د) لی و همکاران [8]



(ج) کابرا [18]



(و) مدل پیشنهادی



(ه) چانگ و همکاران [19]

شکل ۷ مقایسه‌ی بین نتایج آزمایشگاهی و مقاومت پیوستگی نسبی تخمین زده شده

مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای وصله‌دار

در این بخش از مدل پیشنهادی ارائه شده در بخش قبل برای تخمین مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای وصله‌دار استفاده می‌شود و نتایج مدل پیشنهادی با نتایج مدل شیپاتا [16] مقایسه می‌شود.

همان‌طور که در بخش ۲ ذکر شد مطالعه کمی بر روی مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای وصله‌دار انجام شده است. از جمله مطالعاتی که بر روی این نوع آزمایش انجام شده است مطالعه شیپاتا [16] است. اطلاعات مربوط به آزمایش‌های شیپاتا [16] در جدول (۵) آورده شده است.

جدول ۵ اطلاعات نمونه‌های آزمایش‌های شیپاتا [16]

شماره نمونه	c/d_b	$C_w(\%)$	τ_{uc}	R_T
۱	۱/۵	۰/۰۰	۴/۲۸	۱/۰۰
۲	۱/۵	۱/۹۲	۳/۲۱	۰/۷۵
۳	۱/۵	۳/۳۱	۲/۴۹	۰/۵۸
۴	۲/۰	۰/۰۰	۴/۰۲	۱/۰۰
۵	۲/۰	۲/۱۲	۳/۲۱	۰/۸۰
۶	۲/۰	۳/۲۱	۲/۶۹	۰/۶۷
۷	۲/۵	۰/۰۰	۴/۲۶	۱/۰۰
۸	۲/۵	۲/۰۷	۳/۶۶	۰/۸۶
۹	۲/۵	۳/۲۶	۳/۳۰	۰/۷۷

برای استفاده از مدل پیشنهادی برای مقاومت نسبی پیوستگی تیرهای وصله‌دار نیاز است مدل پیشنهادی با نتایج آزمایش‌های شیپاتا [16] کالیبره شود؛ بنابراین باید شیب منحنی در شاخه نزولی با استفاده از ضریب α کالیبره شود. ضریب α به صورت زیر در مدل در نظر گرفته می‌شود:

$$R_T = \begin{cases} 1C_w \leq 1.2 \\ 1 + \alpha[0.845(\frac{c}{d_b})^3 - 7.646(\frac{c}{d_b})^2 + 23.25(\frac{c}{d_b}) - 27.2](C_w - 1.2) & C_w > 1.2 \end{cases} \quad (9)$$

ضریب α را می‌توان با کمک بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک محاسبه کرد، به طوری که مقدار خطای کلی (e_{tot}) که با استفاده از رابطه (۸) محاسبه می‌شود، به حداقل مقدار خود برسد. با انجام بهینه‌سازی بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی شیپاتا [16]، با جمعیت اولیه ۲۰۰، پس از ۲۰ تکرار و در نظر گرفتن محدوده α بین صفر تا ده، مقدار α برابر ۳ حاصل شد. این نشان می‌دهد شیب شاخه نزولی منحنی مقاومت پیوستگی نسبی برای تیر با میلگردهای وصله‌دار خورده شده بیشتر از شیب منحنی نمونه‌های میلگرد درگیر در بتن است. شیپاتا [16] رابطه (۱۰) را برای مقاومت نسبی

پیوستگی تیرهای وصله‌دار ارائه داد:

$$R_T = 1 - 0.1C_w \quad (10)$$

برای مقایسه مدل پیشنهادی و مدل شیپاتا [16] شاخص‌های آماری برای هر دو مدل محاسبه شد و در جدول (۶) ارائه شد.

جدول ۶ شاخص‌های آماری در مدل‌های مختلف

	e_{tot}	MSE	AAE	SD
شیپاتا [16]	۴/۴۸	۰/۵۸	۵/۱۴	۸/۰۴
مدل پیشنهادی	۳/۷۷	۰/۳۵	۳/۸۹	۴/۹۵

همان‌طور که در جدول (۶) مشاهده می‌شود مدل پیشنهادی مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای وصله‌دار را بهتر تخمین می‌زند. به طوری که استفاده از مدل پیشنهادی باعث کاهش ۱۶ درصدی خطای کلی نسبت به مدل شیپاتا [16] می‌شود. همچنین، ضریب همبستگی برای مدل شیپاتا [16] ۰/۸۶ و برای مدل پیشنهادی ۰/۹۲ است؛ که این ضریب هم نشان دهنده عملکرد بهتر مدل پیشنهادی است.

نتایج

در این تحقیق مطالعه‌ای بر روی تحقیقات آزمایشگاهی گذشته در زمینه مقاومت پیوستگی بین میلگردهای

مشاهده می شود مقاومت پیوستگی نسبی آزمایش های میلگرد درگیر در بتن شباهت بیشتری با آزمایش های تیرهای وصله دار واقعی دارد.

۳. مدل پیشنهادی در این مطالعه، مقاومت پیوستگی نسبی تیرهای وصله دار را نسبت به مدل شیپاتا بهتر تخمین می زند. به طوری که استفاده از این مدل باعث کاهش ۱۶ درصدی خطای کلی نسبت به مدل شیپاتا [16] می شود.

خورده شده و بتن انجام شد. در ادامه مقایسه ای بین آزمایش های مختلف برای تعیین مقاومت پیوستگی انجام گرفت و نهایتاً مدلی برای تعیین مقاومت پیوستگی تیرهای وصله دار ارائه شد. بر اساس این بررسی ها نتایج زیر به دست آمده است:

۱. نسبت پوشش بتن به قطر میلگرد اثر قابل توجهی بر روی مقاومت پیوستگی میلگردهای خورده شده در سطح های خوردگی یکسان دارد.
۲. با بررسی انجام گرفته بر روی نوع آزمایش ها،

مراجع

1. Duan, A., Dai, J.G. and Jin, W.L., "Probabilistic approach for durability design of concrete structures in marine environments", *ASCE, Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 27, No. 2, pp. 1-8, (2014).
2. Cairns, J., Du, Y. and Law, D.W., "Structural performance of corrosion-damaged concrete beams", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 60, No. 5, pp. 359-370, (2008).
3. Al Sulaimani, G.J., Kaleemullah, M., Basunbul, I.A. and Rasheeduzzafar, "Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members", *ACI, Structural Journal*, vol. 87, No. 2, pp. 220-231, (1990).
4. Shayanfar, M.A. and Ghaleenovi, M., "Corrosion effects on tension stiffening behavior Reinforced Concrete", *Computers and Concrete*, vol. 4, No. 5, pp. 403-424, (2007).
5. Law, M.W., Tang, D., Molyneaux, T.K.C. and Gravina, R., "Impact of crack width on bond: confined and unconfined rebar", *Materials and Structures*, Vol. 44, No. 7, pp. 1287-1296, (2011).
6. Tondolo, F., "Bond behaviour with reinforcement corrosion", *Construction and Building Materials*, Vol. 93, pp. 926-932, (2015).
7. Zhang, X., Liang, X., Wang, Z., Huang, H. and Zhou, H., "An Experimental Study on Effect of Steel Corrosion on the Bond-Slip Performance of Reinforced Concrete", *5th International Conference on Durability of Concrete Structures*, (2016).
8. Lee, H.S., Noguchi, T. and Tomosawa, F., "Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion", *Cement and Concrete Research*, vol. 32, No. 3, pp. 1313-1318, (2002).
9. Yalciner, H., Eren, O. and Sensoy, S., "An experimental study on the bond strength between reinforcement bars and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level", *Cement and Concrete Research*, vol. 42, No. 5, pp. 643-655, (2012).

10. Zhang, W.P., Chen, H. and Gu, X.L., "Bond behaviour between corroded steel bars and concrete under different strain rates", *Magazine of Concrete Research*, vol. 68, No. 7, pp. 364-378, (2016).
۱۱. مستوفی نژاد، د.، سازه‌های بتن آرمه (جلد دوم)، اصفهان، انتشارات ارکان دانش، (۱۳۸۸).
12. Amleh, L. and Mirza, S., "Corrosion Influence on Bond between Steel and Concrete", *ACI, Structural Journal*, vol. 96, No. 3, pp. 415-423, (1999).
13. Dai, J., Kato, E., Iwanami, M. and Yokota, "Cracking and tension stiffening behavior of corroded RC members", *Report of the port and airport research institute*, vol. 46, No. 2, pp. 1-24, (2007).
14. Aryanto, A. and Shinohara, Y., "Bond Behavior between Steel and Concrete in Low Level Corrosion of Reinforcing Steel", 15 WCEE, (2012).
15. Kim, H.R., Choi, W.C., Yoon, S.C. and Noguchi, T., "Evaluation of Bond Properties of Reinforced Concrete with Corroded Reinforcement by Uniaxial Tension Testing", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 10, No. 3, pp. 43-52, (2016).
16. Shihata, A., "CFRP strengthening of RC beam with corroded lap spliced steel bars", Master of Applied Science Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Canada, (2011).
17. Bhargava, K., Ghosh, A.K., Mori, Y., Ramanujam, S., "Suggested Empirical Models for Corrosion-Induced Bond Degradation in Reinforced Concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, No. 2, 2008, pp. 221-230.
18. Cabrera, J.G., "Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion", *Cement and Concrete Composite*, vol. 18, No. 1, 1996, pp. 47-59.
19. Chung, L., Kim, J.J. and Yi, S., "Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars", *Cement and Concrete Composite*, vol. 30, No. 7, 2008, pp. 603-611.

بهینه‌سازی شبکه توزیع آب با الگوریتم ژنتیک موجود در مدل Water Gems (مطالعه موردی: شهر رویدر استان هرمزگان)*

(یادداشت پژوهشی)

سعید خلیفه^(۱) غلامعباس بارانی^(۲) وحید خلیفه^(۳) محمد ذونعمت کرمانی^(۴)

چکیده بیشترین هزینه پیش‌بینی برای یک شبکه توزیع آب، در مقایسه با بخش طراحی و نظارت به امور اجرایی آن پروژه مربوط می‌شود. اگر هدف کاهش هزینه باشد، با کاهش هزینه لوله‌های مورد استفاده در شبکه و فشار استاندارد آب در گره‌ها بخشی از این امر میسر می‌گردد. در این پژوهش بهینه‌سازی بر اساس تابع هدف بر اساس کاهش هزینه، بخشی از شبکه توزیع آب شهر رویدر واقع در استان هرمزگان مورد بررسی قرار گرفته است که با توجه به اقلیم خاص منطقه موردی (گرم و با رطوبت بالا) حائز اهمیت است. در بهینه‌سازی یک شبکه توزیع آب علاوه بر بعد مالی مسئله، باید به ابعاد دیگری همچون فشار، سرعت آب و افت در لوله‌ها که در طراحی شبکه نقش اساسی دارد توجه کرد. در پژوهش حاضر فشار مجاز و سرعت استاندارد در شبکه به عنوان قید محدودیت در نظر گرفته شده است. بدین منظور در این مطالعه شبکه توزیع با استفاده از مدل WaterGems تحلیل هیدرولیکی شده و بعد با نرم‌افزار matlab2014b کد نویسی شامل تابع هدف و بهینه‌سازی توسط الگوریتم ژنتیک با توجه به مشخصه شبکه انجام گرفته است. در پایان بهینه‌سازی از بین تعداد تکرارهای بهینه‌سازی بر اساس تابع هدف سناریویی که از نظر کاهش هزینه و بهبود فشار شبکه در وضعیت مطلوبی قرار داشت انتخاب شد که بعد از بهینه‌سازی، در حدود ۱۲ تا ۱۵ درصد از هزینه کل پروژه صرفه‌جویی صورت گرفته است.

واژه‌های کلیدی شبکه توزیع آب، Water Gems، مسائل هیدرولیکی، بهینه‌سازی، الگوریتم ژنتیک.

Optimization of Water Distribution Systems Using Genetic Algorithms in WaterGems model (Case study: part of Rooydar)

Saeid khalifeh Gholamabbas Barani Vahid Khalifeh Mohammad Zonemat-kermani

Abstract The highest cost of forecasting for a water distribution network is compared to the design and oversight section of the project. If the goal is to reduce costs, part of this can be achieved by reducing the cost of pipes used in the network and the standard pressure of water in the nodes. This study is a multiobjective optimization function that will be executed in Part of the water distribution network of the Rooydar city in Hormozgan. In optimization of water distribution network, In addition to financial problems, Should be noted to other aspects such as pressure and velocity of water in pipes which have key roles in network design. In the present study, the permitted pressure and standard speed in the network are considered as limitation constraints. For this purpose, in this study, the distribution network using the WaterGems model has been analyzed for hydraulic analysis, and then with coding software matlab2014b including target function and optimization by genetic algorithm according to the network characteristic. At the end of the optimization, Based on the dual objective function, in terms of cost reduction and improve network Pressure, a Scenario with good condition was chosen. This scenario caused a 12-15% reduction in costs.

Key Words Optimization, Water Distribution Network, Genetic Algorithm, Water GEMS.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۱۱/۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۷/۲۴ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول، دانشجوی دکتری، گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد. Email: Khalife_saeed@yahoo.com

(۲) استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان.

(۳) دانشیار، گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه شهید باهنر کرمان.

(۴) استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان.

مقدمه

شبکه‌های توزیع آب شهری از جمله زیرساخت‌هایی هستند که با توجه به هزینه‌های بالایی که در زمینه‌های ساخت، نگهداری و مصالح دارند، مورد توجه پژوهشگران مهندسی قرار گرفته‌اند. طیف وسیعی از تحقیقات صورت گرفته در زمینه بهینه‌سازی شبکه آبرسانی به کم کردن هزینه اختصاص یافته است. طراحی بهینه شبکه‌های آبرسانی شهری از موضوعات مهمی است که در این سال‌ها در صنعت آب مطرح بوده است.

اولین قسمتی که در این پروسه مطرح می‌شود، روش تحلیل شبکه است. منظور از روش تحلیل این است که با داشتن مشخصات و ابعاد اجزای شبکه بتوانیم دبی در لوله‌ها، بار هیدرولیکی در گره‌ها و غیره را محاسبه نماییم. قسمت دوم عبارت است از در نظر گرفتن شبکه آبرسانی در شرایط بحرانی محتمل برای شبکه و کنترل اینکه آیا می‌توان از عملکرد آن در این شرایط مطمئن بود یا خیر. قسمت سوم به کارگیری روش‌های مناسب برای بهینه‌سازی است.

در این پژوهش با تکیه بر مدل الگوریتم ژنتیک و تحلیل شبکه با نرم‌افزار Water Gems، از آن برای بهینه‌سازی شبکه توزیع آب شهر رویدر استفاده شده است.

طراحی شبکه توزیع آب بر اساس مبانی زیر صورت می‌پذیرد:

۱- جمعیت شهر و تراکم جمعیت ۲- سرانه آبی شهر
مورد مطالعه ۳- فشار مجاز مورد نیاز شبکه ۴- سرعت
آب در لوله‌ها ۵- تناسب طرح با ویژگی‌های توپوگرافی
منطقه ۶- اطمینان از کارکرد آن

با مروری بر مطالعات گذشته، دندی و همکاران (۱۹۹۶)، روشی را ارائه نمودند که در آن از الگوریتم ژنتیک به طور تکامل یافته‌تری استفاده می‌شد. آن‌ها در این روش از کد گذاری خاکستری استفاده کردند و عملکرد جهش الگوریتم ژنتیک را به صورت تابع گوسی

در نظر گرفتند. او برای نشان دادن مزایای این روش نسبت به روش‌های قبلی، شبکه توزیع آب شهر نیویورک را مورد بهینه‌سازی قرار داد، نتایج محاسبات نشانگر عملکرد بهتر این روش نسبت به روش الگوریتم ساده و روش‌های قبلی بود [10].

آلپرویتز و شامیر (۱۹۹۷)، از یک گرادیان برنامه‌ریزی خطی (LPG) در بهینه‌سازی شبکه توزیع آب استفاده کردند. در این طرح طول لوله و قطر لوله به عنوان متغیرهای طراحی بکار گرفته شد [9].

کاپلان و همکاران (۲۰۰۳)، تولهسون و همکاران (۲۰۰۴) و بابایان و همکاران (۲۰۰۴)، روش‌های بهینه‌سازی چندمنظوره شبکه‌های توزیع آب به روش الگوریتم ژنتیک را ارائه نمودند [11,12,13].

بهادریان و اردشیر (۲۰۰۹)، طرح نمونه‌گیری چندمنظوره برای کالیبراسیون شبکه‌های توزیع آب با استفاده از الگوریتم ژنتیک و شبکه عصبی را ارائه کردند [7].

کورکانا و همکاران (۲۰۱۶)، الگوریتم بهینه‌سازی جهت ایجاد مناطق محدوده متمرکز در یک سیستم توزیع آب را در نظر گرفتند [15].

محمدرضا پور و همکاران (۲۰۱۶)، بهینه‌سازی قطر لوله‌های شبکه آبرسانی شهری با استفاده از الگوریتم ژنتیک سریع آشفته و کرم شب‌تاب در مدل Relopt را ارائه داد [8].

لیون و همکاران (۲۰۱۷)، بهینه‌سازی انرژی جریان‌های عرضه‌شده از ایستگاه‌های پمپاژ چندگانه در شبکه‌های توزیع آب را ارائه دادند [16].

لیما و همکاران (۲۰۱۸)، طراحی مطلوب شبکه‌های آبرسانی با استفاده از یک روش بهبود انرژی را مورد مطالعه قرار دادند [17]. با توجه به تحقیقات صورت گرفته و نیز با توجه به سرعت و دقت بالاتر روش الگوریتم ژنتیک نسبت به سایر روش‌ها، این الگوریتم جهت بهینه‌سازی و نرم‌افزار Water Gems جهت تحلیل شبکه مورد استفاده قرار گرفت.

استان هرمزگان واقع شده است. (شکل ۱)
این شهرستان از جنوب به شهر بندرعباس از غرب به بندر خمیر و از شمال به استان فارس و از غرب به شهر رویدر محدود می شود. شهر رویدر در فاصله حدود ۱۵۰ کیلومتری شمال غربی بندرعباس قرار گرفته و از طریق جاده آسفالت به آن متصل می گردد. تأسیسات موجود آب مشروب رویدر از ۳ حلقه چاه عمیق تجهیز شده، دو دستگاه مخزن زمینی سنگی - سیمانی به ظرفیت ۱۰۰ و ۴۰۰ مترمکعبی، یک دستگاه مخزن زمینی بتنی جهت جمع آوری و ذخیره آب استحصالی از چاه ها به ظرفیت ۵۰۰ مترمکعب، خط انتقالی به طول تقریبی ۳ کیلومتر و حدود ۲۸ کیلومتر شبکه توزیع تشکیل شده است. (شکل ۲)

در این پژوهش بهینه سازی قسمتی از شبکه توزیع آب شهر رویدر استان هرمزگان با اقلیم خاص (گرم و رطوبت زیاد) در شرایط واقعی بر اساس هزینه کل سیستم با مدل مذکور صورت گرفته است.

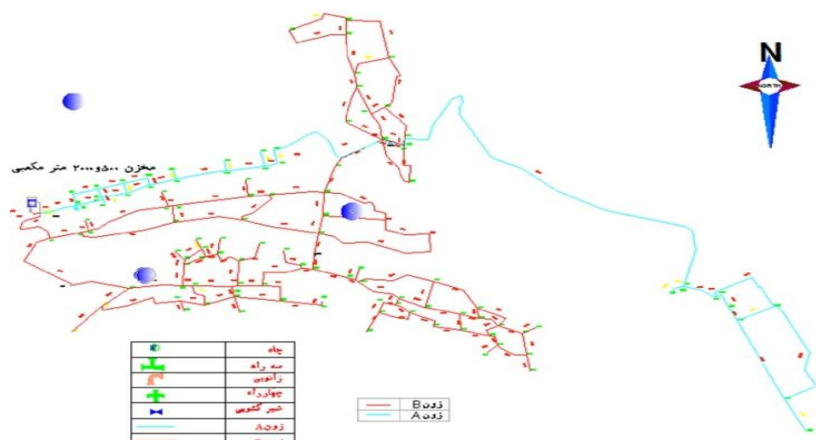
بهینه سازی توسط این مدل با هدف برقراری تعادل بین دو پارامتر سود و هزینه انجام می گیرد، بدین منظور یک بهینه سازی چندمنظوره است. برای اعمال محدودیت های فیزیکی و طبیعی، قیود موجود به تابع هدف افزوده شده اند.

مواد و روش ها

محدوده مطالعاتی در این پژوهش، شهر رویدر یکی از شهرستان های استان هرمزگان است که در شمال غربی



شکل ۱ منطقه مطالعاتی شهر رویدر استان هرمزگان



شکل ۲ شبکه توزیع آب شهری رویدر [۳]

جدول ۱ مشخصات منابع تأمین آب شهر رویدر

ردیف	نام چاه	X(utm)	Y(utm)	آبدهی (lit/s)
۱	چاه ۱	۳۴۳۸۹۹	۳۰۳۹۰۹۰	۲
۲	چاه ۲	۳۴۳۰۶۴	۳۰۳۸۷۵۳	۳
۳	چاه ۳	۳۴۱۸۵۷	۳۰۸۸۹۳	۷

مخازن موجود مربوط به شهر رویدر شامل سه باب مخزن زمینی شامل مخزن ۱۰۰ و ۴۰۰ و ۵۰۰ مترمکعبی در داخل شهر است آب چاه‌های ۱ و ۲ ابتدا به مخزن ۵۰۰ مترمکعبی وارد می‌شود. این مخزن در سال ۱۳۸۴ ساخته شده است. مخازن ۴۰۰ و ۱۰۰ مترمکعبی به ترتیب در سال‌های ۱۳۶۴ و ۱۳۵۹ ساخته شده‌اند و به بهره‌برداری رسیده‌اند. لازم به ذکر است تعداد مشترکین شهر رویدر در حال حاضر حدود ۱۷۰۰ اشتراک است.

لوله‌های شبکه توزیع از جنس آریست سیمان و پلی اتیلن و فولادی از قطرهای ۶۳ الی ۲۵۰ میلی متر تشکیل شده که این لوله‌ها به طور نامنظم و غیراصولی و در حاشیه‌های شهر اکثراً به صورت انشعابی به هم اتصال داده شده است.

درمجموع تأسیسات موجود دارای معایبی از قبیل اجرای غیراصولی شبکه و متعادل نبودن دبی و فشار در سیستم و نحوه اتصال لوله‌ها به هم که به صورت انشعابی است، می‌باشد.

در شرایط حاضر ۳ حلقه چاه شماره ۱ و ۲ و ۳ آب موردنیاز شهر رویدر را تأمین می‌نمایند، (شکل ۳) مشخصات این منابع در جدول (۱) ارائه گردیده است، در ضمن تأمین آب فضای سبز شهر رویدر توسط چشمه‌ها انجام می‌گیرد.



شکل ۳ محل چاه‌های شهر رویدر

جدول ۲ مصارف سرانه کل آب شهر رویدر در طی سال‌های دوره طرح [۳]

مصرف سال	خانگی (Lpcd)	اداری (Lpcd)	تجاری (Lpcd)	تلفات (Lpcd)	جمع کل (Lpcd)
۱۳۹۵	۱۲۵/۹۶	۱۱/۳۶	۶/۲۶	۲۷/۲	۱۷۱/۶
۱۴۰۰	۱۲۷/۳۶	۱۲/۱۶	۷/۱۶	۲۷/۵	۱۷۴/۸۴
۱۴۰۵	۱۲۸/۷۶	۱۳/۰۶	۸/۰۶	۲۷/۷۵	۱۷۸/۰۶
۱۴۱۰	۱۳۰/۶	۱۳/۹۶	۸/۹۶	۲۷/۹۵	۱۸۱/۲۵
۱۴۱۵	۱۳۵/۸۷	۱۵	۱۰	۲۴/۱۳	۱۸۵

۴. تجزیه و تحلیل نتایج و خروجی‌های مدل از دیدگاه مهندسی و ارائه پیشنهادها.

پس از مدل کردن تمامی اجزاء شبکه، لیست لوله‌های سیستم که بخش اساسی هزینه و نقش اصلی در تعیین میزان افت فشار در شبکه را ایفا می‌کنند، به مدل الگوریتم بهینه‌ساز ایجاد شده در نرم‌افزار «متلب» وارد می‌شود.

مدل طراحی شده با استفاده از الگوریتم ژنتیک، تمامی گزینه‌های ممکن بهینه را تعیین کرده و بهترین گزینه با مقایسه مهندسی انتخاب می‌شود (کنترل اجرایی بودن طرح و رعایت قطر لوله در مسیر لوله‌های فرعی به اصلی). بهترین گزینه بهینه ممکن خروجی مدل دوباره به مدل و اترجمز وارد شده و صحت محاسبات پس از اجرای شبکه، تأیید می‌شود.

سپس با استفاده از توانایی این نرم‌افزار در برآورد ریالی پروژه، کمترین هزینه در بهترین شرایط هیدرولیکی شبکه آب‌رسانی با نگاه کارشناسی انتخاب خواهد شد.

هیدرولیک خطوط انتقال و شبکه توزیع و نحوه محاسبه افت فشار در مسیر

اصولاً بین سه مشخصه مهم هیدرولیکی خط لوله سرعت، قطر و افت حرکت سیالات در لوله‌ها رابطه زیر برقرار است:

$$h = f(d, v) \quad (1)$$

در این رابطه: h : ارتفاع نظیر افت و d : قطر لوله و v : سرعت جریان

هنگامی که انرژی پتانسیل سیال در ابتدای لوله بیش از انتهای آن باشد سیال در لوله به جریان خواهد افتاد. اختلاف انرژی پتانسیل لازم جهت حرکت سیال را می‌توان به روش‌های گوناگون محاسبه نمود.

عموماً مبنای این روش‌ها بر پایه سری پایه‌گذاری شده که به صورت فرمول ریاضی زیر بیان می‌شود:

$$Q = K S^a R^b \quad (2)$$

در این رابطه K ضریبی است که به جنس لوله

در نهایت میزان کل آب مصرفی شهرویدر با توجه به مصارف به دست آمده در طی سال‌های دوره طرح به شرح جدول (۲) برآورد می‌گردد.

نتایج به دست آمده از جدول بالا نشان می‌دهد که میزان مصرف آب شهر رویدر در سال افق طرح (۱۴۱۵) با توجه به آمار اخذ شده و با توجه به متوسط استاندارد وزارت نیرو حدود ۱۸۵ لیتر نفر در روز است.

ساخت مدل شبکه آب‌رسانی در نرم‌افزار و اترجمز

نرم‌افزار و اترجمز با قابلیت اتصال به نرم‌افزارهای Arc GIS، اتوکد و نرم‌افزارهای شرکت مایکروسافت یک پل ارتباطی کامل در زمینه طراحی شبکه‌های آب‌رسانی را به وجود آورده که ضمن قابلیت بالا در شبیه‌سازی سیستم شامل انواع لوله‌ها، مخازن، اتصالات و کلیه جزئیات فیزیکی و شیمیایی موجود، توانایی مدل کردن شبکه آب‌رسانی تا حد امکان نزدیک به واقعیت را به کاربر می‌دهد. نرم‌افزار و اترجمز به مدل‌سازی سیستم‌های انتقال آب تحت فشار اختصاص دارد.

مراحل تجزیه و تحلیل مدل با استفاده از روش‌های بهینه‌ساز

جمع‌آوری اطلاعات سیستم که شامل تعیین اجزاء شبکه آب‌رسانی مانند تعداد لوله‌ها، اتصالات، پمپ، منبع و غیره و همچنین مشخص کردن مکان آن‌ها است.

۱. استخراج داده‌های طول، قطر لوله، سرعت جریان و فشار اولیه از و اترجمز و وارد کردن به مدل الگوریتم‌های بهینه‌سازی و سپس استخراج گزینه‌های بهینه قطر لوله در اجراهای مکرر و کنترل آن‌ها جهت ورود به و اترجمز.

۲. اجرای مدل و به دست آوردن بهترین گزینه‌های خروجی.

۳. بررسی تفاوت‌های نتایج مختلف و تحلیل دلایل برتری این گزینه‌ها نسبت به شبکه‌های دیگر.

تعیین نشده است. با توجه به منابع مختلف ضریب C برای لوله‌های پلی اتیلن با توجه به صافی لوله ۱۳۰ منظور گردیده است [۶].

طراحی هیدرولیکی شبکه توزیع موجود شهر روید مطابق جدول (۳) بیان شده است.

جدول ۳ مشخصات لوله‌های شبکه توزیع آب شهر رویدر قبل از بهینه‌سازی [۳]

آنالیز اقتصادی طراحی قبل از بهینه‌سازی			
قطر لوله (میلی متر)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر (ریال)	قیمت کل (ریال)
۷۵	۳۹۷۲	۸۷۶۴۴	۳۴۸۱۲۱۹۶۸
۹۰	۳۳۸	۱۱۶۸۰۸	۳۹۴۸۱۱۰۴
۱۱۰	۳۴۱۵	۱۶۱۶۴۶	۵۵۲۰۲۱۰۹۰
۱۶۰	۱۶۰۶	۳۱۶۵۲۲	۵۰۸۳۳۴۳۳۲
جمع			۱۴۴۷۹۵۸۴۹۴

با استفاده از مدل‌سازی در WaterGEMS و بهینه‌سازی با الگوریتم ژنتیک علاوه بر تحلیل هیدرولیکی، شبکه توزیع آب را به صورت دوهدفه بهینه‌سازی کرده‌ایم. استفاده از این روش علاوه بر اینکه زمان برای رسیدن به جواب بهینه را کاهش می‌دهد از لحاظ دقت نیز عملکرد بالایی دارد.

هدف از بهینه‌سازی سیستم، بالا بردن سود و پایین آوردن هزینه‌ها است.

در مدل مذکور فقط عامل سود فشار در بهینه‌سازی در نظر گرفته می‌شود. سود فشار به وسیله تغییر فشار گره در طراحی اندازه‌گیری می‌شود. اگر فشار یک گره کم باشد، ظرفیت سیستم بالا رفته و در نتیجه سود نیز بالا می‌رود.

تابع هدف و قیود

الف- تابع هدف در این تحقیق کمینه کردن هزینه‌های شبکه توزیع است که در رابطه (۱) نشان داده شده است:

بستگی دارد. S شیب و R شعاع هیدرولیکی است. a و b ضرایب ثابتی هستند که در شرایط خاص سیال قابل محاسبه‌اند [۱].

معمولاً در محاسبات و بررسی‌های ریاضی خطوط لوله تحت فشار انتقال آب از فرمول هیزن ویلیامز استفاده می‌شود.

فرمول هیزن ویلیامز: از فرموله‌ای نهایی که در محاسبات خطوط لوله کاربرد فراوانی دارد فرمول هیزن ویلیامز است که بر اساس تجربه به دست آمده است. در سیستم متریک به صورت زیر بیان می‌شود.

$$h_l = \frac{6.78V^{1.85}}{1.165CD} \quad (3)$$

در این رابطه h_l افت فشار نظیر ارتفاع در واحد طول بر حسب متر و V سرعت جریان سیال بر حسب متر در ثانیه و D قطر خط لوله بر حسب متر و C ضریب ناصافی دیواره لوله در فرمول هیزن ویلیامز است که با تغییر قطر و جنس لوله تغییر می‌نماید که با توجه به پوشش استانداردهای معتبر به دست می‌آید [۵].

مقدار ضریب C پیشنهادی در طرح

با توجه به میزان ضریب ناصافی لوله‌ها در طول زمان بهره‌برداری از خطوط لوله، افزایش می‌یابد و به‌طور کلی رابطه‌ای که بتواند بیانگر این تغییرات باشد در حال حاضر وجود ندارد و دانستن وضعیت تغییرات را در هر مورد بایستی توسط آزمایش‌های متعدد مشخص نمود. تغییرات ضریب C در رابطه هیزن ویلیامز به کیفیت آب مورد انتقال و شرایط هیدرولیکی جریان و جنس لوله‌ها و پوشش داخلی لوله و نوع آن بستگی دارد از عوامل مؤثر در تغییر ضریب، پوشش داخلی لوله و نوع آن است که از اهمیت خاص برخوردار است بدین معنی که کیفیت انجام پوشش و نوع آن می‌تواند تقریباً این ضریب را در طول زمان ثابت نگه دارد و تنها سبب ایجاد افت و خیزهای نسبتاً جزئی می‌شود.

بنابراین، عدد مشخصی تاکنون برای این ضریب

روی جمعیتی از جواب‌های امکان‌پذیر، جواب‌های بهتری را می‌یابد. روند کلی حل مسائل توسط الگوریتم ژنتیک این است که در مرحله نخست جمعیتی از کروموزوم‌ها به تعداد معین تولید می‌شود. جمعیت اولیه معمولاً به صورت تصادفی ایجاد می‌گردد. در مرحله بعد هر یک از جواب‌ها به صورت رشته‌هایی که کروموزوم نامیده می‌شود کدگذاری می‌شوند. کروموزوم‌ها را در حالت کدگذاری شده نماد ژنی و مقادیر حقیقی متناظر کروموزوم‌ها را نماد معرف می‌نامند. عمل جستجو بر روی نمادهای ژنی صورت می‌گیرد، به استثنای مواردی که ژن‌های مقدار واقعی مورد استفاده قرار می‌گیرد. پس از کدگذاری کروموزوم‌های میزان اصلح بودن هر یک از اعضا جمعیت بایستی ارزیابی گردد. مقدار کدگشایی شده کروموزوم‌ها در قلمرو متغیر تصمیم‌گیری، امکان تعیین عملکرد افراد عضو جمعیت را فراهم می‌کند. این کار توسط تابع هدف مسئله که مشخص‌کننده میزان اصلح بودن و کارایی هر یک از افراد در محدوده موجه مسئله است انجام می‌شود. سپس به هر یک افراد جمعیت یک مقدار اصلحیت متناسب با جایگاه آن فرد در بین افراد جمعیت برای بهینه کردن تابع هدف، اختصاص داده می‌شود؛ یعنی افرادی که بیشتر تابع هدف را بهینه (بسته به نوع مسئله، ماکزیمم یا مینیمم) می‌کنند دارای مقادیر اصلحیت بیشتری نسبت به بقیه هستند. در گام بعدی پروسه افرادی که بایستی نسل بعدی از آن‌ها به وجود آید انتخاب می‌شوند. مقدار اصلحیت به دست آمده از گام قبلی یکی از پارامترهای ضروری پروسه انتخاب افراد نسل آینده است. به عبارتی افرادی که دارای صلاحیت بیشتری نسبت به سایر افراد جمعیت باشند شانس انتخاب بیشتری خواهند داشت. پس از مرحله انتخاب افراد عملگرهای آمیزش و جهش بر جمعیت اعمال می‌شود. این عملگرها به ترتیب با تعویض اطلاعات ژنتیکی بین افراد جمعیت و تغییرات اطلاعات ژنتیکی افراد، ژن‌های کروموزوم‌ها را طبق برخی از قوانین احتمال طوری تغییر می‌دهند که در کل میانگین برازندگی افراد جمعیت در نسل بعدی بهبود یابد. سپس کروموزوم‌ها کدگشایی شده و مقادیر تابع هدف به ازای هر یک از آن‌ها ارزیابی

$$\min \text{cost} = \sum_{i \in D} \sum_{j=1}^{np} C_i L_{ij}$$

$$D = (d_i, i = \dots, nd)$$

(۴)

C_i = هزینه واحد طول (با توجه به وزن واحد طول لوله)
 L_{ij} = طول لوله (متر لوله)
 nd = قطر لوله در دسترس (قطرهای استاندارد پلی اتیلن)
 np = تعداد لوله‌های درون شبکه
 ب- قیود: ۱. قطرهای ممکن برای لوله‌ها:

$$d_{\min} \leq d_i \leq d_{\max}$$

$$i = 1, \dots, np$$

(۵)

۲. فشار کمینه موردنیاز و فشار بیشینه در نظر گرفته شده در ریسک شکست، کمینه فشار حدود ۱۵۰ کیلو پاسکال در نقاط مصرف است و بیشینه فشار در لوله‌ها با توجه به فشار قابل تحمل لوله مورد استفاده تعیین می‌شود (قید فشار).

$$P_{\min} \leq P_{ri} \leq P_{\max}$$

$$j = 1, \dots, n$$

(۶)

n : تعداد گره‌های با فشار موردنیاز مشابه k به منظور ارزیابی تغییر فشار

۳. محدوده سرعت در لوله‌ها (لانس و میس ۱۹۸۹)

این محدوده در لوله‌های آب‌رسانی حدود کمینه ۰٫۵ متر بر ثانیه جهت جلوگیری از رسوب‌گذاری و ایست جریان و بیشینه ۲ متر بر ثانیه جهت جلوگیری از آسیب‌های فرسایش و تشدید امواج و ضربه قوچ است (قید سرعت)

$$V_{\min} \leq V_{ri} \leq V_{\max}$$

$$i = 1, \dots, np$$

(۷)

الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک یک روش جستجوی تصادفی جامع است که اصول آن تقلیدی از تکامل بیولوژیکی و طبیعی موجودات زنده است که با به‌کارگیری اصل بقا اصلح بر

اشاره به این نکته ضروری است که الگوریتم ژنتیک زمانی صحیح عمل می‌کند که پارامترهای آن به‌طور صحیح انتخاب شوند. پارامترهایی که بیشترین تأثیر را در عملکرد ژنتیک دوهدفه دارند عبارت‌اند از: مقدار عددی حداکثر نقطه شروع و اندازه جمعیت که با افزایش آن‌ها تعداد جواب‌های حاصله بیشتر خواهد بود و فاکتور جریمه.

در مورد پارامتر مقدار عددی حداکثر نقطه شروع به‌تراست اول از اعداد ۱ و ۲ شروع کرده و در هر تکرار با توجه به اندازه جمعیت، مقدار آن افزایش داده شود. در پارامتر اندازه جمعیت نیز ابتدا از اعداد کمتر مانند ۱۵۰ شروع کرده و در تکرارهای بعدی مقدار آن را افزایش داده می‌شود تا تعداد جواب‌های به‌دست‌آمده افزایش یابد. جدول (۳) به این پارامترها و عملکرد آن‌ها اشاره می‌کند. هر قدر عدد اختصاص داده شده به پارامتر جریمه بزرگ‌تر باشد، الگوریتم ژنتیک بر روی جواب‌های عملی که از محدودیت‌های تعیین‌شده تجاوز پیدا نمی‌کنند، تمرکز خواهد داشت و اگر این مقدار کمتر باشد (۵۰۰۰۰ یا کمتر)، جواب‌ها در مرز عملی و غیرعملی خواهند بود. منظور از جواب عملی، جوابی است که منطقاً قابل اجرا باشد.

می‌گردد تا بر اساس مقادیر اصلحیت، امکان انتخاب کروموزوم‌ها برای ایجاد نسل آینده فراهم شود. این روند در نسل‌های متوالی تکرار می‌شود. طی این فرایند انتظار می‌رود که میانگین کارایی و برازندگی افراد جمعیت افزایش یابد، چراکه افراد خوب باقی می‌مانند و ویژگی‌های آن‌ها جهت تعیین افراد نسل بعدی مورد استفاده قرار می‌گیرد و افراد دارای برازندگی پایین از پروسه خارج شده و از بین می‌روند. الگوریتم ژنتیک زمانی که برخی معیارهای خاص مانند تعداد معینی تولید نسل و یا اختلاف انحراف معیار عملکرد افراد جمعیت به حد مقرر برسد به پایان می‌رسد و بهترین رشته را بازمی‌گرداند [۷ و ۲].

نتایج و بحث

در این پژوهش بهینه‌سازی بر اساس روش حاضر و بر اساس یک تابع هدف انجام شد. بخشی از شبکه توزیع آب شهر رویدر که در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته است، مطابق آنالیز صورت گرفته شبکه تحلیلی شامل ۷۶ لوله و ۷۳ گره است که پس از طراحی و مدل‌سازی در Water GEMS و سپس با کد نویسی متلب به‌منظور بهینه‌سازی به‌وسیله الگوریتم ژنتیک استفاده شده است.

جدول ۴ دامنه پارامترهای مورد استفاده در الگوریتم ژنتیک

پارامتر	اصطلاح انگلیسی	حد پایین	حد بالا
مقدار عددی حداکثر نقطه شروع	Maximum Era Number	۱	۱۰
مقدار عددی نسل اول	Era Generation Number	۱	متناسب با دیگر معیارهای عددی بزرگ‌تر از ۱
اندازه جمعیت	Population Size	۵۰	۱۵۰
احتمال قطع شدن	Cut Probability	٪۱	٪۱۰
احتمال اتصال	Splice Probability	٪۵۰	٪۹۰
احتمال جهش	Mutation Probability	٪۱	٪۱۰
كاوش تصادفی	Random Seed	۰	۱
فاکتور جریمه	Penalty Factor	۱۰۰۰	با بزرگ‌تر شدن این معیار محدودیت‌ها تأثیر بیشتری خواهند داشت

آزموده شدند. نتایج نشان داد که هر دو تابع هدف

توابع هدف الگوریتم ژنتیک از لحاظ همگرایی

این بدین معنی است که این گزینه هم هزینه کمتری داشته و هم از لحاظ بهبود فشار عملکرد مناسبی داشته باشد.

زمانی که تابع هدف چندمنظوره باشد مدل مورد استفاده چندین گزینه بهینه را پیشنهاد می‌دهد، بنابراین زمانی که تابع هدف چندمنظوره باشد انتخاب بهترین و مناسب‌ترین گزینه بنا بر صلاح‌دید طراح صورت می‌گیرد.

همان‌طور که گفته شد با توجه به بهینه‌سازی، تعداد ۱۲ گزینه جهت بهینه کردن شبکه در نظر گرفته شد که شامل قطره‌های جدید برای لوله‌های شبکه می‌باشد که با انتقال داده‌ها به سناریو، نرم‌افزار قادر است تأثیر این تغییرات قطر را بر روی شبکه اعمال کند. براین اساس آنالیز اقتصادی جهت انتخاب روش بهینه، در ۱۲ گزینه صورت می‌پذیرد که در جدول (۵) ذکر گردیده‌اند.

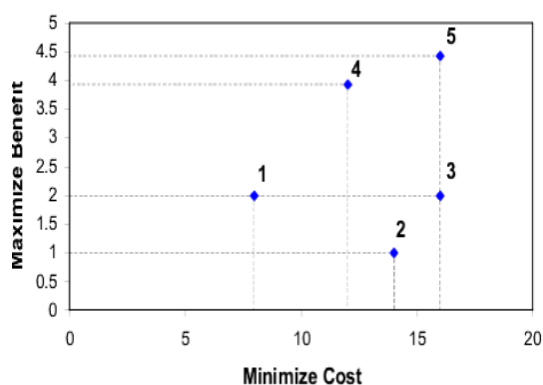
همان‌طور که در جدول (۵) نشان داده شده است و همچنین بر اساس قیمت اولیه طرح قبل از بهینه‌سازی می‌توان به این نتیجه رسید که مبلغ کل طرح پس از بهینه‌سازی به میزان ۱۵-۱۲ درصد کاهش یافته است.

در مطالعه حاضر پس از انجام بهینه‌سازی طرح مذکور از میان آنالیزهای انجام‌شده توسط مدل تعداد چهار گزینه با توجه به درصد کاهش قیمت بیشتر نسبت به دیگر گزینه‌ها انتخاب گردید. با توجه به چند هدفه بودن بهینه‌سازی صورت گرفته و اینکه علاوه بر کاهش قیمت به‌عنوان یکی از اهداف، وضعیت بهبود فشار در شبکه به‌عنوان تابع هدف دوم مطرح است، لذا به‌منظور انتخاب گزینه بهینه از منحنی سود- هزینه استفاده شده است.

در نهایت به همگرایی رسیدند و نتیجه آزمون مثبت بود. در الگوریتم ژنتیک پارامترهایی را با توجه به نوع مسئله باید فرض کنیم و با توجه به تعداد تکرار و ران گرفتن در متلب میزان مشخص را وارد کنیم. با توجه به ران گرفتن در متلب فرضیات زیر در مسئله مورد مطالعه در نظر گرفته شده است.

مجموعه جواب بهینه پارتو

زمانی که بیش از یک هدف در طراحی وجود داشته باشد، انتخاب بهترین گزینه کار مشکلی است چون ممکن است در یک هدف گزینه بهتری وجود داشته باشد که با توجه به تابع هدف دیگر مناسب به نظر نرسد. برای مثال در شکل (۴) که مجموعه‌ای از گزینه‌های معتبر و نامعتبر ارائه شده‌اند. گزینه‌های ۱ و ۴ و ۵ در مقایسه با گزینه‌های ۲ و ۳ هزینه کمتر و سود بیشتری را دارد، بدین معنی که گزینه‌های ۱ و ۴ و ۵ بهتر از مجموعه گزینه‌های ۲ و ۳ می‌باشند.

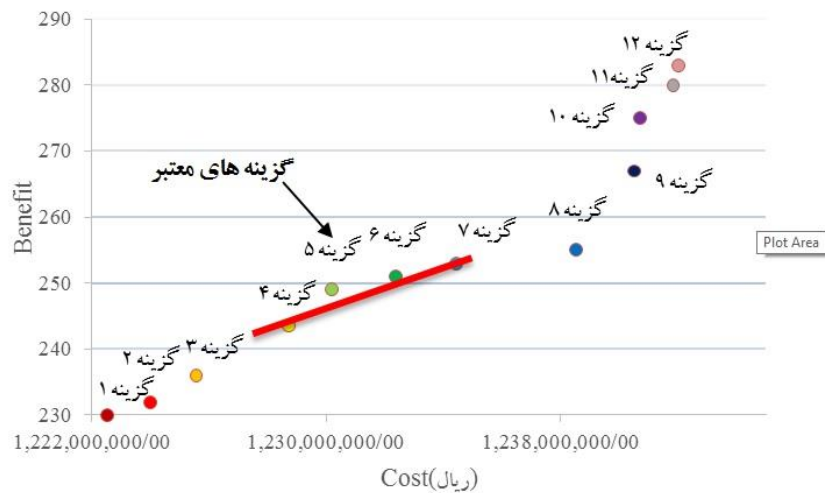


شکل ۴ مقایسه گزینه‌های معتبر و نامعتبر

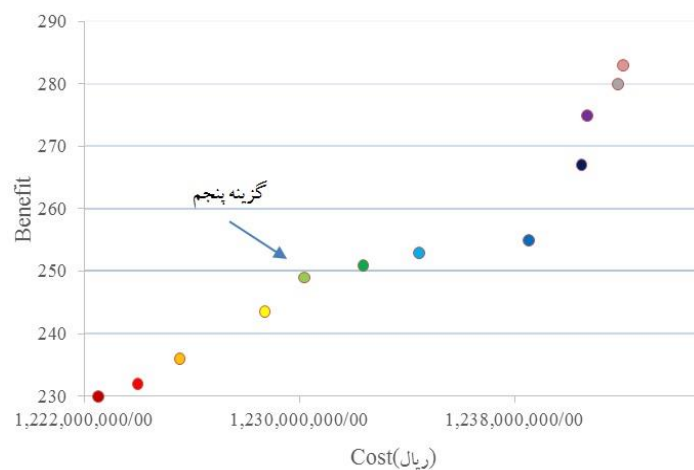
گزینه معتبر به راه‌حلی اطلاق می‌شود که علاوه بر اینکه در یک تابع هدف نتیجه بهتری را پیشنهاد می‌دهد، توانایی ارضای قیود تابع هدف دیگر را نیز داشته باشد.

جدول ۵ آنالیز اقتصادی طراحی بعد از بهینه‌سازی (در ۱۲ گزینه)

۰	روش ۱			روش ۲			روش ۳			روش ۴		
قطر لوله (میلیمتر)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)
۷۵	۳۰۲۵	۸۷۶۴۴	۲۶۵۱۳۳۱۰۰	۳۰۲۲	۸۷۶۴۴	۲۶۴۸۶۰۱۶۸	۳۰۱۵	۸۷۶۴۴	۲۶۴۲۴۶۶۶۰	۳۲۱۰	۸۷۶۴۴	۲۸۱۳۳۷۴۰
۹۰	۳۵۰	۱۱۶۸۰۸	۴۰۸۸۳۸۰۰	۳۶۰	۱۱۶۸۰۸	۴۲۰۵۰۸۸۰	۳۹۶	۱۱۶۸۰۸	۴۶۳۵۵۹۶۸	۳۰۶	۱۱۶۸۰۸	۳۵۴۳۲۴۸
۱۱۰	۲۷۵۰	۱۶۱۶۴۶	۴۴۴۵۱۶۵۰۰	۲۷۴۵	۱۶۱۶۴۶	۴۴۳۷۱۸۲۷۰	۲۸۰۰	۱۶۱۶۴۶	۴۵۲۶۰۸۸۰۰	۲۷۵۰	۱۶۱۶۴۶	۴۴۵۵۲۶۵۰۰
۱۶۰	۱۵۰۰	۳۱۶۵۲۲	۴۷۴۷۸۳۰۰۰	۱۵۰۵	۳۱۶۵۲۲	۴۷۶۶۵۶۱۰	۱۴۸۰	۳۱۶۵۲۲	۴۶۸۴۵۵۶۰	۱۵۲۰	۳۱۶۵۲۲	۴۸۱۱۱۳۴۰
مجموع	۱۲۲۵۳۱۵۴۰۰			۱۲۳۹۹۴۹۲۸			۱۲۳۵۵۶۳۹۸۸			۱۲۲۸۷۲۰۴۲۸		
۰	روش ۵			روش ۶			روش ۷			روش ۸		
طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)	قیمت هر متر لوله (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)	قیمت هر متر لوله (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت کل (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)
۳۰۴۱	۸۷۶۴۴	۲۶۵۲۵۴۰۴	۸۷۶۴۴	۳۰۴۱	۸۷۶۴۴	۲۶۵۲۵۴۰۴	۸۷۶۴۴	۳۰۴۱	۲۶۵۵۶۱۱۳۰	۳۰۴۱	۸۷۶۴۴	۲۶۵۲۵۴۰۴
۳۳۰	۱۱۶۸۰۸	۳۸۵۴۶۶۰	۱۱۶۸۰۸	۳۳۰	۱۱۶۸۰۸	۳۸۵۴۶۶۰	۱۱۶۸۰۸	۳۳۰	۳۹۱۳۰۶۸۰	۱۱۶۸۰۸	۱۱۶۸۰۸	۳۸۵۴۶۶۰
۲۷۹۵	۱۶۱۶۴۶	۴۵۱۸۰۰۵۷۰	۱۶۱۶۴۶	۲۷۹۵	۱۶۱۶۴۶	۴۵۰۹۹۲۳۴۰	۱۶۱۶۴۶	۲۷۹۵	۴۵۰۹۹۲۳۴۰	۲۷۹۵	۱۶۱۶۴۶	۴۵۱۸۰۰۵۷۰
۱۵۴۰	۳۱۶۵۲۲	۴۸۷۴۴۳۸۸۰	۳۱۶۵۲۲	۱۵۴۰	۳۱۶۵۲۲	۴۸۷۴۴۳۸۸۰	۳۱۶۵۲۲	۱۵۴۰	۴۸۷۴۴۳۸۸۰	۱۵۴۰	۳۱۶۵۲۲	۴۸۷۴۴۳۸۸۰
مجموع	۱۲۳۰۱۷۶۹۸۶			۱۲۳۲۳۷۴۷۷۲			۱۲۳۴۴۴۵۷۴۲			۱۲۳۸۵۲۶۳۰۵		
۰	روش ۹			روش ۱۰			روش ۱۱			روش ۱۲		
طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)	قیمت هر متر لوله (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)	قیمت هر متر لوله (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت کل (ریال)	طول لوله (متر)	قیمت هر متر لوله (ریال)	قیمت کل (ریال)
۳۱۹۵	۸۷۶۴۴	۲۸۰۰۲۲۵۸۰	۸۷۶۴۴	۳۱۹۵	۸۷۶۴۴	۲۸۰۰۲۲۵۸۰	۸۷۶۴۴	۳۱۹۵	۲۸۱۳۳۷۳۴۰	۳۱۹۵	۸۷۶۴۴	۲۸۰۰۲۲۵۸۰
۳۰۹	۱۱۶۸۰۸	۳۶۰۹۳۶۷۲	۱۱۶۸۰۸	۳۰۹	۱۱۶۸۰۸	۳۵۷۴۳۲۴۸	۱۱۶۸۰۸	۳۰۹	۳۵۷۴۳۲۴۸	۱۱۶۸۰۸	۱۱۶۸۰۸	۳۶۰۹۳۶۷۲
۲۸۱۰	۱۶۱۶۴۶	۴۵۴۲۳۵۳۶۰	۱۶۱۶۴۶	۲۸۱۰	۱۶۱۶۴۶	۴۵۱۸۰۰۵۷۰	۱۶۱۶۴۶	۲۸۱۰	۴۵۴۲۳۵۳۶۰	۲۸۱۰	۱۶۱۶۴۶	۴۵۴۲۳۵۳۶۰
۱۵۰۶	۳۱۶۵۲۲	۴۷۶۸۱۲۱۳۲	۳۱۶۵۲۲	۱۵۰۶	۳۱۶۵۲۲	۴۷۷۹۴۸۲۲۰	۳۱۶۵۲۲	۱۵۰۶	۴۷۷۹۴۸۲۲۰	۱۵۰۶	۳۱۶۵۲۲	۴۷۶۸۱۲۱۳۲
مجموع	۱۲۴۰۴۹۰۰۸۲			۱۲۴۰۶۸۸۵۰۵			۱۲۴۱۸۲۹۳۷۸			۱۲۴۲۰۲۳۶۴۴		



شکل ۶ پیشنهاد گزینه های معتبر منحنی سود- هزینه مطالعه حاضر



شکل ۷ بهترین گزینه پیشنهادی منحنی سود- هزینه مطالعه حاضر

بدین منظور گزینه ای که شرایط ایده آل را تأمین کند یعنی حداقل فشار گره بیش از ۱۸ متر آب باشد و حداکثر سرعت در لوله کمتر از ۲,۵ متر بر ثانیه باشد را به عنوان گزینه برتر بهینه سازی قلمداد می کنیم.

نتیجه گیری

در این پژوهش، بهینه سازی شبکه آب رسانی شهری علاوه بر بعد مالی مسئله، به ابعاد دیگری همچون فشار، سرعت آب در لوله ها که در طراحی شبکه نقش اساسی

با توجه به شکل (۵)، با بررسی گزینه های پیشنهادی با استفاده از منحنی (سود- هزینه) طبق تعریف مدل ارائه شده که تابع دو منظوره شامل بیشینه سود و کمینه هزینه بود، از بین ۱۲ گزینه ۴ گزینه به دلیل اینکه از نظر کاهش هزینه و بهبود فشار شبکه به عنوان گزینه های معتبر انتخاب گردیدند.

با توجه به قیود و تابع دو هدفه از بین ۴ گزینه پیشنهادی باید گزینه ای انتخاب شود که سرعت در لوله ها و فشار در گره ها در حد استانداردهای تعریف شده باشد.

این روش در مدل و آنالیز هیدرولیکی طرح مشاهده شد که سرعت در تمامی لوله‌ها کمتر از ماکزیمم سرعت مجاز در طراحی (۲/۵ متر بر ثانیه) است. همچنین فشار در گره‌های شبکه بین ۵۰-۱۰ متر است که نشان‌دهنده ارضا شدن طرح از لحاظ هیدرولیکی است.

در پایان بهینه‌سازی از بین چند سناریو بر اساس تابع هدف سناریوی پنجم که از نظر کاهش هزینه و بهبود فشار شبکه در وضعیت مطلوبی قرار داشت انتخاب شد که بعد از بهینه‌سازی، در حدود ۱۲-۱۵ درصد از هزینه کل پروژه شبکه آب‌رسانی شهر روید صرفه‌جویی صورت گرفت.

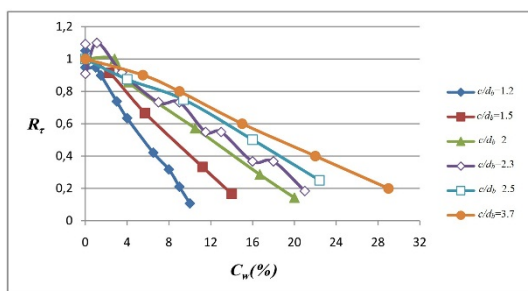
دارد توجه شد. بعد فشار و سرعت به‌عنوان قید محدودیت در نظر گرفته شد. اگر در این شبکه تابع هدف تنها بر اساس هزینه در نظر گرفته می‌شد شبکه از لحاظ تأمین فشار مناسب در محل‌های مصرف با مشکل مواجه بود در نتیجه برای اینکه شبکه از لحاظ هیدرولیکی نیز در شرایط مطلوب از نظر فشار و سرعت باشد گزینه‌ای را با توجه به تابع دوهدفه و قیود انتخاب کرده‌ایم که اهداف تعیین‌شده را محقق سازند.

با توجه به شکل (۶) از بین ۴ گزینه معتبر، گزینه پنجم به دلیل برقراری تعادل بین دو پارامتر سود و فشار بهترین روش انتخاب شد. در گزینه پنجم پس از اعمال

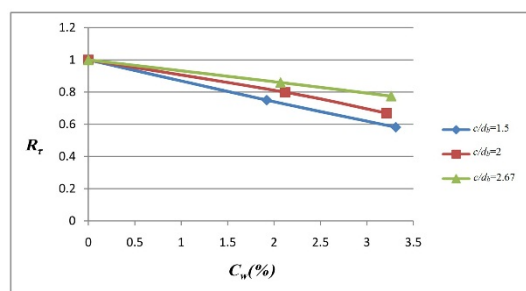
مراجع

۱. منزوی، م.ت.، آب‌رسانی شهری، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ هجدهم، (۱۳۹۱).
۲. خلیفه، سعید، «بهینه‌سازی شبکه توزیع آب با الگوریتم ژنتیک (مطالعه موردی: شهر رویدر)»، رساله کارشناسی ارشد، گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه صنعتی باهنر کرمان، (۱۳۹۳).
۳. خلیفه، س.، مطالعات مرحله اول و دوم پروژه شبکه توزیع آب شهر هماشهر، مهندسین مشاور هلیل آب کرمان، (۱۳۹۵).
۴. نظری، ع.، و میسمی، ح.، آموزش کاربردی نرم‌افزار WaterGEMS، انتشارات مرکز ملی مقاوم‌سازی ایران، چاپ اول، (۱۳۸۷).
۵. تائبی، ا.، و چمنی، م.، شبکه‌های توزیع آب شهری، انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان، چاپ دوم، (۱۳۸۴).
۶. معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی- وزارت نیرو "ضوابط طراحی سامانه‌های انتقال و توزیع آب شهری و روستایی (بازنگری و تکمیل نشریه ۳-۱۱۷) "تهران، (۱۳۹۲).
۷. بهزادیان، ک.، و ارد شیر، ع.، طراحی نمونه‌برداری چند هدفه برای واسنجی مدل شبکه توزیع آب با استفاده از الگوریتم ژنتیک و شبکه عصبی مجله آب و فاضلاب دوره ۱۹، شماره ۱، فروردین و اردیبهشت ۱۳۸۷، صفحه ۲۲-۱۳، (۱۳۸۷).
۸. معین‌الدینی، ا.، محمدرضا پور، ا.، زینلی، م. ج.، بهینه‌سازی قطر لوله‌های شبکه آب‌رسانی شهری با استفاده از الگوریتم ژنتیک سریع آشفته و کرم شب‌تاب در مدل Relopt مطالعه موردی: (شهرک شهرداری کرمان)، نشریه پژوهش‌های حفاظت آب‌و خاک جلد بیست و سوم، شماره چهارم، (۱۳۹۵).
9. Alperovits, E. and Shamir, U., "Design of optimal water distribution systems." *Journal of Water resources research*, Vol.13, No. 6, pp.885-900, (1977).
10. Dandy, G.C., Simpson, A.R. and Murphy, L. J., "An improved genetic algorithm for pipe network optimization", *Journal of Water Resources Research*, Vol.32, No. 2, pp.449-458, (1996).
11. Kapelan, Z., Savic, D. and Walters, G.A., "Robust least cost design of water distribution systems using GAs." *Proc. Computer Control for Water Industry (CCWI)*, London (UK), pp.147-155, (2003).
12. Babayan, A., Kapelan, Z., Savic, D. and Walters, G., "Least-cost design of water distribution networks under demand uncertainty", *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol.131, No. 5,

- pp.375-382, (2005).
13. Tolson, B.A., Maier, H.R., Simpson, A.R. and Lence, B.J., "Genetic algorithms for reliability-based optimization of water distribution systems ", *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol.130, No. 1, pp.63-72, (2004).
 14. Katiyar, V., "Production well operations optimization in water distribution system using genetic algorithm", (2007).
 15. Korkana, P., Kanakoudis, V., Makrysopoulos, A., Patelis, M. and Gonelas, K., "Developing an Optimization Algorithm to form District Metered Areas in a Water Distribution System," *Procedia Engineering*, Vol.162, No. 3, pp.530-536, (2016).
 16. Celi, C.L., Iglesias-Rey, P.L. and Solano, F.M., "Energy Optimization of Supplied Flows from Multiple Pumping Stations in Water Distributions Networks," *Procedia Engineering*, Vol.186, pp.93-100, (2017).
 17. Lima, G.M., Brentan, B.M. and Luvizotto Jr, E., "Optimal design of water supply networks using an energy recovery approach", *Renewable Energy*, Vol. 117, pp.404-413, (2018).



C. Tension stiffening test



D. Beams with lap spliced bars test

Fig. 1. The relative bond strength-percentage of corrosion

Table 1. Statistical parameters for bond strength of RC beam with corroded lap spliced steel bars

model	e_{tot}	MSE	AAE	SD
Shihata	4.48	0.58	5.14	8.04
Proposed model	3.77	0.35	3.89	4.95

A Proposed Model for Estimating the Relative Bond Strength of RC Beams with Corroded Lap Spliced Steel Bars, Considering C/d_b

Yaser Moodi¹ Mohammadreza Sohrabi²
Seyed Roohollah Mousavi³

1. Introduction

Steel bar corrosion is the main failure cause of RC structures. When rebars get corroded, they expand volumetrically (because of the composition of the corroded materials) and become several times the ordinary rebars in volume. This corrosion-caused volume increase results in tension in the concrete around rebars which, in turn, causes the cracking and splitting of the concrete cover.

The ratio of the bond strength in the corrosion state to the value of its corresponding in the absence of corrosion is called the relative bond strength. The results of the relative bond strength are different in Pullout test, Tension stiffening test, and Beams with lap spliced bars test.

In this study, a model was proposed using tension stiffening tests, for determining the relative bond strength of corroded steel bars in the descending branch. Then it was optimized using genetic algorithm for determining the relative bond strength of RC Beams with corroded lap spliced steel bars.

2. Proposed model

First, the results of mentioned tests are compared. As shown in Figure 1, the results of the Tension stiffening test is more similar to those of Beams with lap spliced bars test. Therefore, the results of the Tension stiffening test are used for the purpose of this study, which is to propose a model for determining the relative bond strength of RC Beam with corroded lap

spliced steel bars.

Then, the following relationship has been proposed using tension stiffening tests, for determining the relative bond strength of corroded steel bars in the descending branch:

$$R_\tau = \begin{cases} 1 & C_w \leq 1.2 \\ 1 + [0.845(\frac{C}{d_b})^3 - 7.646(\frac{C}{d_b})^2 + 23.25(\frac{C}{d_b}) - 27.2](C_w - 1.2) & C_w > 1.2 \end{cases} \quad (1)$$

In order to use the proposed model for the relative bond strength of RC Beams with corroded lap spliced steel bars, the proposed model needs to be calibrated with the results of Beams with lap spliced bars test. After calibration, the relative bond strength of RC Beams with corroded lap spliced steel bars are estimated by using Eq. (2):

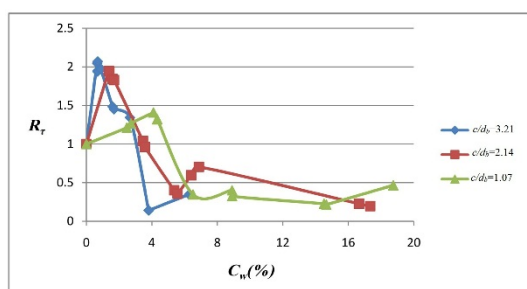
$$R_\tau = \begin{cases} 1 & C_w \leq 1.2 \\ 1 + 3[0.845(\frac{C}{d_b})^3 - 7.646(\frac{C}{d_b})^2 + 23.25(\frac{C}{d_b}) - 27.2](C_w - 1.2) & C_w > 1.2 \end{cases} \quad (2)$$

3. Evaluating the proposed model

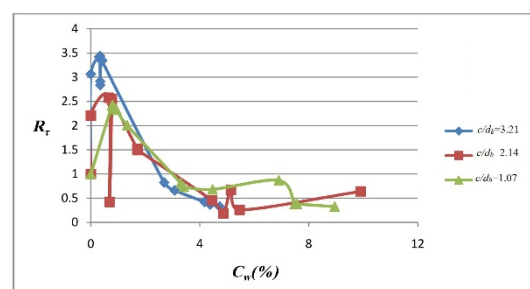
Statistical indices (total error, mean square error, average absolute magnitude error, standard deviation) for the proposed and Shihata models are calculated and are presented in Table 1 to compare the proposed model with Shiata model.

4. Conclusion

- The results of the Tension stiffening test is more similar to those of Beams with lap spliced bars test, in comparison with those of Pullout test.
- The use of proposed model for estimating the relative bond strength of RC beams with corroded lap spliced steel bars, leads to about 16 percent reduction in the total error, compared with Shihata model.



A. Pullout test (w/c=0.75)



B. Pullout test (w/c=0.75)

¹ PhD Student, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.

² Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.

³ Corresponding Author: Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.
Email: s.r.mousavi@eng.usb.ac.ir

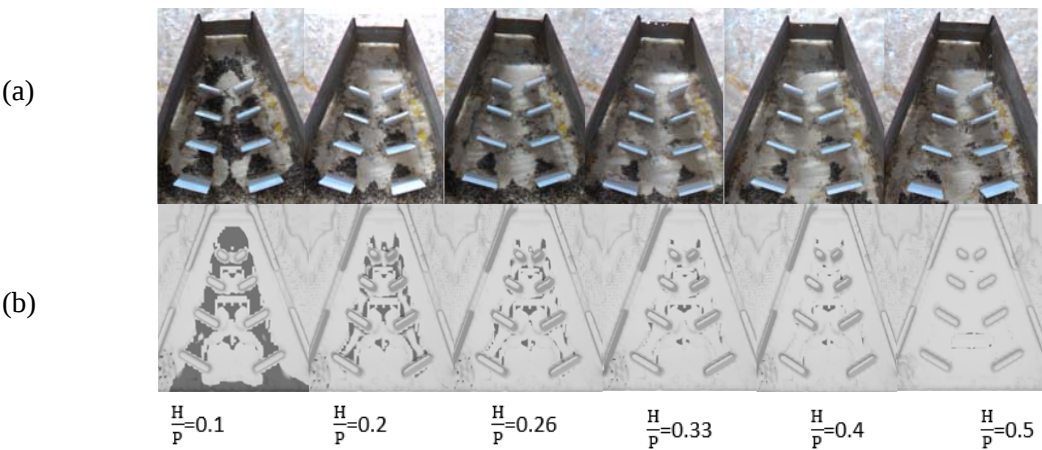


Fig. 1. Sedimentation pattern in the upstream duckbill weir ($h_v=0.13$ m): a; experimental sedimentation pattern, b; simulated sedimentation pattern

Table 1. Maximum error of simulation sedimentation pattern

H/P	0.1	0.2	0.26	0.33	0.4	0.5
Maximum error (%)	9.5	14.4	12	12.5	10.7	5.8

Simulation of Sedimentation Pattern in Upstream of Duckbill Weirs Using Submerged Vanes

Mahla Tajari¹ Amir Ahmad Dehghani²

Mehdi Meftahhalaghi³

1. Introduction

Duckbill weir is one of the water level control structures in irrigation networks. The study of these structures is very important due to the extensive use of duckbill weirs in irrigation networks. If Sediments are transferred into the irrigation networks, they are trapped in the upstreaming of weir and can affect the upstream water level.

The bottom gate is usually used in duckbill weir for transferring the sediment to downstream. The opening of the gate affects the sedimentation pattern locally. Therefore, in this study the submerged vanes are used as the sediment control of duckbill weir. Submerged vanes are small hydraulic structures that are installed on the riverbed to modify the near-bed flow pattern and to control the sediments movement. Submerged vanes are used in different arrangements. The commonly purpose of the vane installation was the control of sediment entry to the water intake.

The Fow-3D software is one of the CFD softwares for simulation of the flow and the sedimentation pattern. It employs specially developed numerical techniques to solve the equations of motion for fluids to three-dimensional solutions to flow problems. The Flow-3D software solve mass continuity and momentum as well as the sediment transport equations for flow and sediment simulation.

There are no studies regarding the use of submerged vanes for controlling the sediment in upstreaming the duckbill weir. In the present study, sedimentation pattern was studied experimentally and numerically when the gates are installed in both front and side walls of the weir and submerged vanes used in upstream of weir.

2. Method

In this study, submerged vanes are used for flushing the sediment to the downstream in addition to the frontal and lateral gates. The experiments were conducted in a rectangular flume with 12 m length and 0.6 m width. The vanes were located in four rows which were perpendicular to the side wall direction. The flow and sedimentation

pattern along with the discharge coefficient of duckbill weir have been computed when the gates are installed in both front and side wall of the weir and submerged vanes were used in upstream weir. The Flow-3D software has been also used for simulation of flow and the sedimentation pattern.

3. Results

The results showed that the submerged vanes create secondary flow which is so effective for flushing the sediment especially in value of $\frac{H}{p} \geq 0.33$ (H is the head over the side wall and p is the weir height). The use of submerged vanes with the same height as weir not only increases the sediment transport to downstream but also increases the discharge coefficient. The comparison of numerical and laboratory data shows that the Flow-3D software can simulate discharge coefficient and sedimentation pattern with high accuracy.

4. Conclusion

To prevent the sediment accumulation in upstreaming of duckbill weir one can use the side gates and submerged vanes together for a values of $H/P = 0.1-0.5$. The results of image processing showed that there are good agreement between numerical and experimental sediment pattern. The maximum related error for simulation of sediment pattern is 14.4 percent.

Figure 1 shows sedimentation pattern in the upstream duckbill weir for $h_v = 0.13$ m (h_v is height vanes). As seen in this figure, by increasing the ratio of H/P , the efficiency of sediment flushing increases.

Table 1 shows the maximum error of simulation sedimentation pattern by using image processing method. The maximum error of simulation is 14.4 % for the ratio of $H/P = 0.2$.

¹ M.Sc Student, Department of Water Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources

² Corresponding Author, Department of Water Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources, Gorgan, Iran.

Email: a.dehghani@gau.ac.ir

³ Department of Water Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources, Gorgan, Iran.

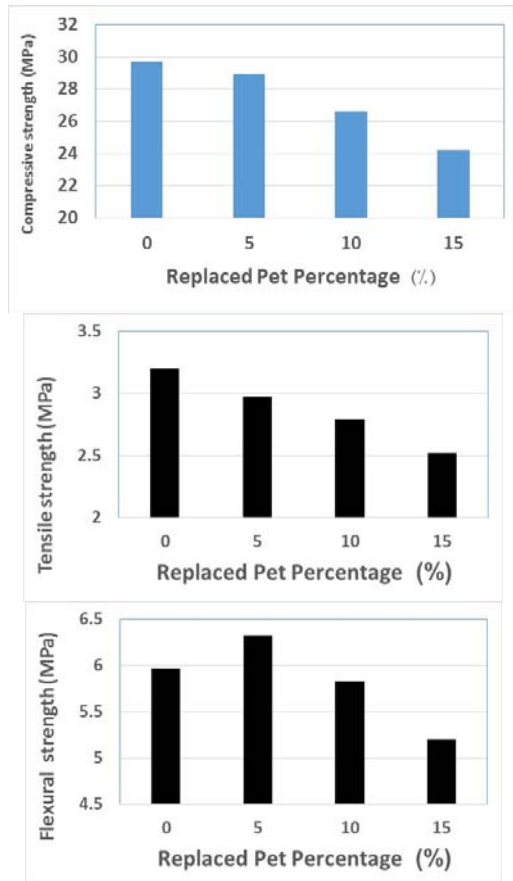


Fig. 2. Different strength test results.

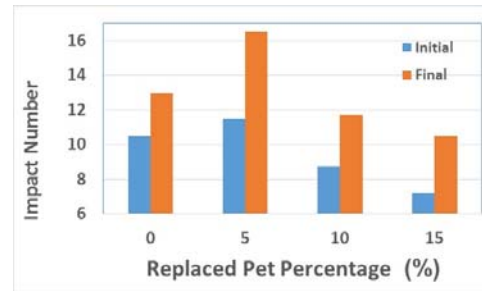


Fig. 3. Impact strength test result.

Improving the Concrete Mechanical and Structural Characteristics by Replacing Pet Bottles as Fine Aggregates

Mohammad Kazem Sharbatdar¹

Mohammad Noorbaran²

1-Introduction

There are different environmental-friendly methods to recycle PET bottles while using them as fiber in concrete is commonly used in the world. These crushed fibers can be used as aggregates in reinforced concrete. Even though the compressive strengths of Pet concretes were less than those of regular concrete, the flexural strength and the energy absorption were increased and the brittleness was decreased. Besides, other studies indicated that several light concretes were produced by pet concrete by decreasing the total weight for calculating and forcing earthquake loads.

2-Experimental Program

The main purpose of this research was investigating the effects of using different volumetric percentages of Pet for recycling the waste aggregates (replaced with sand) into concrete mechanical properties. The specific weight of Pet was 464 kg/m^3 with size smaller than 4.75 mm. The amount of water to cement the ratio for the regular concrete was 0.54 with the cement amount of 389 kg/m^3 . Concretes with percentages of 5, 10, and 15 were made to

be tested and compared with those properties of regular concrete. Totally, 96 specimens as ono-reinforced compression, tension, flexural, impact strength tests, and slabs plus some reinforced slabs were casted and tested.

3- Test Setup and Instrumentation

The loading of compressive specimens was done according BS1881 and ASTM-C39 Standards. Also, the tensile strength of split specimens was measured based on ASTM-C496 standard and the impact was assessed based on ACI-544.2R, as shown in Figure 1.

4- Conclusions

The test results indicated that slump, density, and special weight of concrete containing Pet decreased. As shown in Fig 2, increasing Pet percentage led to the decrease in all strengths; however, the flexural strengths decreased less than other strengths. Moreover, compared to the regular concrete, the strength increased when 5% of pet was added.

The flexural capacity of reinforced concrete slabs containing up to 10% of pet increased up to 13.3 %. The results of the impact resistant tests in Fig 3 indicated that the initial and the final impact resistant of concretes containing 5% Pet were increased up to 10 and 5.26%; respectively. The bot1h impact strengths of concrete were decreased by increasing the pet percentage.

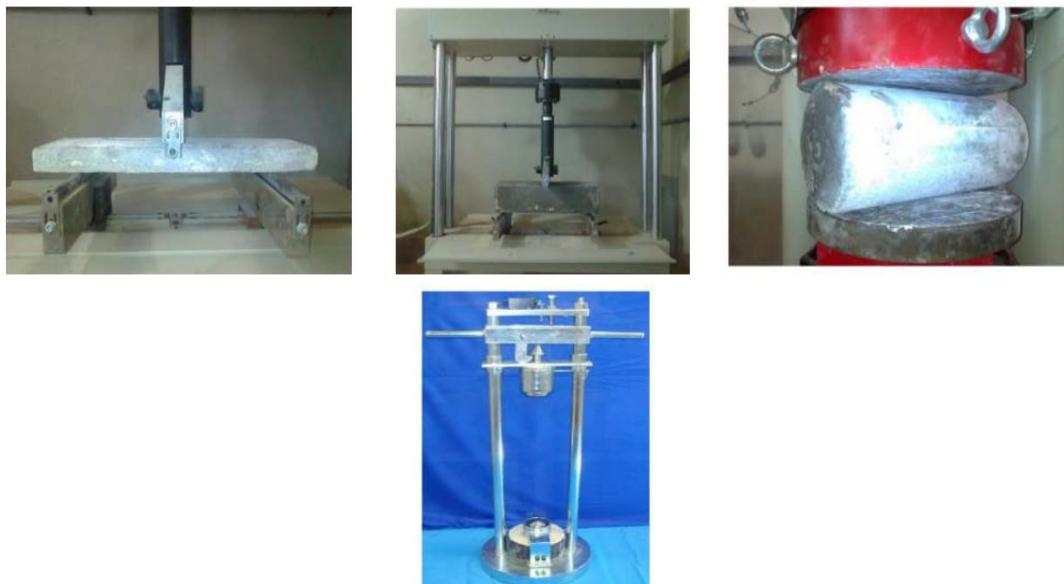


Fig. 1. Different strength test specimens

¹ Corresponding Author: Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University.

Email: msharbatdar@semnan.ac.ir

² M.Sc. in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University

the ASTM C496 Standard, was performed on the cylinder specimens with 100 mm of diameter and 200 mm of height at a loading rate of 0.05 MPa/s. The three-point bending test (the application of a concentrated load at mid-span), in accordance with the ASTM C1016 Standard, was performed on 15 bending beams measuring 320 mm long, 60 mm wide, and 80 mm high. In ultrasonic pulse velocity (UPV) test was performed on cube specimens with side lengths of 100 mm in accordance with the BS 1881 Standard with the direct method (that is, placing the transducer on both sides of the cubic specimen) has been used. In the impact resistance test, 27 slabs reinforced with steel fibers, measuring 400×400, with three different thicknesses including 2.5, 5 and 7.5 cm were investigated under the drop weight impact effects. Fig. 2 shows the drop weight impact testing machine. By means of a steel cable installed on a pulley, the testing machine used a steel ball weighing 5.8 kg. By means of the steel cable and the pulley, the ball repeatedly went up to the height of 1.5m and dropped onto the specimens. This continued up to the moment of failure development in slabs. To guarantee that the ball would precisely hit the slab center, a guiding system was used for the ball, which consisted of a cube and a plastic pipe. In this test, the number of blows required for the development of the first visible crack and for the slab destruction was recorded.

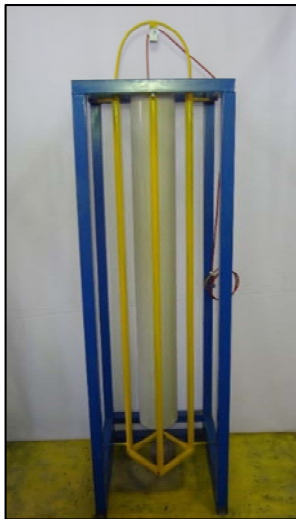


Fig. 2. Test setup of drop weight impact

4. Conclusion

The present study deals with the impact strength of concrete slabs by means of low-speed impact test (drop weight impact test). The present study mainly aimed to improve the impact behavior of slabs by increasing the slabs thicknesses and addition steel fibers. In order to improve the impact resistance of slabs, therefore, the volume of fibers used in slabs was 0.5% and 1%, and thickness slabs was considered 2.5, 5, and 7.5 cm. The

drop weight impact test measured the parameters of first-crack strength, failure strength, and absorbed energy. Results of the drop weight impact test showed the considerable role the steel fibers can play to increase the impact resistance of slabs. In this test, the fiber-free slabs showed a brittle behavior since they reached failure and were fragmented immediately after the first crack development. However, the slabs containing steel fibers could endure many blows after the first-crack development up to the moment of failure. This shows that steel fibers can effectively increase the consolidation and/or resistance of specimens. Fig. 3 shows the difference of failure mode of the plain and RC slabs. Impact test results showed that the role of addition of steel fibers in increasing the slab resistance was much more significant than the increasing slabs thickness.



Fig. 3. Failure mode in plain concrete slabs and RC slabs under drop weight impact

Investigation of Mechanical and Impact Properties of HPSC Composite Concrete

Amir Hossein Sahraei Moghadam¹
Fereydoon Omidinasab² Ahmad Dalvand³

1. Introduction

A concrete is the most widespread material in civil engineering, and due to its technical and economic advantages, it has gained widespread acceptance in various structures, although it suffers from disadvantages such as brittleness, and poor performance, particularly, under impact and tensile loads. In order to improve the mechanical properties of concrete, and in order to increase its capability for energy absorption and impact resistance, researchers have recently focused on the use of natural and artificial fibers. Self-compacting concrete was first introduced in 1988 as a durable type of concrete suitable for being used in structures. Early studies on the self-compacting concrete were conducted by Ozawa in 1989 and by Okamura in 1993 at the University of Tokyo. Self-compacting concrete is a type of concrete which flows under its own weight without needing any vibration, fills the mold, and keeps its homogeneity. Results of the previous studies show that the plain concrete is weak under the impact and flexural loads. It is very effective to use natural and artificial fibers in order to increase the concrete strength for the flexural and impact loads. During the last three decades, many studies have been conducted on the effects of steel fibers as they contribute to the mechanical properties and impact resistance of concrete. Previous studies show that steel fibers can considerably improve the mechanical properties and impact strength of concrete. The application of different fibers can enhance the concrete strength under dynamic loads. Adding fibers to concrete can increase the energy absorption and can improve the impact resistance of concrete, and it can prevent the cracks from spreading. Moreover, short and separate fibers can delay the distribution of cracks resulting from impacts/blows. This is due to the fact that fibers play the roles of bridges over cracks, thereby stopping their further spread. Fibers bridging over the cracks will consolidate the concrete and will increase the flexural and tensile deformations. Soroushian, Ataulloh and Hsu (1992) showed that the addition of fibers could increase the first-crack resistance and the ultimate resistance in the impact test more effectively, as compared to its effects on the flexural strength.

2. Experimental Program

To make the specimens, the Portland cement, Type 2, was used in accordance with the ASTM C150 Standard. The present study used the hooked-end steel fibers measuring 50 mm long and 0.8 mm thick. Figure 1 shows the photographs of steel fibers and Table 1 shows the properties them. All the aggregates passed through No. 8 sieve, with the specific weight being 2.6 (gr/cm³). In order to achieve the required workability, the researchers used Dezobuild 10, a commercial carboxylate superplasticizer, for making the concrete. Table 2 shows the concrete mixed design used for constructing the specimens. The mixed design used for making all the specimens contained the same volume of aggregates, cement, water, and superplasticizer, with the specimens being different in terms volume of fibers and slabs thicknesses. The present study made 27 slabs reinforced with steel fibers, measuring 400×400 cm, with three different thicknesses including 2.5, 5 and 7.5 cm in 9 different models (3 specimens for each model). Among the 9 models, 3 models did not contain fibers and were used as the control specimens, other models contained a 0.5% and 1% volume of fibers. All the specimens were kept at 25°C and 85% RH for 24 hours. Then, the specimens were cured for 28 days in water tanks of 20°C. After 28 days, the specimens were tested.



Fig. 1. Steel fibers

Table 1. Properties of steel fibers

Fiber	Length (cm)	Diameter (cm)	E (GPa)	Tensile strength (MPa)
Steel	5	0.08	200	1100

Table 2. Mix design used.

Sand (kg/m ³)	Cement (kg/m ³)	W/C	Water (kg/m ³)	SP (kg/m ³)
1006	1006	0.38	383	4.8

3. Test procedure

The compressive strength test was performed on cube specimens with side lengths of 100 mm in accordance with the ASTM C39 Standard with a loading rate of 0.3 MPa/s. Splitting tensile strength test, in accordance with

¹ M.Sc. Civil Engineering, Lorestan University, Khoramabad, Iran.

² Corresponding Author: Assistant Professor, Faculty of Engineering, Lorestan University, Khoramabad, Iran.
Email: omidinasab.f@lu.ac.ir

³ Assistant Professor, Faculty of Engineering, Lorestan University, Khoramabad, Iran

$$S_j = \frac{1}{(1 + \exp(-s_j))}, j = 1, 2, \dots, h \quad (2)$$

After calculating the outputs of hidden nodes, the final outputs are defined as follows:

$$N_{NN} = \sum_{j=1}^h (W_j S_j) + B_0 \quad (3)$$

Where W_j is the connection weight from the j th hidden node to the k th output node, and B_0 is the bias (threshold) of the k th output node.

In this study, in order to predict the ultimate axial strength and investigate the effect of different variables on the behavior of columns of CFST columns, a three-layer neural network with 5 input neurons in the first layer, 11 neurons in the hidden layer and one output neuron in the third layer using the conjugate gradient Polak- Ribiere (CGP) method are used for network training with the number of replicates of 3000 epoch.

4. Validity of prediction models

The confined index of absolute error ration of the studied models and ANN predicted results are presented in Fig. 2. The model with highest d/MAE has superior performances in the prediction of ultimate axial load compared to others.

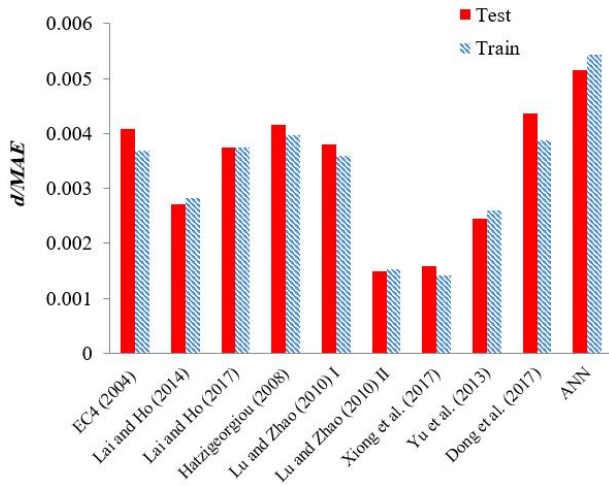


Fig. 2. d-to-MAE ratio for train and test data

According to the results of Fig. 2, the experimental models presented by Lai and Ho (2017) and Hatzigeorgiou and Dong *et al.*, Lu and Zhao (2010) I and EC4 cod show the best performances in terms of accuracy compared to other prediction empirical models. However, the ANN model provides the superior performance among other approaches in train and test phases.

By comparing the aspect ratio (D/t) on the axilla behavior of CFST columns showed in Fig. 3, it can be concluded that the axial forces are reduced by the increase of aspect ratios due to the decrease in the effect of the confinement steel. However, this decreasing capacity of the columns for different f'_c has provided nonlinear relations.

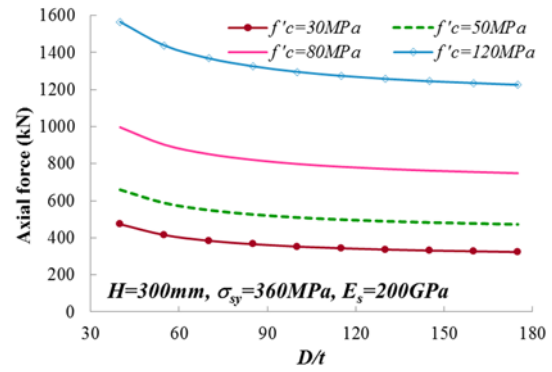


Fig. 3. Effect of D/t for different f'_c on the axial force

5. Conclusion

Based on the predicted results for ultimate strength of the concrete steel filled steel columns, the following observation can be extracted.

- 1- ANN model with correlation coefficient of 0.992 provides the best fitness compared to experimental empirical models and EC4 code. The ANN improves the RMSE about 100% in the training phase and 45% in the testing phase compared to the best empirical model.
- 2- By applying ANN model, a nonlinear relationship between concrete strength and ultimate axial strength is observed for high strength concrete with compressive stress more than 100 MPa.
- 3- By increasing the aspect ratio, the capacity of the columns is reduced.
- 4- Nonlinear behavior for the CFST columns are conducted with respect to the diameter of the thickness of the steel pipe ratio as well as the compressive strength of concrete.

Model-Based Analysis for Ultimate Axial Load of Circular CFST Columns Using Artificial Neural Network

Mohammad Hossein Yaghoubi¹ Behrooz Keshtegar²

Hossein Ali Rahdar³

1. Introduction

Concrete-filled steel tube (CFST) columns, which are formed by the filling of a hollow steel tube and concrete, are increasing due to the composite reaction of concrete and steel in many engineering structures. Not only do these sections have many advantages in construction, but they also significantly improve the mechanical properties of the structural components compared to reinforced concrete elements.

Generally, the design codes and ordinary process-based linear analysis of designs for considering the effects of steel tube and reinforcing concrete are ignored in the composite reaction (steel-concrete interaction) in CFST columns. One of the major drawbacks of the empirical models and arithmetic design codes is to apply the limited number of experimental samples to regress the ultimate capacity relations of CFST columns. Therefore, the application of proposed models does not have a wider range of acceptable accuracy. As a result, existing forecasting models may not be able to predict the behavior of these types of structures accurately. On the other hand, the effects of steel yield stress, concrete compressive strength, diameter to thickness ratio, and the ratio of height to diameter on the behavior of CFST columns have not been clearly interpreted in previous studies.

In this research, Artificial Neural Network (ANN) multi-layer has been applied to predict the ultimate strength and to examine the effects of different input variables on the behavior of CFST columns. Nonlinear ANN model based on 70% experimental data consisting of 1168 CFST circles using input variables such as geometric properties of samples (sample diameter, height and thickness of steel tube) and mechanical properties of steel and concrete (steel tube yield stress and concrete compressive strength) have been considered, and 30% of the experimental samples are used for verifying and comparing the eight experimental models and the EC4 code. The results suggest that the successful application of ANN and the high performance of this method have been shown to be more reliable in terms of accuracy and

more adaptable to circular column experimental data compared to empirical modes and design codes.

2. Data analysis

In order to evaluate the ultimate strength models of the CFST circular columns, the laboratory data derived from references containing 1168 columns is used in the modeling structure. In the test specimens, steel tube yield stress is different ranging from 166 to 853 MPa; concrete compressive strength varies from 15 to 193 MPa; the range of outer diameter variations and steel tube thickness vary from 47 to 1020 mm and 0.70 to 30.13 mm.

3. Artificial Neural Network Perceptron Multi-layer (MLPNN)

Artificial neural networks have been inspired by the behavior of the human brain's biological neurons. Simplicity, low cost of computing, and high performance for estimation, have made this computing tool considerably popular. In MLPNN, a nonlinear connection between inputs and outputs can be created. A three-layer network, including input, hidden neurons, and output layers, is shown in figure 1 showing the input of each hidden neuron is the total weight of input variables with a bias, which can be expressed as follows:

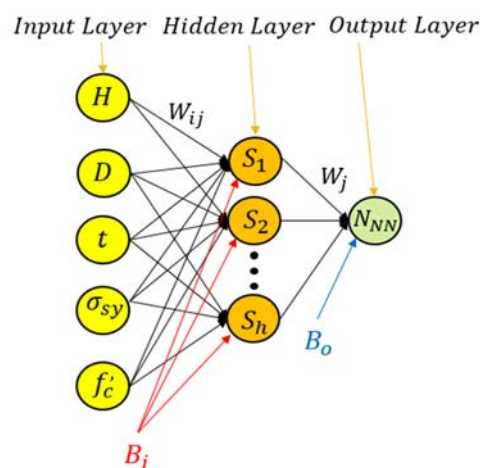


Fig. 1. Three-layer perceptron neural network structure with five input variables, one hidden layer and one output neuron

$$s_j = \sum_{i=1}^n (W_{ij} X_i) + B_j, j = 1, 2, \dots, h \quad (1)$$

where n is the number of the input nodes, W_{ij} shows the connection weight from the i th node in the input layer to the j th node in the hidden layer, B_j is the bias (threshold) of the j th hidden node, and X_i indicates the i th input. The output of each hidden node is calculated as follows:

¹ Master student, Department of Civil Engineering, University of Zabo, Zabol, Iran

² Corresponding Author: Associate professor, Department of Civil Engineering, University of Zabo, Zabol, Iran.
Email: Bkeshtegar@uoz.ac.ir

³ Assistant professor, Department of Civil Engineering, University of Zabo, Zabol, Iran

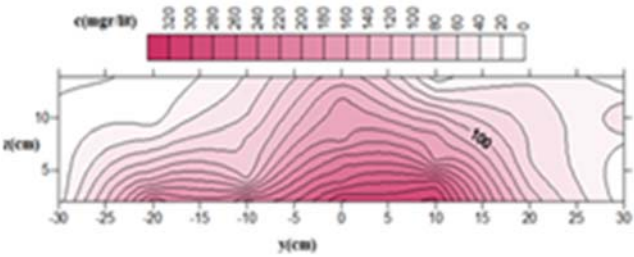


Fig. 4. Tracer distribution at a section for with vane

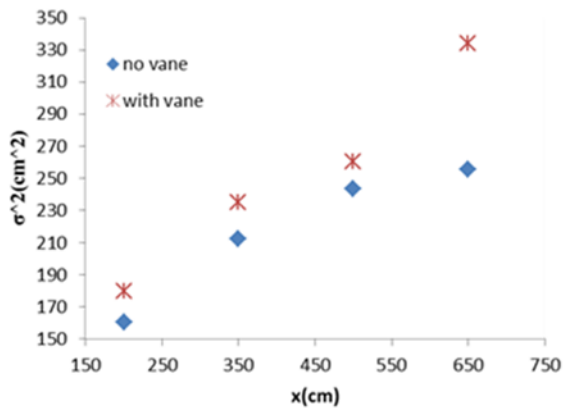


Fig. 5. Variance of concentration for four cross sections

4. Conclusion

Three important parameters that enhance the transverse mixing in the flow are turbulence, shear velocity, and secondary currents. As the flow pattern shows, the presence of the triangular vane in the flow, guidance the near-bed flow to moves from the middle of the flume toward the bank and the near-water surface flow guidance from the bank toward the middle of the flume clearly indicate the formation of a counterclockwise secondary flow cell. Because of such a pattern the transverse mixing is increased. The results also show that the variance of concentration increases about 30% compared to when there is no vane. Also, the peak point of mean concentration decreases about 80% compared to when there is no vane.

Investigation of Transverse Distribution of Pollutant and Flow Pattern in the Present of Triangular Vane in the Straight Channels

Elham Yabbarepour¹ Mahamood Shafai Bajestan²
Seyed Mahmood Kashefipour³

1. Introduction

The transport of pollutants in the large rivers especially in the lowest downstream reach of a river, in which the velocity and the intensity of flow turbulent becomes very low, are mostly performed to a great extent by dispersion. Any measure to enhance the turbulent intensity by generating the vortices in the flow field will increase both longitude and transverse diffusive coefficients which in turn will accelerate the transfer of pollutants. The study of Sharma and Ahmad (2012) showed that the submerged vane increases the transverse mixing of pollutants in the streams. In the present study the effect of triangular vane on of transverse distribution of pollutant is investigated. Triangular vanes are structures which are installed at an angle of 20° – 30° to the flow and inclined into the stream bed for banks protection. Bahrami-Yarahmadi and Shafai-Bejistan (2016) studied the application of triangular vanes attached to the bed in a 90-degree river bend and concluded that this measure modifies the sediment pattern in such a way to protect the banks from erosion. In their study the 3D components of flow velocity were also measured in tests with and without an installed single vane. The results show that the triangular vanes create a clockwise counter secondary flow cell near the bank, which counteracts the clockwise main secondary flow cell in the bend for a distance of about $5le$ (le is the vane's effective length) downstream of the vane's position. Therefore in this study the effect of triangular vane on transverse mixing is investigated.

2. Experimental phase

Based on the purpose of the present study, the experiment is performed in a rectangular flume of 0.8 m width and 10m length. A salt solution was used as a tracer, and a concentration tool measuring equipments consisted of conductivity probes to measure concentration in four cross sections at the same time (figure 1). The velocity and depth of flow were respectively 0.2, 0.25, 0.3 0.35 m/s and .15m. The vane was triangular and made of plexiglass with a thickness of 4 mm. The effect length of vane is 30% of width of the flume and angle between the vane and the main flow directions 45 (figure 2).

The three-dimensional (3D) velocity components were measured using the electromagnetic velocity meter JFE ALEC model ACM3-RS. The flow pattern is measured in 14 points in transverse of flume and seven

points of depth of flow. The sampling rate was 20 Hz and the minimum time of sampling was 10 seconds.

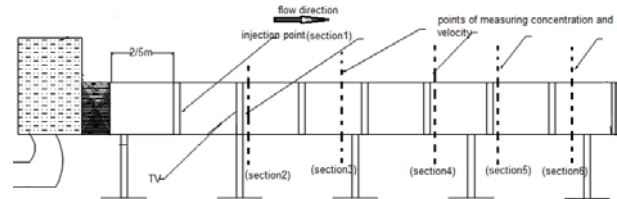


Fig. 1. Layout flume



Fig. 2. Traingular vane

3. Results and discussion

3.1. Effect of triangular vane on distribution of concentration

The results about distribution of concentration of tracer for two conditions with vane and no vane are depicted (Figures 3 and 4). As it is shown, the distribution of concentration is more disperse in the transverse direction when the triangular vane is installed and it causes the distribution of concentration to be more uniform in transvers direction. Also, figure 5 shows the effect of triangular vane on variance for four cross sections. As it is shown, the triangular vane increases the variance of concentration about 30% compared to the case of no vane and the effect of triangular increases in distance far from vane.

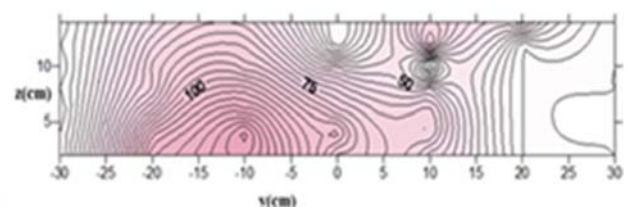


Fig. 3. Tracer distribution at a section for no vane

¹ Corresponding Author: Ph.D Student, Faculty of Water Sciences Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz, Ahvaz, Iran.

Email: e.yabbarepour14@gmail.com

² Professor, Faculty of Water Sciences Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz,

³Professor, Faculty of Water Sciences Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz, Ahvaz-Iran.

energy parameter is another important consideration that must be taken into account when assessing the moisture damage of asphalt mixtures. This parameter is equivalent to the adhesion energy between bitumen and aggregate in the presence of water. Its values can be calculated using the free energy components of bitumen, aggregate and water adhesion and debonding energy relation. Calculations show that the separation energy is negative in the presence of water. This means that all asphalt mixtures will become bare in the presence of moisture, but the intensity and velocity of this phenomenon will vary. The lower the negative energy value, the greater the amount of energy released by the reaction of bitumen and aggregate in the presence of water (stripping). Mixture with more negative debonding energy is more susceptible to moisture failure. That is, when water enters the bitumen and aggregate system, the mixture becomes unstable and will release energy to reach steady state. Therefore, the process of separating aggregates and bitumen in the presence of water is spontaneous. It should be noted that for the ease of analysis, the absolute magnitude of the separation energy is included in this study.

4. Conclusion

This study was conducted to evaluate the effect of using micronized calcium carbonate to cover and modify the surface of aggregates for reducing the moisture damage of asphalt mixtures. In this regard, two different mechanical and thermodynamic methods were used to evaluate the mixtures. In addition to assessing the moisture sensitivity of the base and modified mixtures, the mechanism of damage and the effect of the additive were evaluated.

The most important results of the above experiments are as below:

1. Modification of aggregate surface with micronized calcium carbonate powder increases TSR values and indirect tensile strength (ITS) of specimens made in wet state.
2. The use of calcium carbonate coating has reduced free surface energy of all the aggregates used. The reduction in total free surface energy increases the coating's ability to bind and bind to aggregates.
3. Calcium carbonate coatings by altering the acid component and aggregate play, increased adhesion between bitumen (which is an acidic substance) and aggregates.
4. Calcium carbonate has reduced the polar components of aggregates. This increases the friendliness of the oil and reduces the tendency for the aggregates to become more polarized like water. The surface coverage of aggregates increases the non-polar components for calcareous and granite aggregates, but for the quartzite aggregates the content of this component is reduced.
5. The use of calcium carbonate coating on calcareous aggregates has increased bitumen-aggregate adhesion in the mixtures. Regarding granite and quartzite aggregates, it did not affect the adhesion energy between bitumen-aggregates for mixtures but decreased the amount of adhesion for granite aggregates (to a small extent) in the dry state.
6. The use of hydrophobic coating of calcium carbonate reduces the amount of separation energy of the samples. This makes the bitumen-aggregate system more thermodynamically stable and decreases the severity of the stripping event.
7. The results of the two methods show a good correlation between the mechanical and thermodynamic method

Table 1. TSR values of control and modified asphalt mixtures

Asphalt mixtures	Control Limestone	Modified Limestone	Control Granite	Modified Granite	Control Quartzite	Modified Quartzite
1 cycle	84	87	73	63	74	72
3 Cycles	73	79	60	50	64	60
5 Cycles	59	68	48	34	49	46

Evaluating Moisture Damage of Crystalline Calcium Carbonate Modified Asphalt Mixtures

Gholam Hossein Hamedi¹ Mohsen Sohrabi²

1. Introduction

Researchers are currently using new approaches such as the use of the concepts of surface free energy (adhesion and bonding energies) that overcome the shortcomings of conventional experiments. These approaches can identify the mechanism of moisture damage and the influence of various factors such as bitumen and aggregate properties and additives on moisture failure. As a result, it is possible to predict the likelihood of these failures and to propose suitable solutions to reduce moisture damage at the time of mixing design. Therefore, the main goals of the present study can be categorized as:

- Measurement of surface free energy components of basic and modified calcium carbonate powder samples;
- Identifying the effect of aggregate modification on increasing adhesion energy and decreasing detachment energy;
- Investigation of the effect of aggregate surface modification on moisture sensitivity of asphalt mixtures by mechanical methods.

2. Laboratory program

In mechanical experiments, the mixing scheme will first be performed by the Marshall method. Subsequently, the moisture sensitivity test is performed on modified and controlled samples using the modified Lottman method to investigate the effect of using calcium carbonate coating on the aggregate surface.

In thermodynamic experiments, the surface free energy components of bitumen and aggregates are measured using the Wilhelm plate method and the USD device. Then, using the thermodynamic relationships, the free energy parameters of bitumen-aggregate adhesion and detachment energy in the presence of water are calculated to investigate the effect of using aggregate coating.

Modified Lottman test is the most common used laboratory method for evaluating the moisture failure of mixtures in which a horizontal cylindrical specimen is subjected to vertical loading. This loading causes tensile stress along its diameter, resulting in cracking and breakage of the specimen in wet and dry conditions.

Indirect tensile strength ratio in wet to dry states gives the index of indirect tensile strength which is an index of moisture sensitivity in asphalt mixtures.

3. Results and Discussion

The results show that the surface modification of aggregates decreased and increased the acidic and base components of all three types of aggregates, respectively. Since bitumen is known as an acidic substance, playing with the aggregate creates better adhesion between the bitumen and the acidic aggregate. In addition, the results show that the modified aggregates have less polar components than the base samples. According to previous studies, the polarity of the aggregates indicates a high percentage of silicon dioxide in them.

According to the following table, the TSR ratio of the specimens also decreased with the increase of ice and thaw cycles. It can be seen that the use of micronized calcium carbonate anti-stripping additive has improved the resistance of the modified asphalt mixtures to the control samples. This ratio is higher for base and modified calcareous aggregates. In other words, calcareous aggregates have the highest resistance to moisture damage, while quartzite aggregates have the least resistance.

It is clear from the values in the Table 1 that the surface modification of all aggregates in a wet state has a positive effect, resulting in an increase in the indirect tensile strength ratio. This increase in indirect tensile strength may be due to improved adhesion in the modified specimens. Due to the fact that calcium carbonate particles have alkaline (gamma) properties, its use has been able to increase the adhesion between bitumen and aggregates, especially acidic quartzite aggregates. In the five cycles of freezing and thawing TSR has increased by 26.10%. is. So that in five freeze-thaw cycles this ratio has a 26.10% increase in strength. It can be seen from Figure 5 that the adhesion energy between bitumen and quartzite aggregates is lower than that of granite and calcareous aggregates, which may be due to the acidic properties of quartzite aggregates.

The application of calcium carbonate coatings on calcareous aggregates increased bitumen-aggregate adhesion in the mixtures, but the modification of the granite and quartzite aggregates did not increase bitumen-aggregate adhesion energy of the mixtures. Rather, it reduced adhesion (to a small extent) in the dry state for granite aggregates. This may be due to a decrease in the surface area of the modified aggregates compared to the base aggregates. The detachment

¹ Corresponding Author: Assistant Professor, University of Guilan, Rasht, Iran
Email Address: hamedi@guilan.ac.ir

² MSC Graduated, Urmia University, Urmia, Iran

CONTENTS

Evaluation of Moisture Sensitivity of Modified Asphalt Mixtures with Crystal Calcium Carbonate Powder	Gholam Hossein Hamedei - Mohsen Sohrabi	1
Investigation of Transverse Distribution of Pollutant and Flow Pattern in the Present of Triangular Vane in the Straight Channels	ElhamYabbarepour - Mahamood Shafai Bajestan - Seyed Mahmood Kashefipour	17
Model-Based Analysis for Ultimate Axial Load of Circular CFST Columns Using Artificial Neural Network	Mohammad Hossein Yaghoubi Behroz Keshtegar - Hossein Ali Rahdar	33
Investigation of Mechanical and Impact Properties of High Performance Self-Compacting Composite Concrete	Amir Hossein - Sahraei Moghadam Fereydoon Omidinasab - Ahmad Dalvand	49
Improving of Concrete Mechanical and Structural Characteristics with Replacing Pet Bottles as Fine Aggregates	Mohammad Kazem Sharbatdar Mohammad Noorbaran	67
Simulation of Sedimentation Pattern in Upstream of Duckbill Weirs Using Submerged Vanes	Mahla Tajari - Amir Ahmad Dehghani Mehdi Meftahhalaghi	83
A Proposed Model for Estimating the Relative Bond Strength of RC Beam with Corroded Lap Spliced Steel Bars, considering c/d_b	Yaser Moodi – Mohamad Reza Sohrabi Seyed Roohallah Mousavi	99
Optimization of Water Distribution Systems Using Genetic Algorithms in WaterGems Model (Case study: part of Rooydar)	Saeid khalifeh - Gholamabbas Barani Vahid Khalifeh - Mohammad Zonemat-kermani	111



**JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD**

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani

Editor-Chief: M. R. Esfahani

Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor	Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor	Ecole des Ponts Paris tech
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
N. Hafezi Moghaddas	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Sh. Danesh	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor	Shiraz University
M. H. Sebt	Professor	Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor	Tarbiat Modares University
H. Ganji Doost	Professor	Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor	Amirkabir University of Technology
M. Kianoush	Professor	University of Ryerson

Text Editor: Yousef Bina

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2008-7454



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 27

Evaluation of Moisture Sensitivity of Modified Asphalt Mixtures with Crystal Calcium Carbonate Powder Gholam Hossein Hamedei - Mohsen Sohrabi	1
Investigation of Transverse Distribution of Pollutant and Flow Pattern in the Present of Triangular Vane in the Straight Channels Elham Yabbarepour - Mahamood Shafai Bajestan Seyed Mahmood Kashefipour	17
Model-Based Analysis for Ultimate Axial Load of Circular CFST Columns Using Artificial Neural Network Mohammad Hossein Yaghoubi Behroz Keshtegar - Hossein Ali Rahdar	33
Investigation of Mechanical and Impact Properties of High Performance Self-Compacting Composite Concrete Amir Hossein - Sahraei Moghadam Fereydoon Omidinasab - Ahmad Dalvand	49
Improving of Concrete Mechanical and Structural Characteristics with Replacing Pet Bottles as Fine Aggregates Mohammad Kazem Sharbatdar - Mohammad Noorbaran	67
Simulation of Sedimentation Pattern in Upstream of Duckbill Weirs Using Submerged Vanes Mahla Tajari - Amir Ahmad Dehghani- Mehdi Meftahhalaghi	83
A Proposed Model for Estimating the Relative Bond Strength of RC Beam with Corroded Lap Spliced Steel Bars, considering c/db Yaser Moodi - Mohamad Reza Sohrabi Seyed Roohallah Mousavi	99
Optimization of Water Distribution Systems Using Genetic Algorithms in WaterGems Model (Case study: part of Rooydar) Saeid khalifeh - Gholamabbas Barani Vahid Khalifeh - Mohammad Zonemat-kermani	111

**Vol. 32, No. 3
Autumn, 2019**