



نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۱۷

- ۱ کنترل خسارت سازه‌ها به کمک الگوریتم ژنتیک - عصبی
عباس کرمان‌الدین - سعید خواجه کرمان‌الدین
- ۱۷ بررسی اثر اندازه خرده‌لاستیک بر رفتار مکانیکی مخلوط ماسه و
خرده‌لاستیک با دستگاه پرش مستقیم
علیرضا رضاپور - سید احسان سیدی حسینی‌نیا
- ۳۷ حذف هیدروکربن‌های نفتی از آب‌های آلوده با فرآیند
فتوکاتالیستی خورشیدی
فلاح سروش - حسین گنجی‌دوست - بیتا آیتی
- ۴۹ تحلیل عددی استاتیکی عملکرد زه‌کش چتری در تونل بدون پوشش
دایروی عمیق تحت تراوش پایدار
علی حسین بالام - محمود هاشمی
- ۶۹ بررسی اثر ژئولیت و سیمان بر تراکم خاک ماسه‌ای بابلر
عباسی شوش پاشا - مجتبی عباسی - حسین ملاعباسی
- ۷۹ کاربرد مدل‌های SVR و GRNN در تخمین حداکثر عمق فرسایش در
شرایط بستر متحرک در تالابی رودخانه‌ها
بهنام بلوچی - محمدرضا نیکو - محمود شفاعی بهستان - مریم دهقانی
- ۹۳ بررسی تأثیر ایلاف تقویتی پلیمری کربنی CFRP در میزان باربری
دال‌های بتن مسلح دوطرفه مریعی شکل دارای بازشو در لبه کناری
و گوشه دال (یادداشت پژوهشی)
مجتبی لیب‌زاده
- ۱۰۹ تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها براساس روش ترکیبی کوچک‌ترین
مریعات دستگاه بردارهای پشتیبان و شبیه‌سازی مونت کارلوی
پیشرفته (یادداشت پژوهشی)
محمد مهدی مجاهد - بهروز احمدی ندوشن



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسوول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیأت تحریریه :

دکتر مجتبی ازهری	استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون ایرانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر علی خیرالدین	استاد، دانشگاه سمنان، دانشکده مهندسی عمران
دکتر عباس سروش	دانشیار، دانشگاه امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهبان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر رضا عطار نژاد	استاد، دانشگاه تهران، دانشکده فنی دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمد غفوری	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر غلامرضا قدرتی امیری	استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران
دکتر داود مستوفی نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران

ویراستار ادبی : الهام دهقان

مسوول دفتر نشریه : تکتم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : سید عاطفه نوعی باغبان

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

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

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

چاپ: مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	عباس کرم‌الدین - سعید خواجه کرم‌الدین	کنترل خسارت سازه‌ها به کمک الگوریتم ژنتیک - عصبی
۱۷	علیرضا رضاپور - سید احسان سیدی حسینی‌نیا	بررسی اثر اندازه خرده‌لاستیک بر رفتار مکانیکی مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک با دستگاه برش مستقیم
۳۷	فتاح سروش - حسین گنجی‌دوست - بیتا آیتی	حذف هیدروکربن‌های نفتی از آب‌های آلوده با فرآیند فتوکاتالیستی خورشیدی
۴۹	علی حسین‌یالام - محمود هاشمی	تحلیل عددی استاتیکی عملکرد زه‌کش چتری در تونل بدون پوشش دایروی عمیق تحت تراوش پایدار
۶۹	عیسی شوش پاشا - مجتبی عباسی - حسین ملاعباسی	بررسی اثر زئولیت و سیمان بر تراکم خاک ماسه‌ای بابلسر
۷۹	بهنام بلوچی - محمدرضا نیکو - محمود شفاعی بجستان مریم دهقانی	کاربرد مدل‌های SVR و GRNN در تخمین حداکثر عمق فرسایش در شرایط بستر متحرک در تالاقی رودخانه‌ها
۹۳	مجتبی لیب‌زاده	بررسی تأثیر الیاف تقویتی پلیمری کربنی CFRP در میزان باربری دال‌های بتن مسلح دوطرفه مربعی شکل دارای بازشو در لبه کناری و گوشه دال (یادداشت پژوهشی)
۱۰۹	محمد مهدی مجاهد - بهروز احمدی ندوشن	تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها براساس روش ترکیبی کوچک‌ترین مربعات دستگاه بردارهای پشتیبان و شبیه‌سازی مونت کارلوی پیشرفته (یادداشت پژوهشی)

کنترل خسارت سازه‌ها به کمک الگوریتم ژنتیک - عصبی*

عباس کرم‌الدین^(۱)سعید خواجه کرم‌الدین^(۲)

چکیده در این مقاله، کنترل خسارت سازه‌ها در برابر زلزله به صورت نیمه فعال با استفاده از میراگر مایع قابل کنترل مغناطیسی (MR) و شبکه‌های عصبی مصنوعی مطالعه شده است. هدف از طراحی این سیستم کنترل، کاهش خسارت سازه می باشد. در این سیستم کنترل، از یک شبکه عصبی پیش خور چندلایه استفاده شده است. ورودی شبکه عصبی جابه‌جایی نسبی طبقات و خروجی آن ولتاژ میراگر MR است. آموزش شبکه عصبی برای تعیین ولتاژ میراگر MR برای کمینه کردن خسارت سازه انجام شده است. برای آموزش شبکه عصبی از الگوریتم ژنتیک استفاده گردیده است. معیار شایستگی این الگوریتم کمینه نمودن شاخص خسارت پارک و انگ سازه انتخاب شده است. پس از آموزش شبکه عصبی، سیستم کنترل در سازه سه طبقه محک غیرخطی قرار داده شده و عملکرد آن مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهند این کنترلر توانسته است شاخص خسارت پارک و انگ را به طور چشم‌گیری کاهش دهد.

واژه‌های کلیدی سازه، زلزله، خسارت، کنترل، نیمه فعال، شبکه‌های عصبی، الگوریتم ژنتیک.

Structural Damage Control Using Neuro-Ga Algorithm

A. Karamodin

S. Khajekaramodin

Abstract In this paper a semi-active structural damage control strategy using MR dampers and Neural Networks is presented. A multilayer feed-forward neural network has been designed. The input layer is relative displacement of stories and the output layer is the voltage needed for MR damper. The neural network is learned to predict the voltage needed for MR damper that can minimize the Park & Ang damage index of structure. Genetic algorithm has been used to learn the neural network. The Park & Ang damage index of the structure has been used as the fitness function of the genetic algorithm. To evaluate the structural control system a nonlinear 3 story benchmark building has been selected. The results show the the proposed structural control system can effectively reduce the Park & Ang damage index of the structure.

Key Words Structure, Earthquake, Damage, Control, Semi-Active, Neural Network, Genetic Algorithm.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۲/۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۸/۲۶ می باشد.

Email: a-karam@um.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی، مشهد.

(۲) کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی، مشهد.

مقدمه

سازه ها به عنوان یکی اجزای اساسی جوامع بشری به شمار می آیند به گونه ای که تأمین ایمنی و شرایط بهره برداری آنها در برابر بلایای طبیعی از مهم ترین اهداف طراحی آنها به حساب می آید. به موازات پیشرفت هایی که در تکنولوژی مصالح و ساخت سازه ها صورت گرفته است روش های تحلیل و طراحی نیز باید با این پیشرفت ها تغییر و تحول نمایند. از این رو پژوهش گران و محققان علم مهندسی سازه به دنبال روش های نوین برای تأمین اهداف طراحی بوده اند و همین امر موجب پیشرفت های چشمگیری در این مهم شده است چرا که آسیب دیدن سازه علاوه بر وارد آوردن خسارات مالی و هدررفت سرمایه های ملی، برای جان انسان ها نیز تهدیدی بزرگ به شمار می رود. پژوهش گران روش های مختلفی را برای کنترل خسارت سازه ها مورد آزمایش قرار داده اند. اندیشه استفاده از کنترل اتوماتیک در مهندسی سازه در حدود ۶۰ سال قبل توسط مینای و کوبوری [1, 2, 3] مطرح گردید. در سال های بعد آبدل روحمان [4, 5, 6]، زوک [7]، سونگ [8] و نوردل [9] روش هایی را برای کنترل خسارت سازه ارائه کردند ولی به دلیل نبود تکنولوژی اجرای این روش ها در آن موقع به صورت طرح های تئوری باقی ماند. در سال ۱۹۷۲ یائو [10] سیستم سازه ای را پیشنهاد نمود که در آن با تغییر رفتار سازه در برابر بارهای غیرقابل پیش بینی پاسخ های سازه به حد مطلوب می رسید. با معرفی روش های هوشمند مانند شبکه های عصبی، سیستم های فازی و الگوریتم ژنتیک، سیستم های کنترل کارا تر و مؤثرتری توسط پژوهشگران ارائه شده است. این سیستم ها به دلیل عدم نیاز به مدل سازی دقیق ریاضی، امکان در نظر گرفتن رفتار غیرخطی و عدم قطعیت ها و همچنین دارا بودن قابلیت آموزش در مقایسه با روش های کنترل کلاسیک امکانات بیشتری را در اختیار محققان قرار می دهند. قابوسی [11, 12] از اولین محققانی است که در این زمینه

فعالیت داشته است. نیکزاد و قابوسی [11] رفتار دینامیکی محرک ها را توسط شبکه های عصبی مدل سازی نمودند. استفاده از شبیه ساز برای آموزش شبکه های عصبی در کنترلر عصبی برای کنترل خطی سازه توسط قابوسی و جغتایی [12] و بنی هانی [13] صورت گرفته است. روش مشابهی نیز توسط چن [14] مورد تحقیق قرار گرفت. استفاده از شبکه های عصبی برای بهبود پاسخ های الگوریتم ژنتیک در مسائل بهینه سازی توسط برخی از محققان مورد بررسی قرار گرفته است [15]. مایتی و ساهو [16] از ترکیب شبکه عصبی و الگوریتم ژنتیک برای پیش بینی خسارت سازه ها استفاده کردند. سیستم کنترل فعال در یک سازه سه بعدی با استفاده از الگوریتم ژنتیک - عصبی توسط عادل و جیپانگ [17] مورد استفاده قرار گرفت.

در گذشته اکثر محققان در کنترلرهای عصبی از دو شبکه عصبی استفاده می نمودند. یک شبکه به عنوان شبکه عصبی شبیه ساز برای پیش بینی پاسخ های سازه و شبکه عصبی دیگر برای تعیین نیروی کنترل بهینه مورد استفاده قرار می گرفته است. آموزش این دو شبکه فرآیندی طولانی و زمان گیر می باشد، لذا این روش برای سازه های کوچک مناسب است. برای رفع این مشکل سعی شده است شبکه عصبی شبیه ساز از سیستم کنترل حذف گردد. در این راستا کیم و همکاران [18] روشی را ارائه نمودند که در آن به جای استفاده از شبکه عصبی شبیه ساز برای آموزش شبکه عصبی از یک تابع ارزش به عنوان معیار آموزش استفاده گردید.

از آن جا که خسارت سازه و نیروهای کنترل هر دو وابسته به یکدیگر هستند و رابطه مستقیمی بین آنها نمی توان برقرار نمود، برای آموزش کنترلر عصبی، برخلاف روش های قبل، باید از روش های آموزش بدون ناظر استفاده نمود. هم چنین سازه های بلند در برابر زلزله های سنگین حتی در حالت کنترل شده جاری شده و رفتار غیرخطی دارند. لذا سیستم های کنترلی که رفتار سازه را بعد از کنترل، خطی فرض می نمایند مانند

خسارت پارک و انگ از آنجا که علاوه بر جابه‌جایی نسبی طبقات انرژی جذب شده توسط سازه را در ارزیابی خسارت سازه در نظر می‌گیرد نسبت به سایر پاسخ‌های سازه معیار مناسب‌تری برای کنترل خسارت می‌باشد. نیروهای کنترل توسط میراگرهای مایع قابل کنترل مغناطیسی (MR) بر سازه اعمال گردیده است. عملکرد کنترلر در یک سازه سه طبقه محک با رفتار غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است.

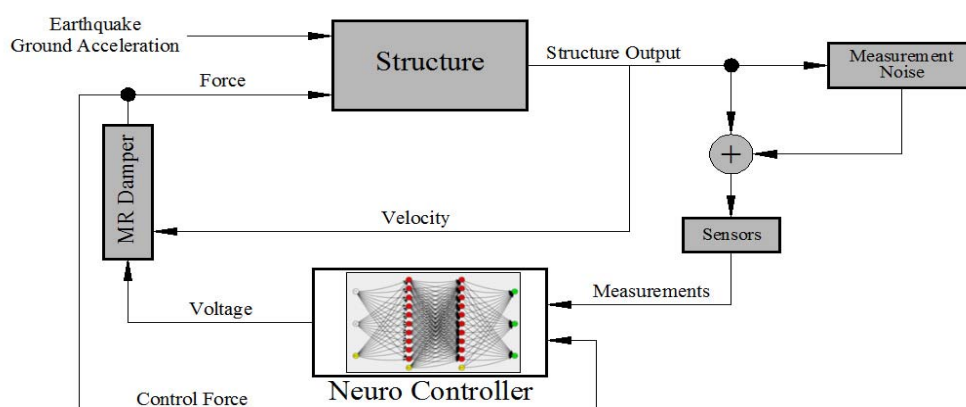
سیستم کنترل

سیستم کنترل استفاده‌شده در این پژوهش در شکل (۱) مشاهده می‌گردد. در این سیستم، سازه غیرخطی تحت زلزله قرار می‌گیرد و پاسخ‌های آن توسط سنسورها اندازه‌گیری می‌گردد. سپس این پاسخ‌ها همراه با نیروهای کنترل گام قبلی در اختیار شبکه عصبی پیش‌خور قرار می‌گیرد. شبکه عصبی به‌گونه‌ای آموزش داده شده است که بر مبنای پاسخ‌های سازه و نیروهای کنترل در گام قبلی، ولتاژ میراگرها را پیش‌بینی نماید به شکلی که شاخص خسارت پارک و انگ سازه کمینه گردد. ولتاژ پیش‌بینی شده همراه با سرعت وارد به میراگرها به‌عنوان ورودی به میراگر اعمال می‌گردد تا نیروی کنترل بهینه در هر لحظه توسط میراگر به سازه اعمال گردد.

روش گوسی درجه دوم خطی (LQG) مناسب نیستند و برای مدل‌سازی دقیق باید در سیستم کنترل رفتار غیرخطی سازه لحاظ گردد.

در سیستم‌های کنترل ارائه‌شده توسط اکثر محققان کاهش خسارت سازه‌ها از طریق کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات صورت گرفته است ولی تنها بخشی از خسارت سازه به جابه‌جایی نسبی طبقه وابسته می‌باشد و پارامترهای دیگری از جمله انرژی جذب‌شده توسط سازه نیز در خسارت آن تأثیرگذار است. از این‌رو برای کنترل بهینه خسارت سازه بهتر است از معیاری استفاده نمود که پارامترهای مختلف مؤثر در خسارت سازه را شامل شود.

در این مقاله روشی نیمه‌فعال برای کنترل سازه‌ها ارائه گردیده که در آن از ترکیب شبکه‌های عصبی و الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. در این روش از یک شبکه عصبی پیش‌خور چندلایه در سیستم کنترل استفاده شده است. این شبکه عصبی به‌گونه‌ای آموزش می‌بیند تا با دریافت پاسخ‌های سازه بر مبنای کمینه نمودن شاخص خسارت پارک و انگ، ولتاژ بهینه میراگرها را طوری تعیین نماید که سازه کنترل گردد. برای آموزش این شبکه عصبی یعنی تعیین وزن‌های کانال‌های ارتباطی آن، از الگوریتم ژنتیک که یک روش آموزش بدون ناظر می‌باشد، استفاده شده است. شاخص



شکل ۱ سیستم کنترل

معادلات حاکم برای این مدل را می توان به صورت روابط زیر نوشت:

$$f = C_0 \dot{q} + \alpha z \quad (۱)$$

$$\dot{Z} = \gamma |\dot{q}| z |z|^{n-1} - \beta \dot{q} |z|^n + A \dot{q} \quad (۲)$$

$$\alpha = \alpha(u) = \alpha_a + \alpha_b u \quad (۳)$$

$$C_0 = C_0(u) = C_{0a} + C_{0b} u \quad (۴)$$

در این روابط، q جابجایی نسبی دو سرمیراگر و z یک متغیر تکاملی است که وابستگی پاسخ به تاریخچه آن را نشان می دهد. با تنظیم پارامترهای α ، β ، n و A می توان شیب رفتار خطی و انحنای قسمت گذر از رفتار خطی به تسلیم را مشخص نمود. پارامترهای α و C_0 نیز متغیر بوده و توسط یک کنترلر قابل تنظیم هستند. در این روابط u خروجی جریان مدار الکتریکی میراگر است که توسط رابطه دینامیکی (۵) بر حسب ولتاژ ورودی مدار مشخص می شود.

$$\dot{u} = -\eta(u - v) \quad (۵)$$

در این مطالعه پارامترهای میراگر طوری انتخاب شده اند تا به ازای حداکثر ولتاژ $V_{max} = 10$ ظرفیتی معادل ۱۰۰۰ کیلو نیوتن داشته باشد. این پارامترها عبارتند از:

$$\alpha_a = 1.0872 \times 10^5 \text{ N/cm}$$

$$\alpha_b = 4.9616 \times 10^5 \text{ N/(cm.v)}$$

$$C_{0a} = 4.4 \text{ N.sec/cm}$$

$$C_{0b} = 44 \text{ N.sec/(cm.v)}$$

$$\gamma = 3 \text{ cm}^{-1}$$

$$\beta = 3 \text{ cm}^{-1}, \quad n = 1$$

$$A = 1.2, \quad \eta = 50 \text{ sec}^{-1}$$

شاخص خسارت پارک و انگ

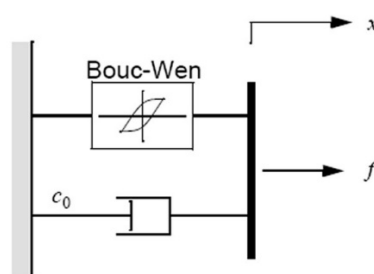
برای بیان میزان خسارت در سازه ها باید معیارهای کمی

مدل غیرخطی سازه

مدل ریاضی سازه به صورت مدل اجزای محدود قاب صفحه ای، متشکل از اعضای قاب دوبعدی در نظر گرفته شده است. هر گره از قاب دارای سه درجه آزادی و هر عضو دارای دو گره و شش درجه آزادی می باشد. با توجه به صلب بودن افقی سقف ها در ساختمان ها، تغییر مکان های افقی گره های واقع در هر سقف یکسان در نظر گرفته شده است. برای لحاظ کردن این موضوع در هر طبقه درجه آزادی افقی یک گره به عنوان درجه آزادی مرجع در نظر گرفته شده و درجات آزادی افقی سایر گره های واقع در آن سقف به آن وابسته شده اند. اثر رفتار غیرخطی سازه در زلزله های قوی به صورت رفتار خمیری متمرکز در انتهای اعضا در نظر گرفته شده است. در این مدل کل عضو به صورت ارتجاعی باقی می ماند و رفتار خمیری فقط در مفصل های پلاستیک دو انتهای عضو متمرکز می باشد. رفتار چرخه ای این مفصل ها به صورت رفتار دوخطی در نظر گرفته شده است. این مدل برای سازه های محک غیرخطی توسط اتوری و همکاران [19] ارائه گردیده است.

مدل میراگر MR

مدل مکانیکی میراگر MR استفاده شده در شکل (۲) دیده می شود. این مدل برای یک نمونه میراگر MR کوچک ارائه شده و در مطالعات انجام شده انطباق خوبی را با نتایج آزمایشگاهی نشان داده است [20, 21].



شکل ۲ مدل میراگر MR [22]

وزن دار خسارت عضوهای طبقه به شکل رابطه (۹) محاسبه می‌شود:

$$D_{\text{story}} = \frac{\sum E_e D_e}{\sum E_e} \quad (9)$$

در این رابطه E_e انرژی جذب‌شده در هر عضو است که برابر مجموع انرژی جذب‌شده دو انتهای عضو می‌باشد.

برای محاسبه اندیس خسارت کل سازه یا اندیس خسارت چند طبقه از سازه از میانگین وزن دار خسارت طبقات مربوط استفاده می‌شود:

$$D_{\text{total}} = \frac{\sum E_{\text{story}} D_{\text{story}}}{\sum E_{\text{story}}} \quad (10)$$

در این رابطه E_{story} مجموع انرژی جذب شده توسط عضوهای طبقه است.

کنترل‌کننده ژنتیک - عصبی

کنترلر ژنتیک-عصبی یک کنترلر عصبی است که توسط الگوریتم ژنتیک آموزش دیده است. پارامترهای مختلف شبکه عصبی از جمله تعداد لایه‌ها، تعداد سلول‌های هر لایه و وزن‌های کانال‌های ارتباطی قابل انتخاب می‌باشند. در این مطالعه نوع شبکه، تعداد لایه‌ها و سلول‌های آن با سعی و خطا انتخاب گردیده است و برای آموزش شبکه عصبی یعنی تعیین وزن کانال‌های ارتباطی، از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. استفاده از روش‌های معمول برای آموزش شبکه‌های عصبی مانند الگوریتم پس‌انتشار در این پژوهش امکان‌پذیر نیست؛ زیرا در روش کنترل استفاده‌شده قرار است شبکه عصبی با دریافت پاسخ‌های سازه، نیروی کنترل را بر مبنای کمینه نمودن شاخص خسارت پارک و انگ پیش‌بینی نماید. از آنجایی که شاخص خسارت پارک و انگ با پاسخ‌های مستقیم سازه قابل محاسبه نیست و رابطه ریاضی مستقیمی بین بارهای وارد بر سازه و

وجود داشته باشد تا بتوان خسارت سازه را ارزیابی نمود. یکی از شاخص‌های خسارت معرفی شده توسط پژوهش‌گران شاخص خسارت پارک و انگ است [22]. آنها یک شاخص خسارت محلی را ارائه کردند که از ترکیب حداکثر تغییر شکل نرمال‌شده و انرژی جذب‌شده به صورت رابطه (۶) حاصل می‌شود:

$$D_{\text{P.A.}} = \frac{U_{\text{max}}}{U_u} + \frac{\beta}{F_y \cdot U_u} \int dE \quad (6)$$

این شاخص یکی از معروف‌ترین و رایج‌ترین شاخص‌های خسارت است. در این رابطه U_{max} حداکثر تغییر شکل در مدت بارگذاری، U_u تغییر شکل گسیختگی در بارگذاری استاتیکی، F_y مقاومت جاری شدن، dE انرژی جذب شده جزئی در مدت بارگذاری و β یک ضریب مثبت است که اثرات کاهندگی مقاومت و سختی را در بارگذاری دوره‌ای در نظر می‌گیرد. از امتیازات این شاخص سادگی و کالیبره شدن آن بر اساس خسارت‌های مشاهده شده در سازه‌ها می‌باشد.

برای محاسبه شاخص خسارت پارک و انگ، ابتدا شاخص خسارت انتهای هر عضو محاسبه می‌گردد. برای این منظور با استفاده از حداکثر انحنای ایجاد شده در انتهای عضو و انرژی جذب‌شده در مفصل خمیری از رابطه (۷) استفاده می‌شود.

$$D_{\text{ei}} = \frac{\Phi_{\text{max}}}{\Phi_u} + \frac{\beta \int dE}{M_y \Phi_u} \quad (7)$$

اندیس خسارت هر عضو از میانگین وزن دار خسارت دو انتهای عضو از رابطه (۸) محاسبه می‌شود:

$$D_e = \frac{(E_i D_{\text{ei}} + E_j D_{\text{ej}})}{(E_i + E_j)} \quad (8)$$

در این رابطه E_i و E_j انرژی جذب‌شده در دو انتهای i و j عضو هستند. پس از محاسبه اندیس خسارت هر عضو اندیس خسارت هر طبقه از میانگین

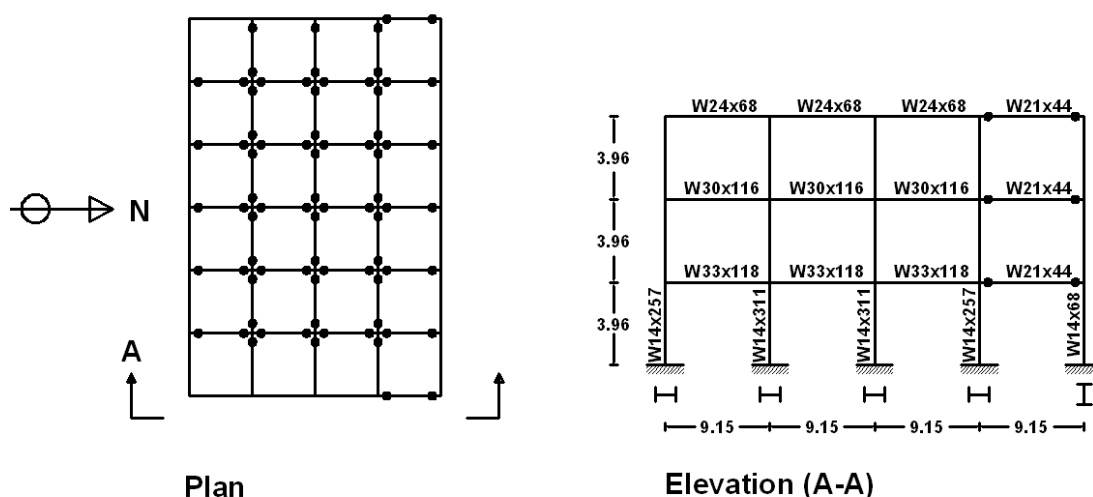
است.

نمونه عددی

سازه سه طبقه محک. سازه سه طبقه محک که در شکل (۳) نشان داده شده است، ساختمانی به ابعاد ۳۶/۵۸ متر در ۵۴/۸۷ متر و به ارتفاع ۱۱/۸۹ متر می باشد. این سازه دارای چهار دهانه ۹/۱۵ متری در جهت شمال- جنوب و شش دهانه ۹/۱۵ متری در جهت شرقی- غربی می باشد و براساس ضوابط منطقه لوس آنجلس آمریکا طراحی شده و توسط اتوری و همکاران [19] معرفی گردیده است. برای بررسی سیستم کنترل دو زلزله میدان نزدیک و دو زلزله میدان دور در نظر گرفته شده است که به ترتیب زلزله های ال سنتر و (1940)، هاجینو (1968)، تورتریج (1994) و کوبه (1995) می باشد. در هر طبقه سازه یک شتاب سنج قرار گرفته است تا پاسخ های شتاب سازه را اندازه گیری کند و در اختیار قرار دهد. همچنین باتوجه به انتخاب میراگرهایی با ظرفیت حداکثر ۱۰۰۰ کیلو نیوتن، در طبقه اول ۳ و در سایر طبقات ۲ میراگر در نظر گرفته شده است تا نیروی کنترل مورد نظر را اعمال نمایند.

خسارت ایجاد شده نمی توان برقرار کرد، به همین دلیل امکان استفاده از این روش ها میسر نمی باشد. لذا در این مطالعه نیاز به روش آموزش بدون ناظر می باشد، چرا که متناظر با پاسخ های مختلف سازه، مقدار مطلوب خسارت در اختیار نمی باشد. در نتیجه برای آموزش بهینه شبکه عصبی از الگوریتمی استفاده شده است که نیاز به رابطه نویسی مستقیم نداشته باشد. این روش الگوریتم ژنتیک می باشد که با جستجو در فضای مسئله پاسخ های بهینه را می یابد.

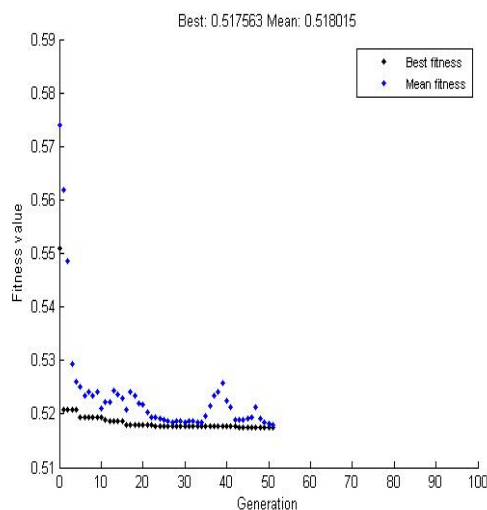
معیارهای مختلفی را می توان برای تعیین وزن ها در شبکه عصبی انتخاب نمود. این معیارها می تواند براساس کمینه نمودن شتاب طبقات سازه و یا کمینه نمودن جابه جایی نسبی طبقات و یا کمینه کردن خسارت طبقه ای خاص از سازه و یا خسارت کل سازه انتخاب گردد. هر کدام از این کنترلرها می تواند ویژگی هایی خاص خود را دارا باشد و با توجه به نوع سیستم کنترل توسط طراح انتخاب می گردد. در این پژوهش از معیار کمینه نمودن خسارت کل سازه بر مبنای شاخص خسارت پارک و انگ استفاده شده



شکل ۳ پلان و نمای سازه محک غیرخطی سه طبقه [22]

کنترلی را به سازه اعمال می‌کند. در پایان هر گام میزان شاخص خسارت سازه محاسبه می‌گردد و نسبت آن با شاخص خسارت در حالت کنترل‌نشده به‌عنوان معیار شایستگی در الگوریتم ژنتیک به‌کار می‌رود. در هر گام الگوریتم ژنتیک باتوجه به معیار شایستگی وزن‌های شبکه عصبی را اصلاح می‌کند تا وزن‌های بهینه به‌دست آیند. برای آموزش کنترلرها، زلزله‌السترو با شدت ۲ برابر مورد استفاده قرار گرفته است. مدت زمان آموزش کنترلرها ۳۰ ثانیه در نظر گرفته شده است.

شکل (۴) فرآیند طراحی کنترلر عصبی را توسط الگوریتم ژنتیک نشان می‌دهد. در این نمودار که محور قائم آن معیار شایستگی و محور افقی آن هر نسل را نشان می‌دهد، بهترین پاسخ پس از تولید ۵۰ نسل به‌دست آمده است و معیار شایستگی آن یعنی نسبت خسارت کل سازه در حالت کنترل‌شده به حالت کنترل‌نشده برابر ۰/۵۱۷ حاصل شده است. به عبارت دیگر این کنترلر توانسته است خسارت کل سازه را ۴۸/۳ درصد کاهش دهد.



شکل ۳ فرایند آموزش کنترلر ژنتیک - عصبی

کنترلر ژنتیک-عصبی. شبکه عصبی انتخاب‌شده در این مطالعه از نوع پیش‌خور با یک لایه ورودی، دو لایه پنهان و یک لایه خروجی می‌باشد. ورودی‌های شبکه عصبی جابه‌جایی نسبی طبقات در همان گام و دو گام پیشین و همچنین نیروهای کنترل گام قبل گزینش شده است. لایه‌های پنهان در شبکه عصبی ۲۰ سلول دارند. خروجی‌های شبکه عصبی مورد استفاده نیز ولتاژ میراگرها می‌باشد. تابع فعال‌سازی برای سلول‌های شبکه عصبی از نوع تانژانت سیگموئید استفاده شده است.

الگوریتم ژنتیک. تعداد جمعیت الگوریتم ژنتیک در هر گام ۲۰ عضو انتخاب شده است. جمعیت اولیه به‌صورت تصادفی انتخاب شده‌اند. برای تولید جمعیت جدید ابتدا یکی از اعضای جمعیت موجود که دارای بالاترین شایستگی (نخه) است بدون هیچ‌گونه تغییری به نسل جدید منتقل می‌شود. سایر اعضای نسل جدید با عملگرهای پیوند و جهش تولید می‌شوند. برای انتخاب والدین، از روش انتخاب احتمالاتی یکنواخت استفاده شده است. عملگر پیوند از نوع Scattered انتخاب شده است. هم‌چنین برای عملگر جهش از روش Adaptive Feasible استفاده شده است. ابتدا جمعیت اولیه با تعداد ۷۸۳ عضو به‌صورت تصادفی انتخاب می‌گردند. این جمعیت به‌عنوان وزن‌های کانال‌های ارتباطی در شبکه قرار می‌گیرند. سازه تحت شتاب زلزله قرار می‌گیرد و پاسخ‌های آن توسط برنامه تحلیل غیرخطی محاسبه می‌گردد. جابه‌جایی‌های به‌دست آمده از تحلیل سازه به جابه‌جایی نسبی تبدیل می‌شود و به‌همراه نیروهای کنترل گام قبل وارد کنترلر می‌گردد. کنترلر عصبی با وزن‌های اولیه، ولتاژ میراگرها را پیش‌بینی می‌نماید. این ولتاژ به میراگرها اعمال می‌شود و میراگر نیز متناظر با آن ولتاژ، نیروی

ارزیابی و مقایسه نتایج

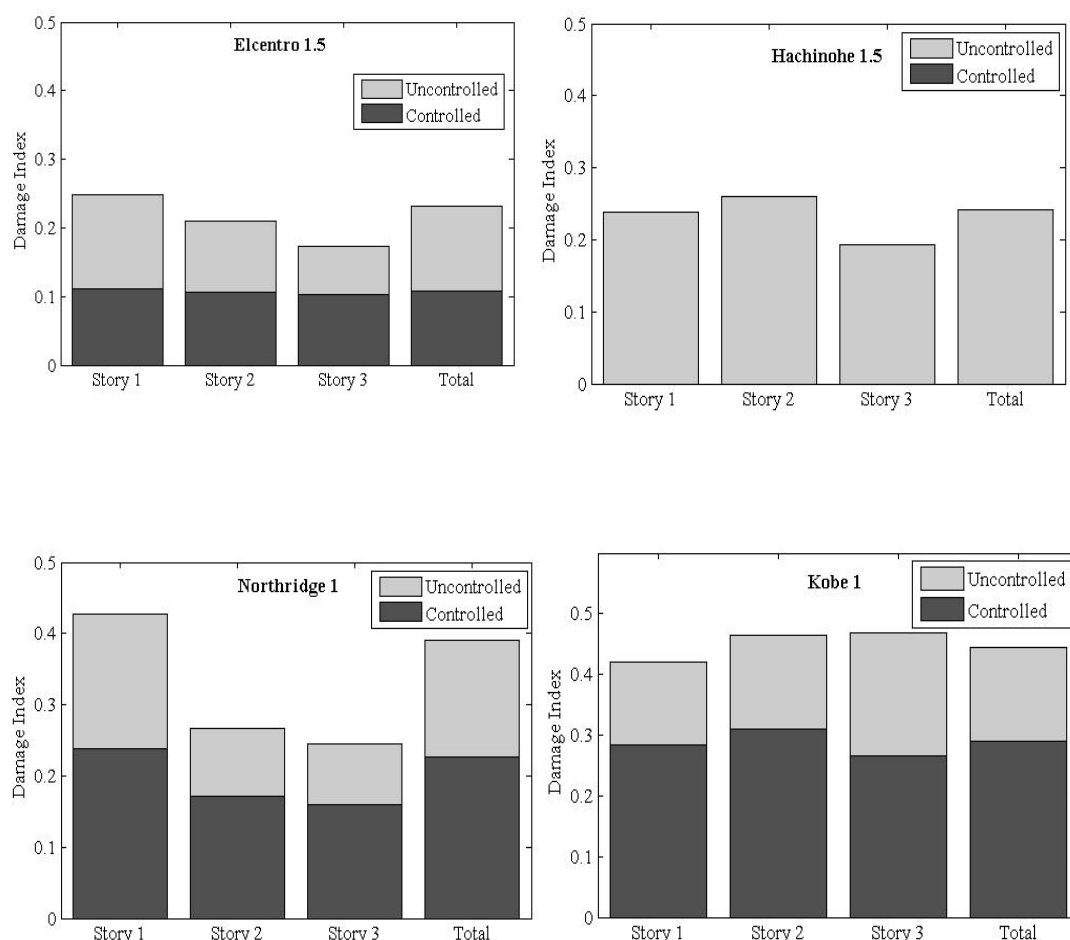
در این قسمت نتایج به دست آمده از کاربرد کنترل ژنتیک - عصبی مورد ارزیابی و مقایسه قرار خواهد گرفت. برای این منظور ابتدا نتایج حاصل از این کنترل در سازه سه طبقه مورد بحث قرار می گیرد و سپس معیارهای ارزیابی معرفی شده در جدول (۱) برای این سازه محاسبه می گردد تا ارزیابی کمی از عملکرد این سیستم به دست آید.

شکل (۵) شاخص خسارت هر یک از طبقات و خسارت کلی سازه سه طبقه را در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده و شکل (۶) تاریخچه جابه جایی نسبی طبقه اول سازه را در مقابل این چهار زلزله در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده نشان می دهد. هم چنین شکل (۷) ولتاژ میراگر MR طبقه اول را در زلزله الاسترو نشان می دهد. این شاخص ها برای چهار زلزله مختلف

محاسبه و نشان داده شده اند. این زلزله ها، الاسترو و هاجینو با شدت ۱/۵ برابر و زلزله های نورتریج و کوبه با شدت یک هستند. با مشاهده این شکل درمی یابیم این کنترلر توانسته است خسارت سازه را به صورت قابل قبولی کاهش دهد. همان گونه که اشاره گردید این کنترلر تنها برای زلزله الاسترو آموزش دیده است ولی توانسته خسارت سازه را در سایر زلزله هایی که برای آن آموزش ندیده است کاهش دهد. این کاهش خسارت در زلزله های کوبه و نورتریج کمتر می باشد و دلیل آن را می توان به ماهیت این زلزله ها مربوط دانست. زیرا این کنترلر برای زلزله الاسترو که از نوع دور از گسل می باشد و حرکت زمین در آن با سرعت کمتر و نوسانی است آموزش دیده است، لذا در زلزله های نزدیک به گسل مانند کوبه و نورتریج که حرکت زمین سریع و ضربه ای است عملکرد کنترلر کاهش یافته است.

جدول ۱ معیارهای ارزیابی [24]

Interstory Drift Ratio $J_1 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_{t,i} \frac{ d_i(t) }{h_i}}{\delta^{\max}} \right\}$	Level Acceleration $J_2 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_{t,i} \ddot{x}_{ai}(t) }{\ddot{x}_{ai}^{\max}} \right\}$	Base Shear $J_3 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_i \left \sum_i m_i \ddot{x}_{ai}(t) \right }{F_b^{\max}} \right\}$
Normed Interstory Drift $J_4 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_{t,i} \frac{\ d_i(t)\ }{h_i}}{\delta^{\max}} \right\}$	Normed Level Acceleration $J_5 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_{t,i} \ \ddot{x}_{ai}(t)\ }{\ddot{x}_{ai}^{\max}} \right\}$	Normed Base Shear $J_6 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_i \left\ \sum_i m_i \ddot{x}_{ai}(t) \right\ }{\ F_b^{\max}\ } \right\}$
Ductility $J_7 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_{t,i} \frac{ \phi_i(t) }{\phi_{yi}}}{\phi^{\max}} \right\}$	Dissipated Energy $J_8 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_{t,i} \frac{\int dE_j}{F_{yi} \cdot \phi_{yi}}}{E^{\max}} \right\}$	Plastic connections $J_9 = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{N_d^c}{N_d} \right\}$
Normed Ductility $J_{10} = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \left\{ \frac{\max_{t,i} \frac{\ \phi_i(t)\ }{\phi_{yi}}}{\ \phi^{\max}\ } \right\}$	Damage Index $J_{11} = \text{mean}_{\substack{\text{Elcentro} \\ \text{Hachinohe} \\ \text{Northridge} \\ \text{Kobe}}} \frac{D}{D_0}$	

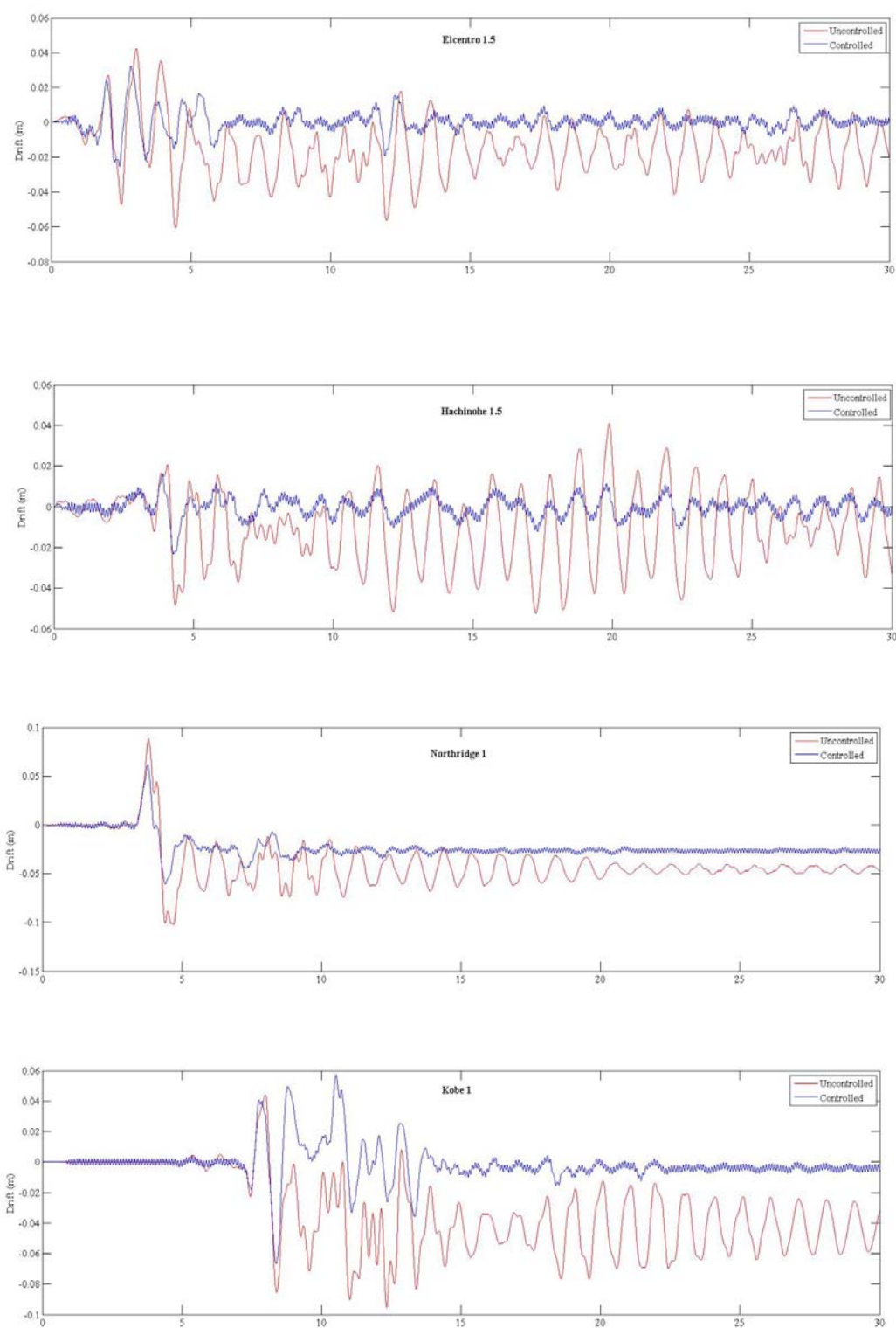


شکل ۵ خسارت کلی و طبقات سازه سه طبقه تحت اثر چهار زلزله مختلف و کنترلر ژنتیک-عصبی

حالت کنترل شده به کنترل نشده را نشان می‌دهد. مقدار این شاخص برای کنترلرهای مختلف و برای چهار زلزله مختلف با شدت‌های متفاوت محاسبه شده و در شکل (۶) آمده است. براساس این نتایج مقدار متوسط معیار J_{11} در زلزله‌های مختلف به‌ازای این نتایج $\beta=0/1$ ، $0/238$ به‌دست آمده است. این نتایج هم‌چنین برای کنترلرهای LQG ، $GFMRL$ و $GFSL$ به‌ترتیب $0/613$ ، $0/268$ و $0/261$ به‌دست آمده‌اند. این نتایج نشان می‌دهند که عملکرد کنترلر ژنتیک-عصبی از دیگر کنترلرها بهتر بوده است.

معیارهای ارزیابی J_1 تا J_{11} برای سیستم کنترلر ژنتیک-عصبی محاسبه گردیده است. هم‌چنین عملکرد این کنترلر با کنترلر فعال LQG و دو کنترلر ژنتیک-فازی $GFMRL$ و $GFSL$ معرفی شده توسط کرم‌الدین و همکاران [۲۳] مقایسه شده است. در این کنترلرها به‌جای شبکه عصبی از سیستم فازی استفاده شده است و پارامترهای آن سیستم توسط الگوریتم ژنتیک بهینه‌یابی شده‌اند.

برای ارزیابی عملکرد کنترلرها در کاهش خسارت بر مبنای شاخص خسارت پارک و انگ، معیار J_{11} معرفی شده است. این معیار نسبت این شاخص در



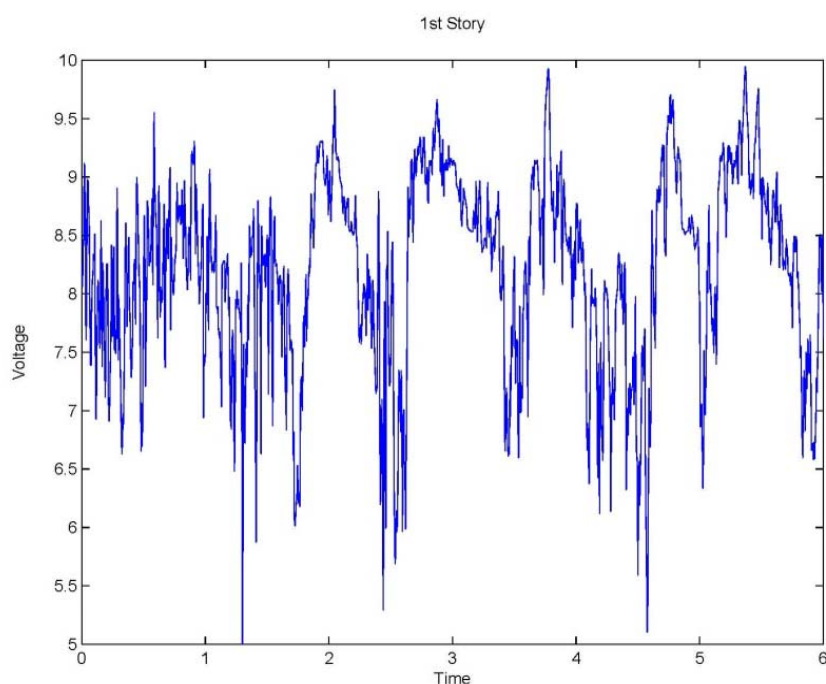
شکل ۶ تاریخچه جابه جایی نسبی (m) طبقه اول سازه سه طبقه تحت اثر چهار زلزله مختلف و کنترلر ژنتیک-عصبی

کنترلر GFSL از سایر کنترلرها در این معیار بهتر می‌باشد. برای ارزیابی عملکرد کنترلر در کاهش نرم شتاب طبقات از معیار J5 استفاده شده است. مقدار متوسط این معیار در زلزله‌های مختلف برای هر کدام از کنترلرهای LQG، Neuro-GA، GFMRL و GFSL به ترتیب ۰/۸۴۹، ۰/۶۳۰، ۰/۵۶۸، ۰/۲۰۲ است. این نتیجه بیانگر آن است که کنترلر Neuro-GA عملکرد نامناسبی در کاهش نرم شتاب طبقات داشته است. معیار J6 برای نشان دادن اثر کاهش نرم برش پایه زلزله به کار گرفته شده است. مقدار این معیار برای کنترلر Neuro-GA در مقایسه با سایر کنترلرها با وجود کاهش مناسب در بیشینه برش پایه، بیشتر بوده است. معیار J7 نشان‌دهنده کاهش در بیشینه شکل‌پذیری اعضای سازه است که به شکلی به بیان میزان کاهش خسارت در عضوی که بیشترین خسارت را دارد می‌پردازد. مقدار متوسط این معیار برای کنترلر Neuro-GA، ۰/۴۴۲ و برای کنترلرهای LQG، GFMRL و GFSL به ترتیب ۰/۷۶۷، ۰/۴۸۵ و ۰/۴۶۸ به دست آمده‌اند. مشاهده می‌شود که کنترلر ژنتیک-عصبی توانایی بیشتری از دیگر کنترلرها برای کاهش بیشینه شکل‌پذیری عضوهای سازه داشته است. معیار دیگری که به نوعی توانایی کنترلرها در کاهش خسارت را نشان می‌دهد، معیار J8 می‌باشد. این معیار نسبت مقدار انرژی جذب‌شده در حالت کنترل‌شده به کنترل‌نشده است. مقدار متوسط این نسبت برای کنترلر ژنتیک-عصبی، ۰/۰۰۷ و برای کنترلرهای دیگر به ترتیب ۰/۳۵۷، ۰/۱۳۵ و ۰/۱۲۵ به دست آمده‌اند. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که کنترلر ژنتیک-عصبی با اختلاف زیادی در این معیار از سایر کنترلرها بهتر عمل نموده است. معیار J9 نشان‌دهنده کاهش در تعداد مفصل‌های پلاستیک سازه است که خود نشان دیگری از کاهش خسارت در سازه می‌باشد. مقدار این

برای بررسی پاسخ‌های دیگر سازه از معیارهای J1 تا J10 استفاده شده است. مقدار این معیارها برای کنترلرها و زلزله‌های مختلف محاسبه شده و در جدول (۳) نشان داده شده‌اند. معیار J1 نشان‌دهنده مقدار کاهش در بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات است. مقدار متوسط این معیار در زلزله‌های مختلف برای کنترلر ژنتیک-عصبی برابر ۰/۵۱۶ به دست آمده است که از مقدار به دست آمده برای کنترلرهای دیگر کمتر است. این مطلب نشان‌دهنده آن است که عملکرد این کنترلرها از نظر کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات از دیگر کنترلرها بهتر بوده است. معیار J2 میزان کاهش در بیشینه شتاب طبقات را نشان می‌دهد. مقدار متوسط این معیار برای کنترلر LQG، ۰/۸۰۶ می‌باشد که از مقدار مربوط به کنترلرهای دیگر کمتر است. این مقدار برای کنترلر ژنتیک-عصبی برابر ۱/۲۶۵ به دست آمده است. این معیار نشان می‌دهد گرچه کنترلر در کاهش شاخص خسارت و جابه‌جایی نسبی طبقات عملکرد مناسبی داشته است ولی نتوانسته شتاب طبقات را کاهش دهد و در بیشتر موارد افزایش شتاب به وجود آمده است. برای نشان دادن عملکرد کنترلر در کاهش بیشینه برش پایه زلزله از معیار J3 استفاده شده است. متوسط این معیار برای کنترلر ژنتیک-عصبی برابر ۰/۴۳۶ به دست آمده است که این معیار برای کنترلرهای LQG، GFMRL و GFSL به ترتیب برابر ۰/۸۱۴، ۰/۸۷۷ و ۰/۸۵۱ محاسبه شده است و در مقایسه با سایر کنترلرها، کنترلر ژنتیک-عصبی عملکرد مؤثرتری داشته است. عملکرد کنترلرها در کاهش نرم جابه‌جایی نسبی طبقات با معیار J4 سنجیده می‌شود. مقدار متوسط این معیار در زلزله‌های مختلف برای کنترلر ژنتیک-عصبی برابر ۰/۵۹۱ می‌باشد. این مقدار در کنترلرهای LQG و GFSL به ترتیب ۰/۶۰۸، ۰/۴۱۱ و ۰/۳۴۲ می‌باشد. مشاهده می‌شود عملکرد

مقدار محاسبه شده این معیار برای کنترلرهای مختلف به ترتیب ۰/۴۹۸، ۰/۶۳۳، ۰/۴۱۸ و ۰/۳۶۲ می باشد. در این مورد عملکرد کنترلر ژنتیک-عصبی نسبتاً مناسب می باشد ولی کنترلرهای GFMRL و GFSL عملکرد بهتری داشته اند.

معیار برای کنترلرهای مورد بررسی به ترتیب ۰/۲۸۹، ۰/۶۰۵، ۰/۳۱۵ و ۰/۳۱۸ محاسبه شده است که نشان دهنده عملکرد مناسب تر کنترلر ژنتیک-عصبی است. آخرین معیار بررسی شده J10 می باشد که بیانگر کاهش نرم شکل پذیری اعضای سازه می باشد. متوسط



شکل ۷ ولتاژ میراگر MR طبقه اول در زلزله الاسترو

جدول ۲ معیار ارزیابی J₁₁ برای سازه سه طبقه

Index	Controller	Elcentro 0.5	Elcentro 1.0	Elcentro 1.5	Hachinohe 0.5	Hachinohe 1.0	Hachinohe 1.5	Northridge 0.5	Northridge 1.0	Kobe 0.5	Kobe 1.0	Average
$\beta=0/1$	Neuro-GA	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۴۶۱	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۶۰۸	۰/۶۳۷	۰/۶۷۵	۰/۲۳۸
	Active	۰/۰۰۰	۰/۷۱۲	۰/۷۱۵	۰/۰۰۰	۰/۶۲۵	۰/۶۲۱	۰/۷۹۷	۰/۹۷۳	۰/۸۱۵	۰/۸۷۸	۰/۶۱۴
	GFMRL	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۵۱۲	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۶۷۵	۰/۸۵۴	۰/۶۴۴	۰/۲۶۸
	GFSL	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۵۱۲	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۶۹۵	۰/۷۳۴	۰/۶۶۹	۰/۲۶۱

جدول ۳ معیارهای ارزیابی برای سازه سه طبقه

Index	Controller	Elcentro 0.5	Elcentro 1.0	Elcentro 1.5	Hachinohe 0.5	Hachinohe 1.0	Hachinohe 1.5	Northridge 0.5	Northridge 1.0	Kobe 0.5	Kobe 1.0	Average
J ₁	Neuro-GA	۰/۳۰۸	۰/۴۵۱	۰/۶۹۸	۰/۳۷۹	۰/۳۳۲	۰/۳۷۸	۰/۴۴۱	۰/۶۸۸	۰/۷۳۶	۰/۷۴۸	۰/۵۱۶
	LQG	۰/۵۴۴	۰/۷۴۰	۰/۸۴۵	۰/۶۳۶	۰/۷۹۸	۰/۷۸۲	۰/۸۰۸	۱/۰۷۹	۰/۸۵۹	۰/۷۹۶	۰/۷۸۹
	GFMRL	۰/۳۹۲	۰/۵۵۷	۰/۷۷۹	۰/۱۷۸	۰/۳۵۷	۰/۴۴۶	۰/۵۳۶	۰/۸۰۰	۱/۰۷۱	۰/۵۹۷	۰/۵۷۱
	GFSL	۰/۳۲۷	۰/۵۵۷	۰/۷۶۷	۰/۱۷۰	۰/۲۹۹	۰/۴۴۱	۰/۴۷۰	۰/۸۳۱	۰/۸۷۳	۰/۵۹۸	۰/۵۳۳
J ₂	Neuro-GA	۱/۸۲۸	۱/۲۳۳	۱/۱۱۸	۱/۹۵۱	۱/۲۶۱	۱/۱۷۰	۱/۱۹۷	۱/۰۲۲	۱/۱۵۹	۰/۷۵۸	۱/۲۶۵
	LQG	۰/۶۰۱	۰/۸۰۸	۰/۹۷۵	۰/۶۵۸	۰/۸۲۵	۰/۸۳۲	۰/۸۳۲	۰/۸۷۸	۰/۸۳۲	۰/۸۱۴	۰/۸۰۶
	GFMRL	۰/۹۷۸	۰/۹۵۵	۱/۱۷۱	۰/۴۹۲	۰/۶۰۳	۰/۸۵۶	۰/۹۸۷	۱/۰۴۷	۱/۰۲۵	۰/۷۰۶	۰/۸۸۲
	GFSL	۰/۶۱۰	۰/۹۰۸	۱/۱۴۸	۰/۵۸۵	۰/۴۴۸	۰/۸۴۸	۰/۸۴۲	۱/۰۱۷	۱/۰۴۵	۰/۷۴۶	۰/۸۲۰
J ₃	Neuro-GA	۰/۲۹۵	۰/۳۹۷	۰/۵۴۶	۰/۳۹۴	۰/۳۴۵	۰/۴۱۲	۰/۳۹۳	۰/۴۸۸	۰/۵۶۸	۰/۵۲۵	۰/۴۳۶
	LQG	-/۵۱۰	-/۹۱۵	-/۹۲۷	-/۵۵۳	-/۸۱۲	-/۹۳۵	-/۸۳۳	-/۸۴۴	-/۸۶۷	-/۹۴۱	-/۸۱۴
	GFMRL	-/۶۷۴	-/۷۵۳	-/۱۰۸۱	-/۴۶۰	-/۷۶۴	-/۱۰۲۷	-/۷۶۱	-/۱۰۴۳	-/۱۱۴۰	-/۱۰۶۹	-/۸۷۷
	GFSL	-/۶۲۲	-/۸۳۵	-/۱۰۷۹	-/۵۴۹	-/۶۳۴	-/۸۵۱	-/۷۵۰	-/۱۰۴۹	-/۱۱۱۶	-/۱۰۲۸	-/۸۵۱
J ₄	Neuro-GA	۱/۱۳۹	۰/۹۹۲	۰/۹۹۷	۰/۷۱۲	۰/۵۷۹	۰/۵۶۹	۰/۲۸۵	۰/۹۳۹	۰/۸۷۴	۰/۹۴۷	۰/۸۰۳
	LQG	-/۵۷۰	-/۶۱۵	-/۵۵۱	-/۴۱۷	-/۵۰۳	-/۷۸۷	-/۷۲۵	-/۶۹۷	-/۵۳۵	-/۶۸۰	-/۶۰۸
	GFMRL	-/۲۵۴	-/۳۱۸	-/۳۷۱	-/۱۳۱	-/۱۵۸	-/۲۰۰	-/۱۱۶	-/۱۸۵۷	-/۲۶۸	-/۴۴۵	-/۴۱۱
	GFSL	-/۱۸۷	-/۲۸۸	-/۳۶۹	-/۱۰۲	-/۱۲۴	-/۱۷۰	-/۱۱۰	-/۹۵۰	-/۸۴۶	-/۲۷۸	-/۳۴۲
J ₅	Neuro-GA	۱/۵۹۱	۶/۸۱۰	۴/۵۳۹	۱/۰۶۹	۵/۸۱۱	۴/۴۱۰	۱/۲۶۱	۶/۶۵۳	۷/۶۴۶	۵/۵۷۸	۷/۴۳۷
	LQG	-/۵۴۴	-/۶۴۱	-/۶۵۸	-/۳۹۷	-/۴۹۶	-/۵۸۵	-/۶۲۰	-/۶۴۸	-/۵۸۷	-/۶۶۳	-/۵۸۶
	GFMRL	-/۶۴۵	-/۶۲۸	-/۶۶۶	-/۴۰۵	-/۳۶۳	-/۴۰۲	-/۶۶۷	-/۱۱۲۳	-/۶۱۳	-/۷۸۳	-/۶۳۰
	GFSL	۱/۵۲۰	-/۸۵۰	-/۶۷۲	۱/۱۶۵	-/۶۲۴	-/۵۲۷	۱/۲۳۴	-/۸۰۴	-/۷۳۹	-/۶۹۹	-/۸۹۴
J ₆	Neuro-GA	۱/۷۹۸	۱/۲۶۷	۱/۱۶۵	۱/۳۲۷	۰/۸۵۰	۰/۷۵۷	۱/۶۳۹	۱/۲۶۹	۱/۴۲۴	۱/۵۴۶	۱/۳۰۴
	LQG	-/۵۲۸	-/۶۴۶	-/۶۳۴	-/۳۹۴	-/۴۹۳	-/۵۸۵	-/۶۷۲	-/۶۴۴	-/۵۵۹	-/۶۵۳	-/۵۸۳
	GFMRL	-/۶۶۲	-/۶۶۴	-/۷۰۰	-/۴۰۵	-/۳۹۳	-/۴۳۵	-/۶۷۳	-/۷۵۱	-/۶۱۱	-/۷۷۶	-/۶۰۷
	GFSL	-/۷۱۲	-/۷۱۸	-/۷۲۳	-/۴۶۴	-/۴۳۲	-/۴۶۶	-/۷۴۶	-/۷۲۲	-/۶۱۸	-/۷۵۹	-/۶۳۶
J ₇	Neuro-GA	۰/۲۶۰	۰/۳۴۶	۰/۵۰۵	۰/۳۳۹	۰/۲۶۷	۰/۳۳۰	۰/۲۶۶	۰/۵۹۹	۰/۶۹۶	۰/۸۱۱	۰/۴۴۲
	LQG	-/۴۸۶	-/۷۴۵	-/۸۰۳	-/۵۹۳	-/۶۲۴	-/۷۷۰	-/۸۰۰	-/۹۷۷	-/۸۴۰	-/۱۰۳۰	-/۷۶۷
	GFMRL	-/۳۱۶	-/۴۲۳	-/۵۶۲	-/۱۸۴	-/۲۹۷	-/۴۱۹	-/۲۹۷	-/۶۷۹	-/۹۳۹	-/۷۳۶	-/۴۸۵
	GFSL	-/۲۹۵	-/۴۲۴	-/۵۶۰	-/۱۷۹	-/۲۵۱	-/۳۸۱	-/۲۶۲	-/۷۰۱	-/۸۴۳	-/۷۸۵	-/۴۶۸
J ₈	Neuro-GA	۰/۰۰۷	۰/۰۰۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۶	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۷
	LQG	-/۰۰۱	-/۲۰۸	-/۳۹۹	-/۰۰۰	-/۰۰۸	-/۰۰۸	-/۶۳۶	-/۸۳۴	-/۶۲۰	-/۷۷۳	-/۳۵۷
	GFMRL	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۸۶	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۴۷۰	-/۲۳۸	-/۵۵۹	-/۱۳۵
	GFSL	-/۰۰۱	-/۰۰۰	-/۰۹۶	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۴۲۳	-/۱۷۴	-/۵۵۷	-/۱۲۵
J ₉	Neuro-GA	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۴۵۵	۱/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰
	LQG	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۷۲۷	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۷۲۷	-/۹۰۹	-/۷۸۸	-/۳۱۵
	GFMRL	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۸۱۸	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۷۲۷	-/۹۰۹	-/۷۲۷	-/۳۱۸
	GFSL	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۸۱۸	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۰۰۰	-/۷۲۷	-/۹۰۹	-/۷۲۷	-/۳۱۸
J ₁₀	Neuro-GA	۰/۷۸۵	۰/۴۱۸	۰/۴۵۰	۰/۵۶۱	۰/۳۱۷	۰/۲۸۵	۰/۰۹۸	۰/۷۱۳	۰/۷۰۱	۰/۶۵۴	۰/۴۹۸
	LQG	-/۵۶۵	-/۵۱۵	-/۵۳۸	-/۴۲۰	-/۴۶۱	-/۹۳۲	-/۷۹۵	-/۷۲۹	-/۵۴۴	-/۸۲۸	-/۶۳۳
	GFMRL	-/۲۵۹	-/۲۴۱	-/۳۲۱	-/۱۲۵	-/۱۵۰	-/۱۸۲	-/۰۶۴	-/۹۲۲	۱/۲۸۶	۱/۵۳۰	-/۴۱۸
	GFSL	-/۱۸۹	-/۲۲۶	-/۳۲۸	-/۰۹۷	-/۱۱۷	-/۱۵۷	-/۰۶۱	-/۰۰۱	۱/۰۴۱	۱/۴۰۰	-/۳۶۲

نتیجه گیری

در این تحقیق برای کنترل خسارت سازه از یک شبکه عصبی پیش خور دولایه استفاده شده است که وزن های آن توسط الگوریتم ژنتیک بر مبنای کمینه نمودن شاخص خسارت پارک و انگ بهینه شده اند. این شبکه که در هر لایه پنهان آن ۲۰ سلول دارد، در سازه سه طبقه غیرخطی محک مورد ارزیابی قرار گرفته است. ورودی های این شبکه جابه جایی نسبی تمام طبقات همراه با دو گام قبلی آنها و نیروی کنترل طبقات و خروجی آن ولتاژ میراگرهای طبقات است. این کنترلر برای زلزله الاسترو با شدت ۲ برابر آموزش داده شده است و سپس عملکرد آن در زلزله های الاسترو، هاپینو، نورتریج و کوبه بررسی گردیده است. برای مقایسه عملکرد این کنترلر از سه کنترلر دیگر نیز استفاده شده است. کنترلرهای انتخاب شده، یک کنترلر فعال و دو کنترلر ژنتیک- فازی هستند.

باتوجه به مطالعات انجام شده و نتایج به دست آمده از عملکرد کنترلر و مقایسه آن با کنترلرهای دیگر نتایج زیر حاصل گردیده است:

۱. با بررسی نتایج حاصل از محاسبه معیار شاخص خسارت (J_{11}) برای کنترلر ژنتیک-عصبی در سازه سه طبقه مشاهده می گردد این کنترلر توانسته است شاخص خسارت پارک و انگ را به طور

چشمگیری کاهش دهد (به طور متوسط ۷۶ درصد) و عملکرد بهتری نسبت به سایر کنترلرها داشته است.

۲. بررسی سایر معیارهای ارزیابی برای سازه سه طبقه نشان می دهد این کنترلر در معیارهای بیشینه جابه جایی نسبی طبقات (J_1)، بیشینه برش پایه (J_3)، بیشینه شکل پذیری اعضا (J_7)، انرژی جذب شده (J_8) و تعداد مفصل های پلاستیک (J_9) نیز عملکرد مناسبی داشته است؛ به عنوان مثال بیشینه جابه جایی نسبی طبقات را به میزان ۴۸ درصد و بیشینه برش پایه را ۵۶ درصد کاهش داده است ولی این کنترلر در معیار شتاب طبقات و نرم شتاب به خوبی عمل نکرده و شتاب سازه را افزایش داده است.

۳. نتایج گویای آن است که در کنترلر طراحی شده بر مبنای کمینه نمودن شاخص خسارت پارک و انگ، کاهش در بیشینه جابه جایی نسبی طبقات در سازه سه طبقه ۴۸ درصد بوده است در حالی که خسارت سازه ۷۶٪ کاهش داشته است. از این مطلب می توان نتیجه گرفت که استفاده از جابه جایی نسبی طبقات به عنوان شاخص خسارت کافی نبوده است و باید از شاخص های مناسب تری مانند شاخص خسارت پارک و انگ استفاده نمود.

مراجع

1. Koberi, T., and Minai, R., "Analysis of structural control systems: study on response-controlled structure 1", Trans. AIJ 66, pp. 257-260, (1960).
2. Koberi, T., "Quake resistant and nonlinear problems of structural vibration to violent earthquake", J. Kyoto University Disaster Prevention Laboratory, 5th Anniversary Edition, pp. 116-124, (1956).
3. Koberi, T., and Minai, R., "Analysis of structural control systems: study on response-controlled structures 2", Trans. AIJ 66, pp. 253-256, (1960).
4. Abdel-Rohman, M., and Leipholz, H. H., "General approach to active structural control", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 105, pp. 1007-1023, (1979).

5. Abdel-Rohman, M., and Leipholz, H. H., "Automatic active Control of structures", *Journal of the Structural Division*, Vol. 106, pp. 663-677, (1980).
6. Abdel-Rohman, M., and Leipholz, H. H., "Stochastic control of structures", *Journal of the Structural Division*, Vol. 107, pp. 1313-1325, (1981).
7. Zuk, W., "The past and future of structural control systems", *Structural Control*, pp. 779-794, (1980).
8. Soong, T. T., "Active structural control: Theory and Practice", John Wiley and Sons, (1990).
9. Nordel, W. J., "Active systems for elastic-resistant structures", Naval Civil engineering Laboratory, (1969).
10. Yao, J. T. P., "Concept of structural Control", *Journal of Structural Division*, Vol. 98, pp. 1567-1574, (1972).
11. Nikzad, K., Ghaboussi, J., and Stanley, L. P., "Actuator Dynamics and delay compensation using neurocontrollers", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 122, pp. 966-975, (1996).
12. Ghaboussi, J., and Joghataie, A., "Active Control of structures using Neural networks", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 121, No. 4, pp. 555-567, (1995).
13. Bani-Hani, K., and Ghaboussi, J., "Neural Networks for Structural Control of a Benchmark Problem, Active Tendon System", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 1225-1245, (1998).
14. Chen, H. M., Tsai, K. H., Qi, G. Z., Yang, J. C. S., and Amini, F., "Neural Network For sStructure Control", *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 168-176, (1995).
15. Adeli, H., "Neural Networks in Civil Engineering: 1989-2000", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 16, pp. 126-142, (2001).
16. Sahoo, B., and Maity, D., "Damage Assesment of structure using hybrid neuro-genetic algorithm", *Applied Soft Computing*, Vol. 7, pp. 89-104, (2007).
17. Jiang, X., and Adeli, H., "Neuro-Genetic Algorithm for nonlinear active control of structures", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 75, pp. 770-786, (2008).
18. Kim, D.H., Seo, S. N., Lee, I. W., "Optimal Neurocontroller for nonlinear Benchmark Structure", *Journal Of Engineering Mechanics*, Vol. 130, No. 4, pp. 424-429, (2004).
19. Ohtori, Y., Christenson, R. E., Spencer, B. F. J., and Dyke, S. J., "Benchmark Control problem for seismically excited nonlinear building", *Journal of Eng. Mech.*, Vol. 130, No. 4, pp. 366-385, (2004).
20. Dyke, S. J., Yi, F., and Carlson, J. D., "Application of magnetorheological dampers to seismically excited structures", in Proc., *Int. Modal Anal. Conf.*, Bethel, Conn, (1999).
21. Spencer, B. F., Dyke, S. J., Sain, M. K., and Carlson, J. D., "Phenomenological model of magnetorheological damper", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 123, No. 3, pp. 230-238, (1997).

22. Park, Y. J., and Ang, A. H.-S., "Mechanistic seismic Damage Model for reinforced Concrete", *ASCE Journal of Structure Engineering*, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739, 1985.

۲۳. کرم‌الدین، عباس، "کنترل خسارت سازه‌ها به کمک الگوریتم ژنتیک- فازی"، دانشگاه فردوسی، مشهد، (۱۳۸۸).

بررسی اثر اندازه خرده لاستیک بر رفتار مکانیکی مخلوط ماسه و خرده لاستیک با دستگاه برش مستقیم*

علیرضا رضاپور^(۱)سید احسان سیدی حسینی نیا^(۲)

چکیده در این مقاله، رفتار مکانیکی مخلوط ماسه و خرده لاستیک به صورت آزمایشگاهی مطالعه شده است. در این مطالعه، از آزمون برش مستقیم استفاده شده و مصالح مورد نظر به صورت زهکشی شده بارگذاری شده اند. هدف از این پژوهش، تأثیر اندازه دانه های خرده لاستیک بر رفتار ترکیب ماسه و خرده لاستیک بوده است. بدین منظور، از یک نوع ماسه و سه اندازه مختلف خرده لاستیک با دانه بندی تقریباً یکنواخت استفاده شده است. شیوه پژوهش بدین صورت بوده است که ابتدا رفتار مکانیکی ماسه و خرده لاستیک ها به تنهایی بررسی شده و سپس این مطالعه، بر روی درصدهای اختلاط مختلف ماسه و خرده لاستیک انجام شده است. این پژوهش در دو بخش شامل مطالعه رفتار نشست پذیری توده ها در حالت فقط سربار قائم و سپس مطالعه رفتار مکانیکی تحت بارگذاری برشی انجام شده است. بررسی نتایج حاصل از بخش اول نشان می دهد که توده خرده لاستیک ها نشست پذیری خیلی بیشتری نسبت به ماسه دارند. هرچه اندازه دانه های خرده لاستیک بزرگ تر باشد، توده نشست پذیری کمتری دارد. بررسی آزمون های برشی حاصل از بخش دوم پژوهش، نشان می دهد که به طور کلی، افزایش درصد اختلاط خرده لاستیک همواره موجب کاهش زاویه اصطکاک داخلی خاک و در نتیجه افت مقاومت برشی توده می شود. زاویه اصطکاک داخلی توده با افزایش اندازه دانه خرده لاستیک افزایش می یابد. تراکم پذیری توده حین بارگذاری برشی با افزایش سهم خرده لاستیک تا ۲۰٪ روند کاهشی دارد و پس از آن اثر ناچیزی دارد. در پایان، مدول تغییر شکل محدود شده نمونه ها به دست آمد. نتایج نشان می دهد که اندازه خرده لاستیک بر مدول تغییر شکل نقش مستقیم داشته است. هم چنین، مدول تغییر شکل توده مخلوط با افزایش سهم خرده لاستیک، کاهش می یابد.

واژه های کلیدی مخلوط ماسه و خرده لاستیک، اندازه خرده لاستیک، آزمون برش مستقیم، رفتار مکانیکی.

A Study on the Effect of Shredded Tire Size on the Mechanical Behavior of Sand and Shredded Tire Mixtures Using Direct Shear Test

A. Rezapour

E. Seyed Hosseininia

Abstract In this study, the mechanical behavior of the sand and shredded tire mixtures is studied by using direct shear box test. The aim of this research is to understand the effect of size effect of shredded tire particles on the mechanical behavior of the mixtures. Three different sizes of shredded tires are used in this study. First, the compressibility of the mixtures under consolidation pressure is studied and then, the mechanical behavior is investigated during the shear load. Under the compression stage, it is seen that the compressibility of shredded tires are much bigger than the sand alone. Also, it is seen that the compressibility is reduced as the size increases. During the shear loading stage, it is found out that the internal friction angle of the mixtures reduces as the percentage of the shredded tire increases. In addition, the friction angle is obtained larger as the size increases. As obvious, the compressibility of the mixtures increases with the increase in the percentage of shredded tire content. This is more effective until 20% content of shredded tire. The size of the shredded tire is not so effective on the compressibility, since the volumetric variation of medium to coarse shredded tire was almost equal. It is noted that in this paper, the variation of the friction angle and volumetric behavior of mixtures were investigated for different levels of specimen deformations.

Key Words Sand and Shredded Tire Mixture, Size Effect, Direct Shear Test, Mechanical Behavior.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۹/۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۸/۱۰ می باشد.

(۱) دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

Email: Eseyedi@um.ac.ir

مقدمه

بر طبق سرشماری انجمن تولید لاستیک آمریکا (RMA: Rubber Manufacturer Association) تقریباً ۲۹۹ میلیون حلقه لاستیک زاید در سال ۲۰۰۵ در آمریکا تولید شده است. هم‌چنین، تقریباً ۲۶۰۰۰۰ تن لاستیک زاید در سال ۲۰۰۳ در اتحادیه اروپا [1] ۱۰۶ میلیون حلقه لاستیک زاید در سال ۲۰۰۶ در ژاپن [2] و تقریباً حدود ۱۱۲ میلیون حلقه لاستیک هم در هندوستان [3] تولید شده است. در ایران تولید لاستیک از ۳۴ هزار تن در اول انقلاب به ۲۴۰ هزار تن در سال ۱۳۸۶ رسید که پیش‌بینی می‌شود در برنامه هفتم توسعه به ۹۳۰ هزار تن در سال ۱۴۰۴ برسد [۴]. انباشته کردن این لاستیک‌ها می‌تواند یک سری مسائل و مشکلات اجتماعی را مانند به خطر انداختن سلامتی جامعه به دنبال داشته باشد. بر همین اساس تلاش‌های مستمر و پیوسته‌ای انجام گرفته تا یک راه حل مفید و مناسب برای استفاده از این لاستیک‌های زاید ارائه شود. هم‌اکنون، حدود ۴۵ درصد از لاستیک‌های زاید تولید شده، به‌عنوان سوخت در کوره‌های تولید سیمان مورد استفاده قرار می‌گیرد. از کاربردهای دیگر ضایعات لاستیک می‌توان به ساخت کف‌پوش‌ها، لرزه‌گیر و عایق‌های صوتی و حرارتی اشاره کرد. در مهندسی عمران و به‌خصوص در مهندسی ژئوتکنیک، سعی شده است تا از این مصالح به شکل ریزشده و یا خردشده استفاده شود. این مواد به‌عنوان مصالح پرکننده خاکریز برای پشت دیوارهای حائل [5] و لایه زه‌کش استفاده می‌شوند که معمولاً به‌همراه ماسه برای کاهش تراکم‌پذیری آن لایه استفاده می‌شود.

مروری بر تحقیقات گذشته

در مهندسی ژئوتکنیک، پژوهش‌های متعددی بر روی تأثیر وجود قطعات خردشده و بریده‌شده لاستیکی بر رفتار مکانیکی مخلوط آن با خاک انجام شده است. به‌طور کلی، قطعات لاستیکی استفاده‌شده در تحقیقات، به‌صورت تکه‌های چند سانتی‌متری به‌نام لاستیک

بریده‌شده (tire chips) و یا به‌صورت پودر (در حد میلی‌متر و در بازه دانه‌های ماسه) به‌نام خرده لاستیک (shredded tire) مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

از میان تحقیقاتی که با دستگاه سه محوری انجام شده، می‌توان به تحقیقی که Gotteland et al. [6] انجام داد، اشاره کرد. آنها اثر چیدمان قرارگیری نوارهای لاستیکی بریده‌شده بر خواص مکانیکی مخلوط ماسه با لاستیک‌های بریده‌شده را مطالعه کردند. در کار دیگری توسط Bałachowski and Gotteland [7]، دستگاه سه‌محوری برای مطالعه رفتار مخلوط ماسه و لاستیک خردشده/ بریده‌شده مورد استفاده قرار گرفت. آنها مشاهده کردند که مقدار زاویه اصطکاک داخلی مخلوط با افزایش درصد لاستیک، کاهش پیدا می‌کند. در تحقیقات دیگری توسط Zorenberg et al. [8] و [9] Lee et al.، از لاستیک‌های بریده‌شده به‌صورت نواری در ترکیب با خاک ماسه‌ای استفاده شده و پارامترهای مقاومت برشی مخلوط‌ها به‌دست آمده است.

علاوه بر دستگاه سه محوری، دستگاه برش مستقیم نیز برای مطالعه مخلوط خاک و قطعات لاستیکی استفاده شده که به‌خاطر سهولت در نحوه انجام آزمایش، از محبوبیت بیشتری برخوردار است. شایان ذکر است اکثر تحقیقات انجام شده بر روی مخلوط ماسه و خرده لاستیک، با دستگاه برش مستقیم بوده است. Attom [10] آزمایش‌های برش مستقیمی بر روی سه نوع ماسه با دانه‌بندی متفاوت و چهار درصد مختلف خرده لاستیک انجام داد. بر طبق نتایج او، زاویه اصطکاک داخلی با افزایش درصد لاستیک افزایش پیدا می‌کند. در پژوهش دیگری، Cabalar [11] چندین آزمایش برش مستقیم بر روی دو ماسه ریز Ceyhan و ماسه ریزتر Leighton Buzzard انجام داد. ماسه Ceyhan تیز گوشه و ماسه Leighton Buzzard گرد گوشه است. او مشاهده کرد که در ماسه Ceyhan با افزایش درصد خرده لاستیک، زاویه اصطکاک داخلی کاهش یافت ولی در ماسه Leighton Buzzard با

خرده‌لاستیک استفاده شود و تأثیر اندازه دانه‌ها بر مقاومت برشی و تراکم‌پذیری مخلوط با خاک ماسه‌ای در درصدهای اختلاط مختلف مطالعه گردد.

فعالیت‌های آزمایشگاهی

تمامی آزمایش‌های این پژوهش در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد انجام شده است. در این پژوهش، از یک نوع ماسه و سه دسته خرده‌لاستیک با اندازه‌های متفاوت استفاده شده است. برای بررسی تأثیر محتوای خرده‌لاستیک، نمونه‌هایی با درصدهای وزنی صفر، ۲۰، ۴۰، ۷۰ و ۱۰۰ درصد برای هر یک از سه اندازه خرده‌لاستیک ساخته شده‌اند. رفتار مکانیکی مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک با دستگاه برش مستقیم انجام شده است.

مصالح مورد استفاده در پژوهش

مصالح مورد استفاده در این پژوهش شامل یک نوع ماسه و سه اندازه متفاوت لاستیک خرد شده بوده است. از ماسه موجود در آزمایشگاه مکانیک خاک استفاده شده است. شکل ذرات ماسه تیز گوشه است. خرده‌لاستیک‌ها از کارگاهی در منطقه خین عرب مشهد که در آن، لاستیک‌ها توسط یک رنده مکانیکی به اندازه‌های مختلف تبدیل می‌شوند، تهیه شده‌اند. در انتخاب اندازه خرده‌لاستیک‌ها طوری عمل شده است که محدودیت و شرایط استاندارد انجام آزمون برش مستقیم برای حداکثر اندازه دانه‌ها ارضا شود. در این پژوهش، خرده‌لاستیک‌ها با نام‌های خرده‌لاستیک ریز، خرده‌لاستیک متوسط و خرده‌لاستیک درشت نام‌گذاری شده‌اند. شکل (۱) شکل و اندازه دانه‌های ماسه و خرده‌لاستیک‌های مورد آزمایش را نشان می‌دهد. همچنین، در این پژوهش از آزمایش‌های دانه‌بندی و تعیین دانسیته کمینه و بیشینه توسط میز لرزان طبق استاندارد استفاده شده است که در ادامه به شرح آنها

افزودن ۱۰ تا ۲۰ درصد لاستیک خرد شده، زاویه اصطکاک داخلی حداکثر به حدود ۳۷ درجه رسید. Humphrey et al. [12] مجموعه‌ای از آزمون‌های برش مستقیم را بر روی سه اندازه مختلف از لاستیک‌های بریده شده و با استفاده از جعبه برش مستقیم انجام دادند. آنها مشاهده کردند با افزایش اندازه قطعات لاستیک، مقادیر پارامترهای مقاومت برشی افزایش یافته است. همچنین، آنان مشاهده کردند که با افزایش اندازه قطعات لاستیک نمونه‌های بدون چسبندگی، دارای چسبندگی ظاهری شده‌اند. Yang et al. [13] با انجام آزمایش‌های برش مستقیم بر روی لاستیک‌های خرد شده، دریافتند که تنش برشی تمامی نمونه‌ها روند صعودی داشته و به مقدار حداکثری نرسیده است. در تحقیقی که توسط Ghazavi [14] انجام شد، آزمایش‌های برش مستقیم بر روی مواد لاستیکی خرد شده با ماسه در دو تراکم متفاوت انجام گرفت که نشان از تأثیرپذیرتر بودن وجود خرده‌لاستیک در نمونه‌های سست‌تر بوده است. Moo-Young et al. [15] آزمایش‌های برش مستقیم بر روی لاستیک‌های دور انداخته شده در اندازه‌های مختلف انجام دادند. آنان بیان کردند که افزایش اندازه دانه‌ها و تراکم باعث افزایش مقاومت برشی لاستیک‌های دور ریخته شده می‌شود. همچنین اگر اندازه دانه‌های لاستیک‌ها در محدوده ۵۰ تا ۱۰۰ میلی‌متر باشد، بیشترین مقدار مقاومت برشی به دست می‌آید.

باتوجه به مرور ادبیات فنی گذشته، با این که تأثیر اندازه لاستیک بریده شده در مخلوط بررسی شده، ولی تاکنون اثر اندازه لاستیک خرد شده (نزدیک به اندازه دانه‌های ماسه) بر رفتار مکانیکی بررسی نشده است. از طرف دیگر، در ادبیات فنی به سختی یک کار پژوهشی یافت می‌شود که در آن، هر دو مقوله مقاومت برشی و تغییر شکل مطالعه شده باشند. از این رو، در این پژوهش سعی شده است تا با در نظر گرفتن مشخصات ثابتی برای یک خاک ماسه‌ای، از سه اندازه مختلف

پرداخته می‌شود.

تعیین چگالی و تراکم نسبی

برای به‌دست آوردن چگالی دانه‌های جامد (G_s) طبق استاندارد ASTM D854-02 عمل شده است. آزمایش فوق با دو پیکنومتر ۲۵۰ و ۱۰۰۰ میلی‌لیتری تکرار شده و مقادیر حاصل از این آزمایش در جدول (۱) آورده شده است. مشاهده می‌شود که چگالی دانه‌های جامد ماسه، تقریباً ۲/۵ برابر خرده‌لاستیک است.



(الف)

جدول ۱ مقادیر چگالی دانه‌های جامد (گرم بر سانتی‌متر مکعب) برای دو حجم مختلف پیکنومتر

پیکنومتر ماده	۲۵۰ میلی‌لیتر	۱۰۰۰ میلی‌لیتر
خرده‌لاستیک	۱/۱۳ - ۱/۱۴	۱/۱۴ - ۱/۱۵
ماسه	۲/۶۵ - ۲/۶۷	۲/۶۵ - ۲/۶۷



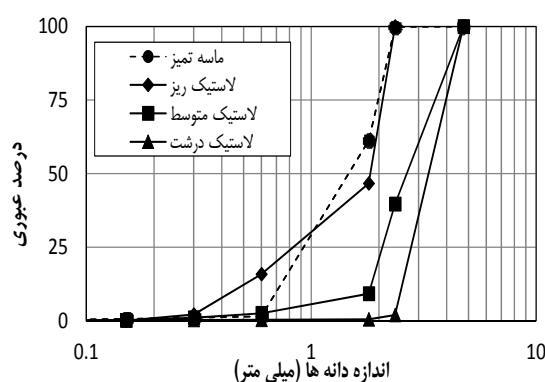
(ب)

شکل ۱ نمایش (الف) ماسه تیز گوشه و (ب) خرده‌لاستیک‌های مورد آزمایش (از راست به چپ ریزتر می‌شود)

در این پژوهش، تمامی نمونه‌های مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک در یک تراکم نسبی برابر با $D_r = 75\% \pm 5\%$ تهیه شده‌اند. به‌منظور تعیین تراکم نسبی نمونه‌ها، برای هریک از نسبت‌های اختلاط، آزمون تعیین دانسیته بیشینه براساس ASTM D4253 و آزمون تعیین دانسیته کمینه براساس ASTM D4254-93 انجام گردید که نتایج آن مطابق با جدول (۲) است. شکل (۳) مقادیر وزن مخصوص به‌دست آمده را برای درصد اختلاط‌های مختلف و خرده‌لاستیک‌های ریز، متوسط و درشت با تراکم نسبی ۷۵٪ را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش درصد لاستیک در مخلوط، وزن مخصوص کاهش یافته است. ضمناً با درشت‌تر شدن اندازه خرده‌لاستیک‌ها وزن مخصوص بیشتر شده است، به‌طوری که این مقادیر بین ۰/۵ تا ۱/۵۳ گرم بر سانتی‌متر مکعب به‌دست آمده‌اند.

دانه‌بندی مصالح

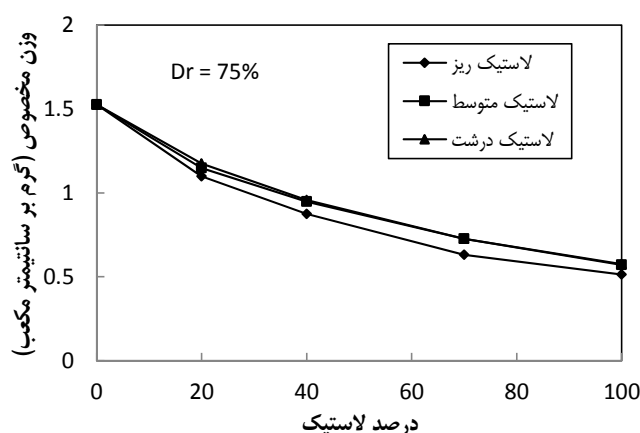
شکل (۲) منحنی دانه‌بندی ماسه تمیز و انواع خرده‌لاستیک‌ها را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که منحنی دانه‌بندی مربوط به خرده‌لاستیک درشت در طرف راست نمودار قرار گرفته است.



شکل ۲ منحنی دانه‌بندی مصالح استفاده‌شده

جدول ۲ مقادیر وزن مخصوص بیشینه و کمینه مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک (گرم بر سانتی‌متر مکعب)

درصد محتوای وزنی لاستیک	لاستیک ریز		لاستیک متوسط		لاستیک درشت	
	مقدار بیشینه	مقدار کمینه	مقدار بیشینه	مقدار کمینه	مقدار بیشینه	مقدار کمینه
صفر	۱.۵۷	۱.۴۱	۱.۵۷	۱.۴۱	۱.۵۷	۱.۴۱
۲۰	۱.۱۴	۰.۹۹	۱.۱۸	۱.۰۸	۱.۲۱	۱.۰۸
۴۰	۰.۹۳	۰.۷۴	۰.۹۸	۰.۸۷	۰.۹۹	۰.۸۷
۷۰	۰.۶۸	۰.۵۲	۰.۷۶	۰.۶۴	۰.۷۶	۰.۶۴
۱۰۰	۰.۵۶	۰.۴۱	۰.۶۱	۰.۴۹	۰.۶۱	۰.۴۹



شکل ۳ وزن مخصوص با درصد محتوای لاستیک برای درجه تراکم ۷۵٪

مشخصات دستگاه برش

برای بررسی رفتار مکانیکی مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک از دستگاه برش مستقیم مربعی ۱۰×۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است. این دستگاه محصول سال ۱۹۹۱ میلادی شرکت ELE است و قابلیت اعمال نرخ جابه‌جایی ۰/۰۰۰۵ تا ۲ میلی‌متر بر دقیقه را دارد. گنج‌های نصب‌شده روی دستگاه، حساسیتی معادل ۰/۰۰۲ میلی‌متر را دارند. این آزمون طبق استاندارد ASTM D3080 انجام شده است. طبق این استاندارد، ابعاد جعبه و ضخامت آن حداقل باید ۱۰ و شش برابر بزرگترین قطر دانه‌ها باشد که باتوجه به منحنی دانه‌بندی درشت‌ترین خرده‌لاستیک (شکل ۲)، این نسبت به‌حدود ۳۰ می‌رسد و درنتیجه، نگرانی بابت اندازه جعبه آزمایش وجود ندارد. البته ذکر این نکته

ضروری است که در ادبیات فنی، پژوهش‌هایی یافت می‌شود که در آن به تأثیر اندازه دانه‌ها توجه کرده و اعلام کرده‌اند که حداقل بعد جعبه باید بین ۵۰ تا ۳۰۰ برابر قطر دانه باشد [16].

مراحل مختلف این آزمون عبارتست از قرار دادن نمونه ساخته شده در ابزار برش مستقیم، اعمال تنش عمودی از پیش تعیین‌شده، تحکیم نمونه تحت تنش عمودی، بازکردن قاب‌های نگهدارنده نمونه آزمایش، جابه‌جایی افقی یک فک نسبت به فک دیگری با نرخ ثابت تغییر مکان برشی و اندازه‌گیری نیروی برشی و تغییر مکان‌های افقی نمونه تحت برش.

شرح مختصر روش انجام آزمایش

ابتدا ماسه و خرده‌لاستیک با درصدهای وزنی از پیش

نیروی برشی به نمونه وارد می‌شود. این عمل به کمک موتور الکتریکی با سرعت کرنش یک میلی‌متر بر دقیقه انجام گرفته است. شایان ذکر است برای بررسی تأثیر سرعت بارگذاری، نمونه ماسه و نمونه‌های خرده‌لاستیک به‌تنهایی تحت سرعت‌های جابه‌جایی ۰/۲، یک و دو میلی‌متر بر دقیقه بارگذاری شدند. با مقایسه نمودارهای تنش-کرنش آن‌ها و یکسان بودن مسیر تنش‌ها، مشاهده شد که سرعت بارگذاری نقشی بر رفتار مکانیکی ندارد. به‌منظور رسم پوش گسیختگی و تعیین پارامترهای مقاومت برشی، نمونه‌ها در سه سربار عمودی (قائم) ۲۵ و ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال تحت برش قرار گرفته‌اند. با توجه به سه نوع خرده‌لاستیک و سه سربار و پنج مقدار اختلاط قید شده، در مجموع ۴۵ آزمایش برش مستقیم انجام گرفته است. جزئیات بیشتر در مرجع [۱۷] ارائه شده است.

نتایج

در مرحله قبل از بارگذاری برشی، نمونه‌ها فقط تحت بارگذاری قائم قرار گرفتند و در نتیجه، نشست‌پذیری نمونه‌ها بررسی شده‌اند، درحالی‌که، در مرحله دوم که بارگذاری به‌صورت برشی بوده است، علاوه بر بحث تراکم‌پذیری، مقاومت برشی نمونه‌ها هم مطالعه شده‌اند. نتایج در ادامه تشریح شده‌اند.

تراکم‌پذیری نمونه‌ها قبل از اعمال برش

شکل (۵) نمودار نشست برحسب زمان نمونه‌های حاوی ماسه تمیز و خرده‌لاستیک را نشان می‌دهد. نمونه ماسه‌ای تحت بیشترین سربار حدود ۰/۵ میلی‌متر نشست داشته است، در صورتی‌که نمونه خرده‌لاستیک‌ها در حد ۱۰ میلی‌متر نشست داشته‌اند. به‌عبارت دیگر، اگر در خاک‌ریزی، به‌جای ماسه، از خرده‌لاستیک به‌عنوان مصالح پرکننده استفاده شود، مقدار نشست آن، حدود ۲۰ برابر بیشتر می‌شود. از میان خرده‌لاستیک‌ها همان‌طور که مشاهده می‌شود، هرچه خرده‌لاستیک‌ها

تعیین‌شده باهم مخلوط می‌شوند. سپس، با در نظر گرفتن تراکم ۷۵ درصد برای نمونه‌ها و محاسبه وزن مخصوص نمونه (شکل ۳)، وزن لازم برای پرکردن قالب برش به‌دست می‌آید. باید نمونه را طوری متراکم نمود تا با گذاشتن صفحه برش بالایی، این صفحه با سطح بالایی قالب هم‌سطح شود. برای بررسی نشست نمونه با زمان قبل از برش، نمونه را در دستگاه قرار داده و با قرار دادن سربارها در زمان‌های مختلف مقدار گنج قائم ثبت می‌شود. نحوه بارگذاری به‌صورت تدریجی بوده است، بدین صورت که تا رسیدن به تنش سربار مورد نظر، سربار در چند مرحله وارد شده است. برای ثبت اولیه مقدار نشست (تحت سربار کوچک)، به‌جای قرار دادن اهرم بار، از یک لوله سبک و دو گنج در طرفین آن استفاده شده است. دلیل استفاده از دو گنج، سرشکن کردن نشست‌های غیر متقارن بوده است. قرائت نشست تا زمانی طول می‌کشد که تغییرات نشست ناچیز شود. پس از ثابت شدن مقدار نشست، سربار بعدی قرار داده می‌شود. این کار تا قراردادن سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال ادامه یافته است. شکل ۴ نمونه را تحت بارگذاری مرحله آخر (۱۰۰ کیلوپاسکال) نشان می‌دهد.



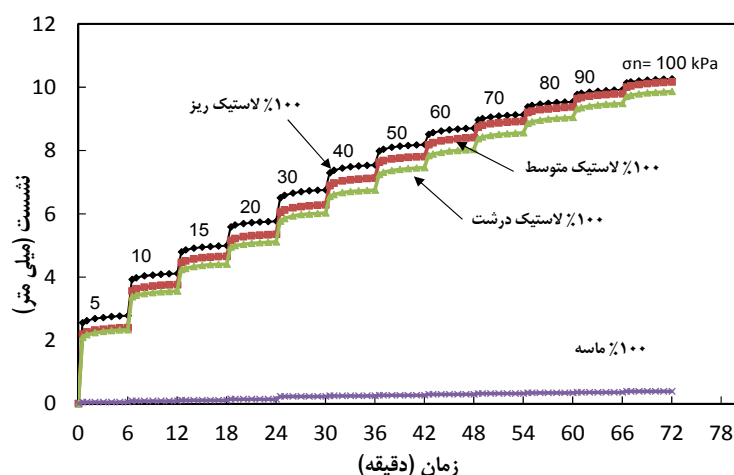
شکل ۴ نمونه تحت بارگذاری ۱۰۰ کیلوپاسکال

پس از نشست کامل نمونه در سربار مورد نظر،

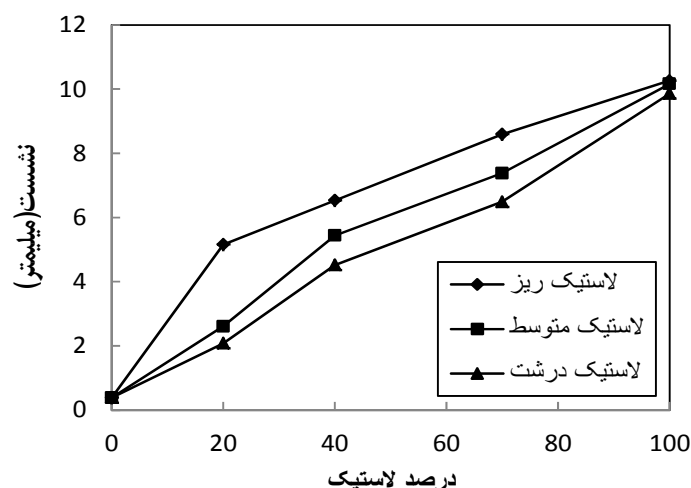
خرده‌لاستیک باعث کاهش نشست‌پذیری توده مخلوط شده است. تغییرات نشست با درصد خرده‌لاستیک از نوع متوسط و درشت تقریباً خطی است، در صورتی‌که نشست مخلوط با خرده‌لاستیک با دانه بزرگ‌تر، بیشتر شده است. در این نمودار، هم‌چنان مشاهده می‌شود که اندازه دانه‌های خرده‌لاستیک نقش مهمی در مقدار نشست‌پذیری دارد. هرچه دانه‌های خرده‌لاستیک درشت‌تر باشد، نشست کمتر می‌شود. البته این قاعده برای درصد اختلاط‌های ۲۰-۸۰ بیشتر بروز می‌کند.

ریزتر باشند، نشست بیشتر شده است. هم‌چنین، مقدار اختلاف نشست‌ها در میان خرده‌لاستیک‌ها، در سربارهای کم، کوچک بوده است، ولی با افزایش سربار، این مقدار اختلاف کاهش می‌یابد.

باتوجه به تراکم‌پذیری بالای مصالح خرده‌لاستیک، می‌توان این خاصیت را با افزودن ماسه به آن اصلاح نمود. شکل (۶) مقدار نشست نمونه‌های مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک تحت سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال را برحسب محتوای خرده‌لاستیک نشان می‌دهد. به‌طور کلی، مشاهده می‌شود که افزودن ماسه در کنار



شکل ۵ تغییرات نشست نمونه حاوی فقط ماسه و خرده‌لاستیک برحسب زمان تحت سربارهای مختلف

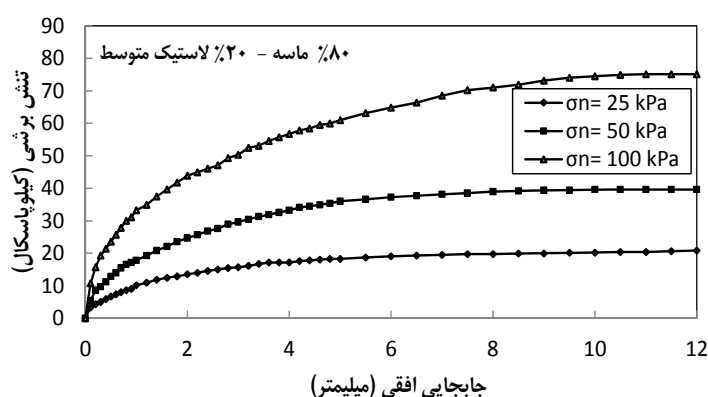
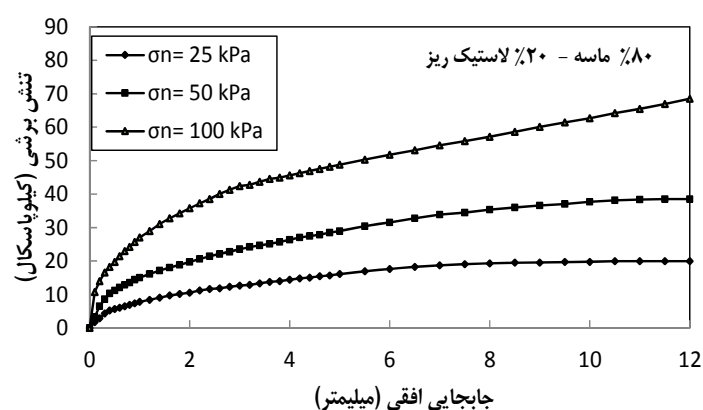
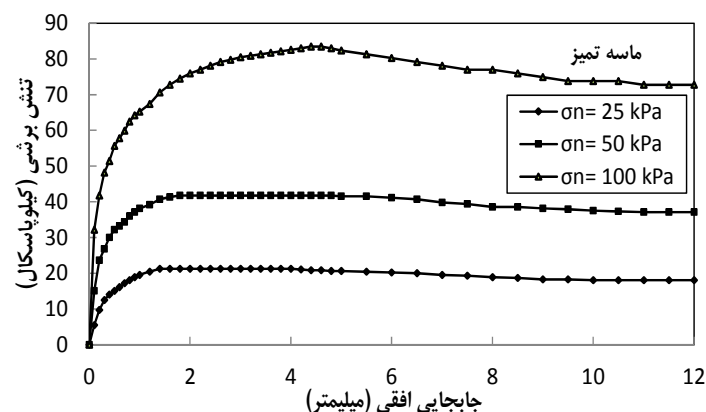


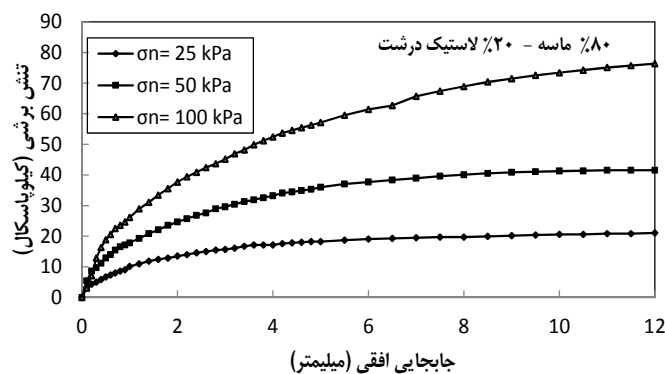
شکل ۶ نمودار حداکثر نشست برحسب محتوای خرده‌لاستیک زیر اعمال سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال

روند تغییرات مقاومت برشی

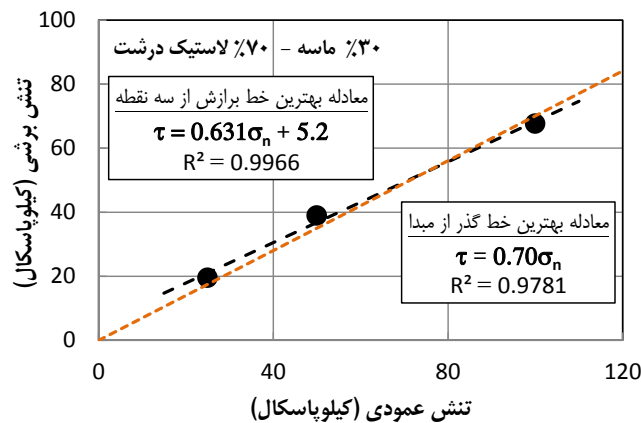
در صورتی که با افزودن ۲۰٪ خرده لاستیک، نقطه قله در نمودار مقاومت برشی از بین می‌رود و تنش برشی مرتباً در حال افزایش است. به عبارت دیگر، رفتار نمونه از حالت ترد (افت مقاومت پس از کرنش حدود ۴٪)، به حالت شکل‌پذیر درآمده است. در بقیه نسبت‌های اختلاط نیز چنین روندی مشاهده می‌شود.

شکل (۷) نمودارهای تغییرات تنش برشی را برحسب جابه‌جایی افقی برای نمونه ماسه تمیز و نمونه‌های حاوی ۲۰٪ خرده لاستیک (به‌عنوان نمونه) از اندازه‌های مختلف نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که نمونه حاوی ماسه تمیز، رفتاری سخت‌شونده-نرم‌شونده دارد،





شکل ۷ تغییرات تنش برشی با جابه‌جایی افقی تحت تنش‌های عمودی مختلف برای ماسه تمیز و مخلوط‌های ۸۰٪ ماسه - ۲۰٪ خرده‌لاستیک



شکل ۸ نمایش پوش‌های گسیختگی برای مخلوط ۳۰٪ ماسه - ۷۰٪ خرده‌لاستیک درشت

پارامترهای مقاومت برشی مخلوط

مطالعه و تعیین مقاومت برشی مصالح دانه‌ای با کمک معیار کولمب انجام می‌شود که با رابطه $\tau_f = \sigma_n \tan \phi + c$ تعریف می‌گردد. در این معیار، رابطه میان مقاومت برشی (τ_f) با تنش عمودی وارد بر سطح (σ_n) توسط دو معیار زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و چسبندگی (c) تعریف می‌شود. این دو پارامتر با کمک برازش دادن بهترین خط گذرنده از میان سه نقطه در فضای مختصات تنش برشی - تنش عمودی وارد بر سطح برش به دست می‌آید.

برای مصالح دانه‌ای که میان ذرات آن چسبندگی کمی و یا ناچیزی وجود دارد، به جای دو پارامتر مذکور،

از یک پارامتر دیگر به نام زاویه اصطکاک داخلی معادل استفاده می‌شود. درواقع، این پارامتر از روی شیب بهترین خط برازش شده و گذرنده از مبدأ مختصات به دست می‌آید. مزیت استفاده از این پارامتر، سادگی در مطالعه مقاومت برشی (استفاده از یک پارامتر به جای دو پارامتر) است که در ادامه و براساس نتایج به دست آمده شرح داده می‌شوند.

در این پژوهش، معیار (پوش) گسیختگی برای تمام مخلوط‌ها با کمک برازش رسم بهترین خط مستقیم از میان سه نقطه مربوط به تنش‌های عمودی $\sigma_n = 25, 50, 100$ kPa حاصل شده است. به عنوان نمونه، پوش‌های گسیختگی مربوط به مقادیر بیشینه تنش برشی

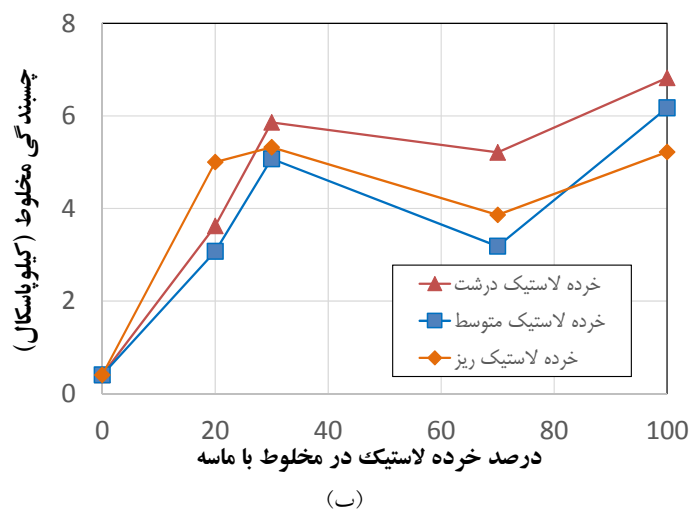
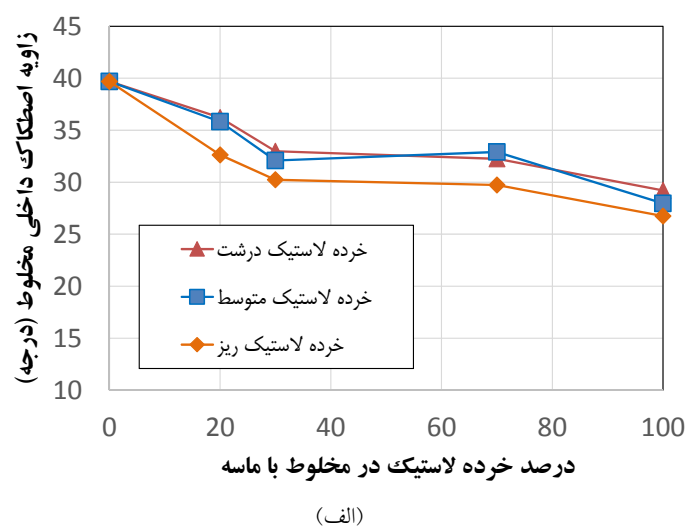
ادامه این پژوهش، مقدار زاویه اصطکاک داخلی معادل مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک به‌عنوان فقط یک پارامتر دخیل در تعریف مقاومت برشی در سطوح مختلف تغییرشکلی محاسبه و مقایسه می‌شود.

در شکل (۱۰) تغییرات زاویه اصطکاک داخلی معادل برای مخلوط‌های با خرده‌لاستیک‌های ریز، متوسط و درشت در سطوح تغییرشکل‌های مختلف و با درصد‌های اختلاط مختلف نمایش داده شده است. با دقت در این مقادیر ملاحظه می‌شود که در تمامی نمونه‌ها با افزایش درصد محتوای لاستیک، مقدار زاویه اصطکاک داخلی کاهش می‌یابد، با این تفاوت که نمونه‌های ساخته‌شده از خرده‌لاستیک درشت، کاهش کمتری را نشان می‌دهند. اگر به نمودارهای رسم شده برای جابه‌جایی سه میلی‌متر دقت شود، ملاحظه می‌شود که مقادیر زاویه اصطکاک داخلی از ۳۹ درجه، برای نمونه ماسه تمیز تا ۱۸ درجه برای نمونه لاستیک ریز ۱۰۰ درصد کاهش پیدا می‌کند، این در حالی است که در جابه‌جایی ۹ میلی‌متر این مقدار از ۳۷ درجه به ۲۹ درجه کاهش پیدا می‌کند. نکته دیگر آن‌که در نمودارهای جابه‌جایی ۹ میلی‌متر برای لاستیک درشت فقط دو درجه به‌ازای افزودن ۴۰ درصد لاستیک کاهش زاویه اصطکاک مشاهده می‌شود؛ یعنی حدس زده می‌شود که اگر از خرده‌لاستیک‌هایی با اندازه‌های درشت‌تر استفاده شود، می‌توان امیدوار بود که زاویه اصطکاک داخلی ثابت باقی بماند و حتی این‌که بیشتر شود. البته در این صورت، دیگر به موارد مورد نظر خرده‌لاستیک گفته نمی‌شود، بلکه در طبقه‌بندی لاستیک بریده شده قرار می‌گیرد. افزایش زاویه اصطکاک توده در مخلوط ماسه و لاستیک بریده شده توسط محققان دیگری که در بخش دو مقاله اشاره شده، گزارش شده است. در صورتی‌که مقدار زاویه اصطکاک برای حداکثر برش محاسبه شود، روندی مشابه با معیار جابه‌جایی ۹ میلی‌متر دیده می‌شود.

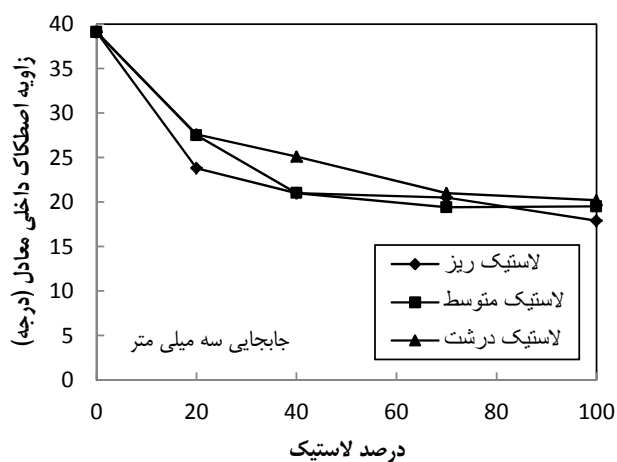
برای مخلوط ۳۰/۷۰ ماسه-خرده‌لاستیک درشت در شکل (۸) نشان داده شده است. منظور از R^2 در این شکل، ضریب رگرسیون خطی است. معادله‌های بهترین خط‌های گذرنده از میان سه نقطه و نیز سه نقطه به‌همراه مبدأ مختصات نشان داده شده‌اند. عرض از مبدأ نشان‌دهنده چسبندگی است و شیب خط برابر با تانژانت زاویه اصطکاک داخلی خاک است.

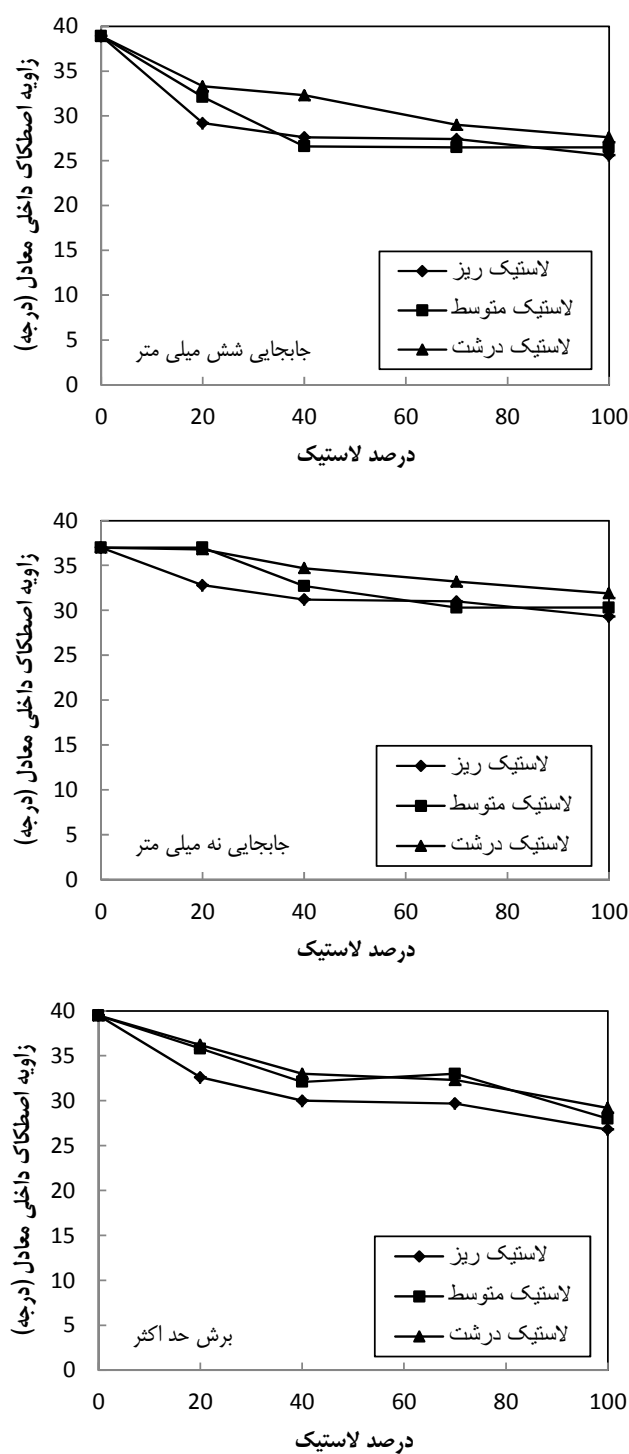
شکل (۹) روند تغییرات زاویه اصطکاک داخلی خاک (متناظر با تنش برشی بیشینه) و چسبندگی مخلوط‌ها با درصد‌های مختلف ماسه و خرده‌لاستیک را نشان می‌دهد. در شکل (۹-الف) مشاهده می‌شود که با افزایش سهم خرده‌لاستیک، زاویه اصطکاک داخلی مخلوط همواره کاهش می‌یابد. زاویه اصطکاک داخلی برای مخلوط‌های درشت و متوسط تقریباً مثل هم است و از مقادیر متناظر با خرده‌لاستیک ریز بزرگ‌تر می‌باشد. شایان ذکر است که نتایج این پژوهش با نتایج قبلی [8,11] تطابق دارد. در شکل (۹-ب) مشاهده می‌شود که در تمام آزمایش‌ها، با افزایش درصد خرده‌لاستیک از صفر تا ۳۰ درصد، چسبندگی توده افزایش می‌یابد. ولی پس از آن در نسبت ۷۰٪ افت دارد و درنهایت، توده حاوی فقط خرده‌لاستیک، بیشترین چسبندگی است. درضمن، اثر مستقیم اندازه خرده‌لاستیک‌ها به‌وضوح قابل مشاهده است. نتایج کارهای دیگران [7, 8] نیز مؤید این موضوع است که صرف‌نظر از اندازه دانه‌ها و در سهم‌های کوچک خرده‌لاستیک، مخلوط حاوی ۳۰٪ خرده‌لاستیک، بیشترین چسبندگی را داشته است.

در مکانیک خاک کلاسیک، مرسوم است که زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی متناظر با حداکثر تنش برشی تحمل‌شده در نظر گرفته شود. این امر نشان‌دهنده حد نهایی مقاومت است. در صورتی‌که در دیدگاه سطوح عملکرد که هم‌اکنون در طراحی‌های ژئوتکنیکی مورد توجه قرار می‌گیرد، به تغییرشکل‌های قابل تحمل خاک و سازه روی آن نیز توجه می‌شود. از این‌رو، در



شکل ۹ روند تغییرات (الف) زاویه اصطکاک داخلی، (ب) چسبندگی مخلوط ماسه با خرده لاستیک متناظر با تنش برشی بیشینه





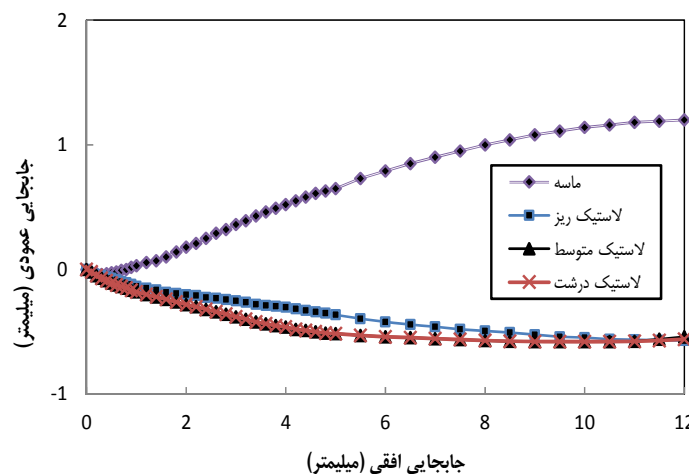
شکل ۱۰ تغییرات زاویه اصطکاک داخلی معادل برای لاستیک‌های ریز، متوسط و درشت

بررسی تغییرات حجمی نمونه‌ها حین برش خرده‌لاستیک، تغییرات حجمی نمونه حین برش هم از علاوه بر تغییرات مقاومت برشی مخلوط ماسه و اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. زیرا تغییر شکل‌های

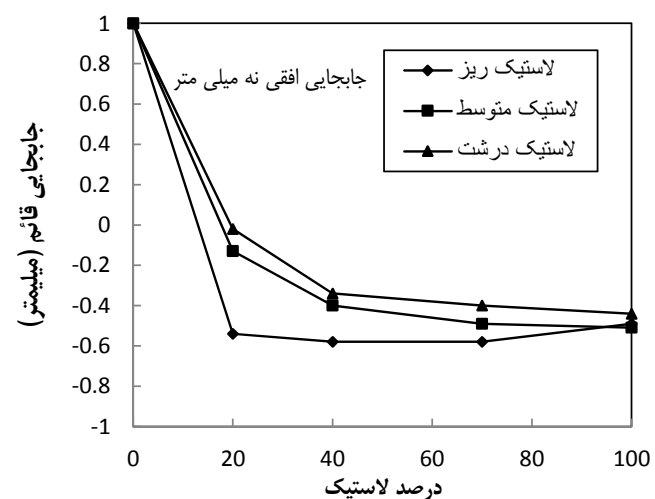
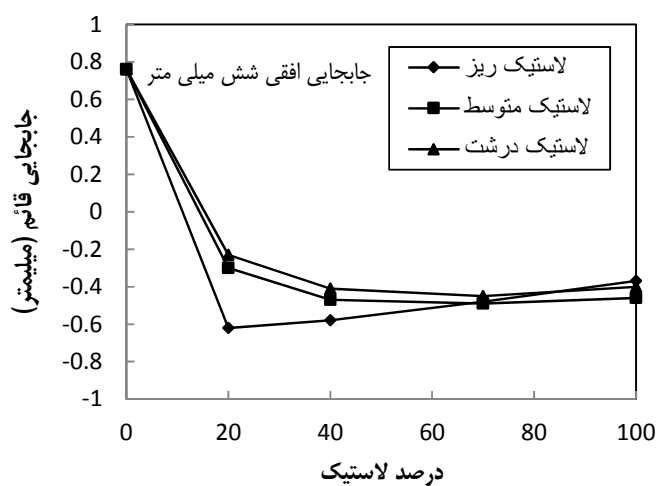
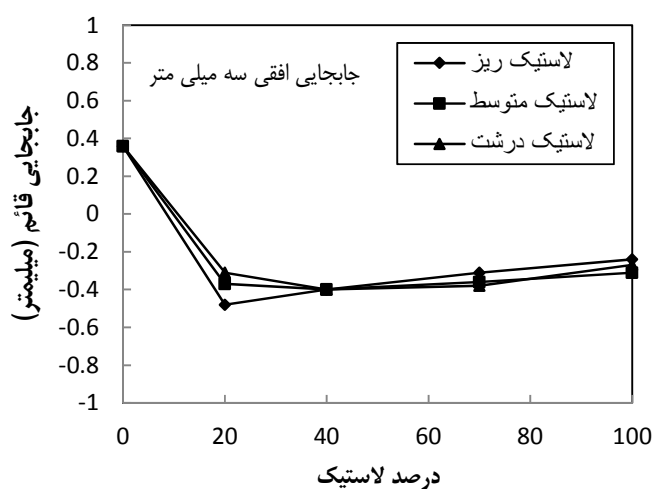
است. با این حال، باید گفت که مقدار تغییر حجم هر سه نمونه خرده‌لاستیک، در پایان آزمایش یکسان به‌دست آمده است.

به‌منظور بررسی تأثیر درصد اختلاط ماسه و خرده‌لاستیک، تغییرشکل‌های تمام نمونه‌ها برداشت شده است و مشابه تعریف زاویه اصطکاک داخلی در تغییرشکل‌های افقی مختلف، مقدار تغییرشکل‌های قائم در مراحل مختلف در شکل (۱۲) ارائه شده است. نمودارها همگی برای آزمایش‌های با سربار ۲۵ کیلوپاسکال نشان داده شده‌اند. مقدار مثبت محور قائم نشانگر تورم نمونه (افزایش حجم) و مقدار منفی نشانگر انقباض نمونه است. یادآوری می‌شود که رفتار ماسه به‌شدت اتساعی است، ولی همان‌طور که در نمودارها مشاهده می‌شود، با افزودن ۲۰٪ خرده‌لاستیک به ماسه، رفتار آن به‌شدت تحت تأثیر قرار می‌گیرد و مقدار تورم در آن کاهش می‌یابد. مقدار کاهش تورم در مخلوط با خرده‌لاستیک بیشتر بوده است. هم‌چنین، مشاهده می‌شود که افزودن بیش از ۲۰٪ خرده‌لاستیک، تأثیر بسزایی در تغییر روند تغییرشکل‌ها نداشته است.

توده خاک عمدتاً تحت اعمال بارگذاری برشی رخ می‌دهند. برای بررسی تغییرات حجمی نمونه حین برش در آزمون برش مستقیم، از جابه‌جایی قائم نمونه استفاده می‌شود. به‌منظور مقایسه رفتار حجمی ماسه و خرده‌لاستیک‌ها، تغییرات جابه‌جایی افقی و قائم در آزمون برش مستقیم تحت تنش عمودی ۲۵ کیلوپاسکال در شکل (۱۱) نمایش داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نمونه ماسه‌ای ابتدا رفتار تراکمی دارد (در جابه‌جایی کمتر از ۰/۵ میلی‌متر معادل نیم درصد) و سپس رفتار اتساعی آن شروع می‌شود و تا انتهای آزمایش، افزایش حجم دارد؛ درصورتی‌که در نمونه‌های با ۱۰۰٪ خرده‌لاستیک، رفتار تغییرشکلی فرق دارد و همگی رفتار تراکمی از خود نشان می‌دهند. دلیل تفاوت رفتار، در شکل‌پذیری دانه‌هاست. اندازه دانه‌های لاستیک نیز در روند تغییرشکل‌پذیری نقش دارد، بدین صورت که خرده‌لاستیک ریز رفتار تراکمی کمتری از خود نشان داده است. ازطرفی، رفتار خرده‌لاستیک‌های متوسط و درشت تقریباً مشابه هم بوده‌اند. به‌عبارت دیگر، برخلاف نشست‌پذیری نمونه‌ها تحت فقط سربار قائم که متأثر از اندازه دانه‌ها بود (شکل ۵)، با افزایش اندازه دانه‌ها، رفتار تغییرشکل حین برش فرقی نکرده



شکل ۱۱ تغییرات جابه‌جایی قائم نسبت به تغییرشکل افقی نمونه‌های حاوی ماسه تمیز و خرده‌لاستیک تحت تنش عمودی ۲۵ کیلوپاسکال



شکل ۱۲ تغییرات جابه‌جایی قائم در نسبت اختلاط‌های مختلف خرده‌لاستیک تحت تنش عمودی ۲۵ کیلوپاسکال

$$\begin{cases} \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_2 + \sigma_3) \\ \varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_3 + \sigma_1) \\ \varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_1 + \sigma_2) \end{cases} \quad (1)$$

که در آن، منظور از ε_i و σ_i مؤلفه‌های کرنش و تنش در راستاهای مختلف ($i = 1, 2, 3$) است. شرایط مرزی این المان در دستگاه برش مستقیم بدین صورت است که کرنش‌های جانبی صفر هستند. به عبارت دیگر: $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$. با داشتن این شرط و تعیین تنش‌های جانبی و درنهایت، ساده کردن رابطه برحسب تنش و کرنش در راستای ۱ داریم:

$$\sigma_1 = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_1 = M\varepsilon_1 \quad (2)$$

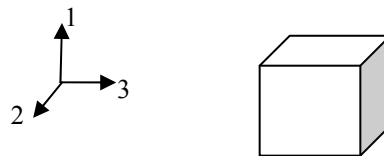
در این رابطه، $M = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}E$ است و در مکانیک خاک کلاسیک به «مدول تغییرشکل محدودشده» شناخته می‌شود. این مدول همان پارامتری است که در آزمون تحکیم نیز به دست می‌آید و برابر با عکس ضریب تراکم‌پذیری (m_v) است. یادآوری می‌شود که در آزمون تحکیم هم، بارگذاری به صورت یک‌بعدی انجام می‌شود.

با رجوع به شکل (۵) و یادآوری این که بارگذاری قبل از اعمال برش در آزمون برش مستقیم، در ۱۲ گام مختلف انجام شده است، می‌توان روند میان تنش و کرنش ایجاد شده در نمونه‌های مختلف را بررسی کرد. در شکل (۱۴) رابطه میان تنش - کرنش محوری در راستای ۱ (راستای بارگذاری) به تفکیک برای نمونه‌های مخلوط با خرده‌لاستیک‌ها با اندازه‌های مختلف نشان داده شده است. در این نمودارها، نمودار ماسه تمیز نیز برای مقایسه نشان داده شده است.

تعیین مدول تغییرشکل

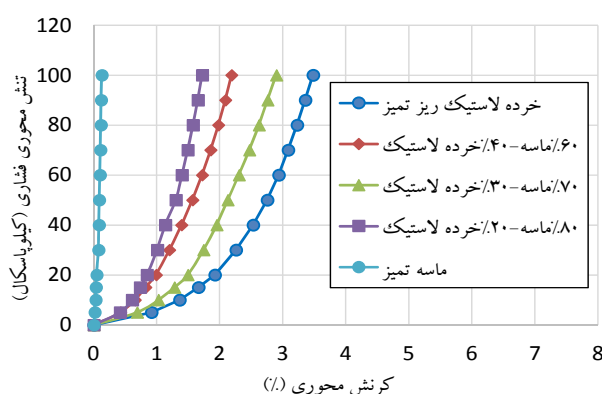
در طراحی سازه‌های ژئوتکنیکی، علاوه بر مقولۀ مقاومت برشی و تعیین پارامترهای آن، باید به مقولۀ تغییرشکل‌ها نیز پرداخت. زیرا در خیلی مواقع نظیر طراحی شالوده‌های سطحی، مقاومت برشی خاک حاکم نیست، بلکه تغییرشکل‌ها نباید از حد مجاز و سطح بهره‌برداری تجاوز کند. از این رو، در این بخش سعی شده است تا با کمک روابط الاستیسیته، بتوان مدول تغییرشکل مخلوط‌ها را به دست آورد و با هم مقایسه کرد.

با فرض این که خاک ماسه‌ای و مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک در حین بارگذاری قائم (حین متراکم کردن)، رفتار کشسان (الاستیک) داشته باشند، می‌توان پارامترهایی نظیر تغییرشکل‌پذیری را به دست آورد.

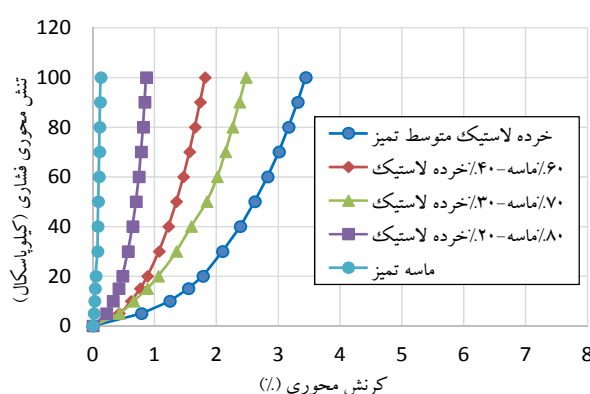


شکل ۱۳ نمایش یک المان در دستگاه مختصات دکارتی

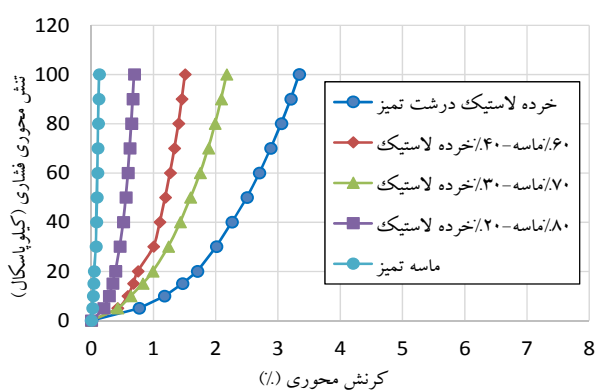
براساس نظریۀ کشسانی، پارامترهای تغییرشکل یک جسم برحسب دو پارامتر مدول تغییرشکل (E) و نسبت پواسون (ν) تعریف می‌شود. یک المان از جسمی الاستیک مطابق شکل (۱۳) در دستگاه دکارتی ۱-۲-۳ در نظر گرفته می‌شود که در راستاهای ۲ و ۳ تغییرشکل ندارد و فقط در راستای ۱ در اثر بارگذاری می‌تواند تغییرشکل دهد. این شرایط مشابه با آنچه حین بارگذاری فشاری در آزمایش برش مستقیم و قبل از مرحله اعمال برش است، اتفاق می‌افتد. رابطه کلی میان تنش و کرنش برای چنین المانی به صورت زیر است:



(الف) مخلوط با خرده لاستیک ریز



(ب) مخلوط با خرده لاستیک متوسط



(ب) مخلوط با خرده لاستیک درشت

شکل ۱۴ نمایش نمودار تنش- کرنش یک بعدی برای انواع مخلوط های ماسه و خرده لاستیک

می دهد. مطابق شکل (۱۴)، نمودار نمونه ماسه تمیز دارای شیب تندی است و نمونه های با درصد های مختلف خرده لاستیک، شیب کمتری دارند. خاطر نشان می شود که براساس آنچه که در رابطه (۲) به دست آمد

همان طور که انتظار می رود، ماسه تمیز رفتار سختی از خود نشان می دهد و با افزودن خرده لاستیک به ماسه، رفتار این مخلوط نرم تر می شود و تحت یک سربار ثابت، کرنش های بزرگتری از خود نشان

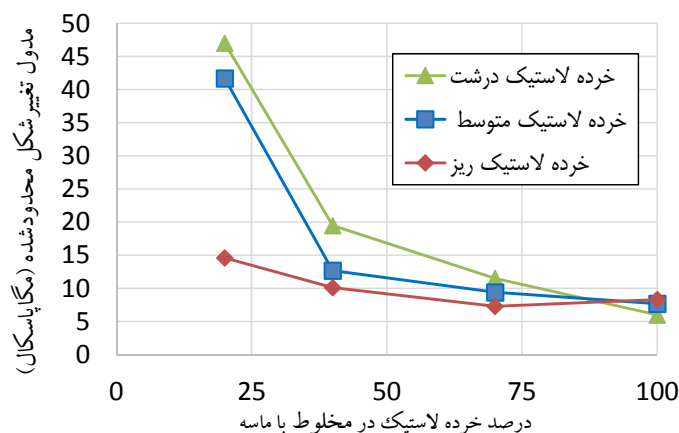
برای بررسی بهتر تأثیر نسبت اختلاط خرده‌لاستیک بر پارامتر تغییر شکل پذیری، تغییرات M با درصد خرده‌لاستیک برای سه اندازه ریز، متوسط و درشت در شکل (۱۵) نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که به‌طور کلی، افزودن خرده‌لاستیک منجر به نرم‌تر شدن مخلوط می‌شود. همچنین مشاهده می‌شود که وجود اندازه درشت‌تر خرده‌لاستیک، موجب سخت‌تر شدن نمونه می‌شود. با این حال، تغییرات سختی برای مخلوط خرده‌لاستیک نرم، نسبت به دو نوع دیگر کمتر است.

در شکل (۱۶) روند تغییرات مدول M با اندازه خرده‌لاستیک در درصد های اختلاط ثابت نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که در درصد های مختلف اختلاط خرده‌لاستیک با ماسه، اندازه خرده‌لاستیک در افزایش سختی مؤثر است. بدین معنی که هرچه اندازه خرده‌لاستیک بزرگ‌تر باشد، نمونه نیز رفتار سخت‌تری از خود نشان می‌دهد. البته ذکر این نکته ضروری است که با افزایش سهم خرده‌لاستیک، افزایش سختی نیز کاهش می‌یابد به‌طوری‌که، در حالت وجود ۱۰۰٪ خرده‌لاستیک، اندازه خرده‌لاستیک نقشی در افزایش سختی نمونه ندارد.

شیب این نمودارها برابر با همان مدول تغییر شکل محدود شده است. از طرفی، مشاهده می‌شود که این نمودارها در کل، شیب ثابتی ندارند و شیب در همگی آنها ابتدا کم بوده است و با ادامه بارگذاری، افزایش یافته است. با این حال، مشاهده می‌شود که این شیب، در سطح تنش بیشتر از حدود ۴۰ کیلو پاسکال، ثابت شده است. به‌نظر می‌رسد دلیل این تغییر شیب در تنش های کمتر از ۴۰ کیلو پاسکال، مربوط به تراکم نمونه‌ها می‌باشد. در جدول (۳) مقدار مدول تغییر شکل محدود شده مخلوط‌ها در انتهای بارگذاری (تنش عمودی ۱۰۰ کیلو پاسکال) برای درصد های اختلاط مختلف ارائه شده است. مشاهده می‌شود که مدول ماسه در برابر مخلوط های مختلف با خرده‌لاستیک به‌مراتب (حتی تا ۱۷ برابر) بزرگ‌تر است.

جدول ۳ مقدار مدول تغییر شکل محدود شده مخلوط‌ها با تراکم ۷۵٪ (مگاپاسکال)

اندازه خرده‌لاستیک	درصد خرده‌لاستیک				
	صفر	۲۰	۴۰	۷۰	۱۰۰
ریز	۱۰۲	۱۵	۱۰	۷.۳	۸.۳
متوسط		۴۲	۱۳	۹.۴	۷.۷
درشت		۴۷	۲۰	۱۲	۶



شکل ۱۵ تغییرات مدول تغییر شکل محدود شده با درصد اختلاط های مختلف



شکل ۱۶ تغییرات مدول تغییر شکل محدود شده با اندازه خرده لاستیک

خلاصه و جمع بندی

در این مقاله، رفتار مکانیکی مخلوط ماسه و خرده لاستیک شامل مقاومت برشی و تغییر شکل پذیری بررسی شد، بدین صورت که یک نوع ماسه با سه اندازه مختلف خرده لاستیک در دستگاه برش مستقیم و تحت سربار مختلف بارگذاری شدند. در مرحله اول بارگذاری و قبل از اعمال برش، قابلیت تراکم پذیری نمونه‌ها مطالعه شد و سپس در مرحله اعمال برش، تغییرات پارامترهای مقاومت برشی (زاویه اصطکاک معادل) و قابلیت تغییر شکل پذیری نمونه‌ها براساس درصد اختلاط و اندازه دانه‌ها مورد مطالعه قرار گرفت. در مرحله دوم، پارامترها براساس سطح‌های مختلف تغییر شکل‌ها بررسی شدند. به طور خلاصه، می‌توان به نتایج زیر به عنوان دستاورد این پژوهش اشاره کرد:

۱. سرعت بارگذاری در دامنه مورد آزمایش در این مطالعه تأثیری بر روی رفتار مکانیکی (مقاومت برشی و تغییر حجم) نمونه‌های مخلوط نداشته است.
۲. نشست پذیری خرده لاستیک نسبت به ماسه خیلی بیشتر است (حدود ۲۰ برابر). هم چنین، اندازه خرده لاستیک در مقدار نشست پذیری نقش دارد، به طوری که با افزایش اندازه دانه‌ها، نشست نمونه‌ها کمتر شده است.

در پایان، به این نکته اشاره می‌شود که دلیل اصلی در اختلاف رفتار مکانیکی (از نظر مقاومت برشی و تغییر شکلی) مخلوط‌های ماسه و خرده لاستیک را می‌توان در تغییر بافت و ماهیت مخلوط دانست. اگر به منحنی دانه بندی هر یک از مصالح (شکل ۲) توجه شود، مشاهده می‌شود که ماسه و خرده لاستیک ریز تقریباً دانه بندی یکسانی دارند، در صورتی که دانه بندی خرده لاستیک‌های متوسط و درشت بزرگ‌تر از دانه بندی ماسه تمیز است. این بدان معنی است که در مخلوط ماسه- خرده لاستیک ریز می‌توان گفت که دانه بندی تقریباً فرقی نکرده و فقط زبری و تراکم پذیری مصالح متفاوت شده است. به عبارت دیگر، سهم دخالت هر دو ذره ماسه و خرده لاستیک با هم برابرند. در صورتی که در مخلوط‌های ماسه با خرده لاستیک‌های متوسط و درشت چنین نیست. به خاطر ریزتر بودن دانه‌های ماسه، به نظر می‌رسد که مخصوصاً در درصد‌های بیشتر خرده لاستیک، دانه‌های ماسه نقش پرکننده را دارند و خرده لاستیک‌ها رفتار غالب مخلوط‌ها را تشکیل می‌دهند. به همین دلیل، مشاهده می‌شود که تفاوت رفتاری (هم از نظر مقاومت برشی و هم از نظر تغییر شکلی) میان مخلوط‌های با خرده لاستیک متوسط و درشت کم است و در عوض، رفتار این مخلوط‌ها با نتایج رفتار مخلوط با خرده لاستیک ریز فاصله دارد.

- تغییر شکل نخواهد داشت.
۸. با افزایش درصد محتوای لاستیک، نمونه‌ها افزایش حجم کمتری از خود نشان می‌دهند و بیشتر تمایل به متراکم شدن دارند.
۹. در این مقاله، به محاسبه مدول تغییر شکل محدود شده پرداخته شد و مشاهده گردید که در میان نمونه‌های مخلوط ماسه و خرده‌لاستیک، سخت‌ترین نمونه مربوط به درصد اختلاط ۲۰٪ خرده‌لاستیک است.
۱۰. رفتار تغییر شکلی (سختی) نمونه با درصد اختلاط ۳۰٪ شبیه به نمونه با ۱۰۰٪ خرده‌لاستیک است. در صورتی که نمونه‌های با درصد اختلاط بیشتر و یا کمتر، سختی بیشتری از خود نشان می‌دهند.
۱۱. اندازه خرده‌لاستیک‌ها در افزایش سختی نمونه‌های مخلوط با ماسه نقش مثبت دارند. اما، با افزایش سهم خرده‌لاستیک‌ها، تأثیر اندازه خرده‌لاستیک‌ها کم می‌شود، به طوری که سختی نمونه‌های با ۱۰۰٪ خرده‌لاستیک، باهم برابر است.
۳. نشست‌پذیری نمونه‌ها تحت بارگذاری قائم با افزایش درصد محتوای لاستیک، افزایش می‌یابد.
۴. وزن مخصوص نمونه‌ها با افزایش درصد محتوای لاستیک، کاهش می‌یابد. در حالی که با افزایش اندازه دانه‌های لاستیک‌های خرد شده و همچنین افزایش سربار، وزن مخصوص افزایش پیدا می‌کند.
۵. زاویه اصطکاک داخلی معادل، با افزایش درصد محتوای لاستیک، کاهش می‌یابد. از طرف دیگر، نمونه‌های ساخته شده با خرده‌لاستیک‌های درشت‌تر، زاویه اصطکاک داخلی بیشتری را نشان می‌دهند.
۶. در بررسی زاویه اصطکاک داخلی معادل، در جابه‌جایی نه میلی‌متر از جابه‌جایی سه و شش میلی‌متر، زاویه اصطکاک داخلی بزرگ‌تری مشاهده می‌شود.
۷. با این که ماسه تحت برش به سرعت از خود رفتار اتساعی نشان می‌دهد، نمونه‌های حاوی فقط خرده‌لاستیک، فقط حالت تراکم‌پذیری دارند. اگر از حدی، اندازه دانه‌ها بزرگ‌تر شود، دیگر نقشی در

مراجع

- Shulman, V.L., "Tire recycling", European Tyre Recycling Association (ETRA) 15, (2004).
- JATA, "Tyre recycling handbook", Tokyo: Japan Automobile Tire Manufacturers Association, (2007).
- Rao, G. and R.K. Dutta, "Compressibility and strength behaviour of sand-tyre chip mixtures", *Geotechnical and Geological Engineering*. Vol. 24, pp. 711-724, (2006).
- زارع، م. ز.، "تحلیل استراتژیک صنعت تایر ایران"، نشریه صنعت لاستیک ایران، صص ۱۷-۵، ج. ۶۲، (۱۳۹۰).
- Khan, R.A. and A. Shalaby., "Performance of a road base constructed with shredded rubber tires", in *Proceeding of Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*. Motreal, Quebec, Canada, (2002).
- Gotteland P., L.S., Bałachowski L., "Strength characteristics of tyre chips – sand mixtures", *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. 27(1-2), pp. 55-66, (2005).
- Bałachowski and P. L. Gotteland, "Characteristics of Tyre Chips-Sand Mixtures from Triaxial Tests", *Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*. Vol. 54(1), pp. 25-36, (2007).
- Zornberg, J.G., Y.D. Costa, and B. Vollenweider. "Mechanical performance of a prototype

- embankment backfill built with tire shreds and cohesive soil", in Proceedings of the 83rd Annual Meeting, Washigon D.C.: Transportation Research Board, (2004).
9. Lee, J.H., R. Salgado, A. Bernal., and C.W. Lovell., "Shredded tires and rubbersand as lightweight backfill", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125(2), pp. 132-141, (1999).
 10. Attom, M., F., "The Use of Shredded Waste Tires To improve The Geotechnical Engineering Properties of Sands", *Environmebtal Geology*. Vol. 49, pp. 497-503, (2005).
 11. Cabalar, A.F., "Direct Shear Tests on Waste Tires–Sand Mixtures", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 29, pp. 411-418, (2010).
 12. Humphery, D.N., Sandford, T.C., Cribbs, M. M., and Manion, W. P., "Shear Strength and Compressibility Of Tire Chips For Use As Retaining Wall Backfill", *Transportation Research Record*. Vol. 1422, pp. 29-35, (1993).
 13. Yang, S., Lohnes, R.A., and Kjartanson, B.H., "Mechanical properties of shredded tires", *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 25(2), pp. 44-52, (2002).
 14. Ghazavi, M., "Shear Strength Characteristics Of Sand-mixed With Granular Rubber", *Geotechnical and Geological Engineering*. Vol. 22, pp. 401-416, (2004).
 15. Moo-Young, H., K. Sellasie, D. Zeroka, and S. G., "Physical and Chemical Properties of Recycled Tire Shreds for Use in Construction", *Journal of Environmental Engineering*. Vol. 129(10), pp. 921-929, (2003).
 16. Jewell, R.A. and C.P. Wroth, "Direct shear tests on reinforced sand", *Géotechnique*. Vol. 37(1), pp. 53-68, (1987).
۱۷. رضاپور، ع. "بررسی اثر اندازه خرده لاستیک بر رفتار مکانیکی مخلوط ماسه و لاستیک به کمک آزمون DST"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه فردوسی مشهد، (۱۳۹۲).

حذف هیدروکربن‌های نفتی از آب‌های آلوده با فرآیند فتوکاتالیستی خورشیدی*

فتاح سروش^(۱) حسین گنجی‌دوست^(۲) بیتا آیتی^(۳)

چکیده حذف هیدروکربن‌های نفتی از آب آلوده به صورت سنتزی در یک فتوراکتور خورشیدی در حضور نانوذرات TiO_2 پوشش یافته بر صفحات بتنی انجام گردید. فتوراکتور مورد استفاده شامل یک مخزن ذخیره به حجم ۶۰ لیتر همراه با پمپ شناور، سیستم پلکانی با ۵ عدد پله تثبیت شده با نانو TiO_2 ، یک سرریز به حجم ۵ لیتر در بالای پلکان و شاسی فلزی با ملحقات آن بود. در این راکتور بخش ماورای بنفش (UV) نور خورشید به عنوان منبع تأمین انرژی به جای لامپ UV استفاده شد. پارامترهای بهینه حاصل pH برابر ۵، بارگذاری جرمی TiO_2 ۶۰ گرم بر متر مربع، مدت زمان تابش UV معادل ۲۰۰ دقیقه، غلظت اولیه ۱۰۰ میلی گرم بر لیتر و غلظت H_2O_2 برابر ۲۰۰۰ میلی گرم بر لیتر بودند. نتایج نشان داد که در شرایط بهینه راندمان حذف COD، مجموع هیدروکربن‌های نفتی (TPH) و هیدروکربن‌های چندحلقوی (PAHs) به ترتیب برابر با ۷۰/۴۸، ۶۷/۶۳ و ۸۴/۷۵ درصد می باشد. همچنین نتایج آزمایش GC-FID در شرایط بهینه نشان داد که بیشتر هیدروکربن‌های حذف شده از نوع پلی آروماتیک بودند و آنچه باقی ماند از نوع هیدروکربن‌های بدون خطر آلیفاتیک بود.

واژه‌های کلیدی فتوراکتور خورشیدی، TiO_2 ، بتن سبک، TPH، PAH، COD.

Removal of Petroleum Hydrocarbons from Contaminated Waters Using a Solar Photocatalytic Process

F. Soroush H. Ganjidoust B. Ayati

Abstract Removal of petroleum hydrocarbons from synthetic contaminated water using with photocatalytic process was conducted in the presence of nano TiO_2 immobilized on the concrete plates. The solar photoreactor was consisted of storage tank of 60 L with floating pump, cascade system with 5 concrete steps, a 5 L weir on the top of the stairs and metallic chassis. The UV-A radiation of the sunlight was used instead of UV-A lamps as the irradiation source. The optimum parameters were pH of 5, TiO_2 mass loading of 60 gm^{-2} , UV equivalent irradiation time of 200 min, initial concentration of 100 mgL^{-1} and H_2O_2 concentration of 2000 mgL^{-1} . The results demonstrated that under optimal conditions removal efficiency of chemical oxygen demand (COD), total petroleum hydrocarbons (TPH) and poly aromatic hydrocarbons (PAHs) were 70.48%, 67.63 % and 84.75% respectively. Also the results of GC-FID analysis indicated that most of PAHs were eliminated and only non-toxic aliphatic hydrocarbons were remained.

Key Words Solar Photoreactor, TiO_2 , Light-Weighted Concrete, TPH, PAH, COD.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۰/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۲/۲۸ می باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران (محیط زیست)، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

(۲) نویسنده مسئول: استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران. Email: h-ganji@modares.ac.ir

(۳) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

مقدمه

ترکیبات نفتی مجموعه‌ای از هیدروکربن‌های آلیفاتیک و آروماتیک هستند. آروماتیک‌ها جزء ترکیبات پایدار، سخت تجزیه‌پذیر، سمی و سرطانزا برای انسان می‌باشند [1]. منابع ایجاد آلودگی‌های نفتی در محیط آبی شامل ریزش نفتی [2]، پساب پالایشگاه [3]، آب تولیدی در میادین نفتی، نشت از مخازن ذخیره یا لوله‌های انتقال سوخت [4]، آب توازن نفتکش [5]، و رواناب حاصل از بارش در پمپ بنزین‌ها [6] می‌باشد. ایران با دارا بودن ۱۰ درصد از منابع نفتی جهان، تأسیسات ذخیره‌سازی به ظرفیت ۸/۸ میلیارد لیتر، بیش از ۲۳۰۰ جایگاه سوخت‌گیری، بیش از ۸۰۰۰ تانکر حمل نفت و فرآورده‌های نفتی، ۸۲ انبار نفت و توزیع روزانه بیش از ۲۳۳ میلیون لیتر فرآورده‌های نفتی [7]، پتانسیل بالای آلودگی منابع آبی به مواد نفتی را دارد. از میان روش‌های تصفیه آب آلوده به ترکیبات نفتی می‌توان روش‌هایی چون جذب [8]، فیلتراسیون [9]، غشا [10]، انعقاد [11]، اکسیداسیون پیشرفته [12]، برکه تثبیت [13] و تصفیه بی‌هوازی [14] را نام برد. روش‌های فیزیکی مانند جذب تنها آلودگی را از فاز دیگر منتقل می‌کند. راندمان فرآیند بیولوژیکی پایین اما ارزان است درحالی‌که راندمان روش‌های شیمیایی بالا اما هزینه‌بر است. امروزه یکی از روش‌های اکسیداسیون پیشرفته (Advanced Oxidation Process (AOP)) به نام روش فتوکاتالیستی ناهمگن (Heterogeneous Photocatalysis Process) کاربرد گسترده‌ای یافته است [15]. در این فرآیند ترکیبات آلی پیچیده در حضور نانوذرات TiO_2 به صورت تثبیت‌شده تحت تابش نور UV با تولید رادیکال‌های هیدروکسیل به ترکیبات ساده‌تر تجزیه می‌شوند [16]. باتوجه به فعال بودن TiO_2 در ناحیه ماورای بنفش نزدیک (طول موج ۴۰۰-۳۰۰ نانومتر)، این فرآیند به طور متداول با لامپ‌های UV-A انجام می‌گیرد که استفاده از آنها هزینه‌بر است [17]. از طرفی ۵ درصد تابش خورشید رسیده به سطح

زمین UV است که ۹۸ درصد آن UV-A می‌باشد و شدت تابش آن نزدیک سطح زمین در یک روز آفتابی حدود ۲۰-۳۰ وات بر مترمربع می‌باشد، که می‌توان از آن بهره جست [18]. از سیستم فتوکاتالیستی خورشیدی تاکنون برای تصفیه پساب‌های مختلف استفاده شده است به عنوان مثال Ghaly و همکاران برای تصفیه پساب صنایع کاغذ، در حضور نور خورشید و TiO_2 به غلظت ۰/۷۵ gr/L در مدت زمان ۱۸۰ دقیقه به راندمان حذف COD برابر ۷۰/۵ درصد رسیدند [16]. Monteagudo و همکاران با TiO_2 به غلظت ۰/۸ gr/L در حضور H_2O_2 به غلظت ۱۳ gr/L در مدت زمان ۸۰ دقیقه به حذف کامل سیانید و فرمات از پساب نیروگاه برق رسیدند [17]. Zayani و همکاران برای حذف رنگ‌های آزو از پساب صنایع نساجی با TiO_2 تثبیت‌شده برابر 10 gr/m^2 ، آلاینده ورودی به غلظت 30 mg/L را حدود ۸۳ درصد برحسب Total TOC (Organic Carbon (TOC)) حذف نمودند [18]. Neti و Roa همکاران، برای تصفیه پساب رنگی با ۰/۷۹ گرم TiO_2 تثبیت‌شده بر بستر سنگی به حذف TOC حدود ۳۵ درصد رسیدند [19]. در این تحقیق بتن سبک با سنگدانه پامیس ساخته شد و نانوذرات TiO_2 با استفاده از چسب بتن اپوکسی به بستر تثبیت شد. به طور کلی هدف استفاده از بخش ماورای بنفش نور خورشید به جای لامپ UV در فرآیند فتوکاتالیستی در حذف هیدروکربن‌های نفتی با هدف صرفه‌جویی در مصرف انرژی و استفاده از انرژی پاک بود.

مواد و روش‌ها

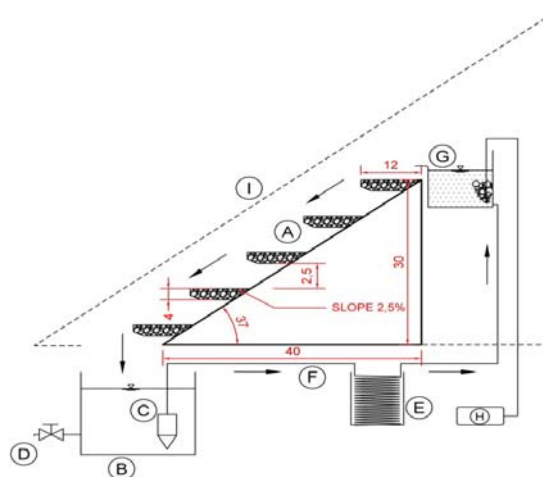
مشخصات فتورآکتور

طراحی هیدرولیکی سازه پلکانی فتورآکتور از طریق معادله مانینگ [20] انجام گرفت که به ازای ضخامت جریان ۱/۵ میلی‌متر، بیشترین نرخ جریان عبوری برای حالت جریان ورقه‌ای ۳ لیتر بر دقیقه در نظر گرفته شد. فتورآکتور ساخته‌شده با رژیم جریان ناپیوسته چرخشی

پلکان هدایت می‌کرد. برای محافظت رآکتور در برابر باد و باران و جلوگیری از تبخیر، پیرامون رآکتور با صفحات شیشه‌ای ۳ میلی‌متری پوشانیده شد. مخزن ذخیره به حجم ۶۰ لیتر به همراه پمپ شناور، پساب را با نرخ ۲۰۰ لیتر در ساعت به گردش در می‌آورد. یک عدد پمپ هواده برای جبران اکسیژن محلول با نرخ هواده‌ای ۲۷۰ لیتر بر ساعت در سرریز مستقر گردید. مشخصات فتورآکتور در جدول (۱) آمده است.

(Recycling Batch) شامل سه قسمت مخزن ذخیره آلاینده، هسته فتوکاتالیستی رآکتور و شاسی و ملحقات آن بود (شکل ۱ و ۲).

هسته فتورآکتور شامل پنج عدد پله به ابعاد $24 \times 12 \times 4$ cm با شیب ۲/۵ درصد از جنس بتن سبک با سنگدانه پامیس (pumice) بود که با نانو TiO_2 تثبیت گردید. فواصل قائم پله‌ها ۲/۵ cm در نظر گرفته شد. سرریز به حجم پنج لیتر از جنس ورق گالوانیزه در بالای پلکان بتنی جریان را به صورت یکنواخت بر سطح



شکل ۱ طرح شماتیک فتورآکتور خورشیدی مورد استفاده: A: پلکان بتنی، B: مخزن تغذیه، C: پمپ، D: شیر نمونه‌گیری، E: حمام ترموستاتیک، F: لوله رابط، G: سرریز، H: هواده، I: صفحات شیشه‌ای ۳ میلی‌متر



شکل ۲ تصاویر واقعی از فتورآکتور خورشیدی

جدول ۱ مشخصات رآکتور طراحی شده

پارامتر	مقدار
سطح کل نورگیر (m^2)	۱/۱۲
سطوح کل تثبیت شده (m^2)	۰/۱۱۴
حجم ناحیه فتوکاتالیستی (L)	۰/۳۸۵
حجم سرریز (L)	۵
حجم مخزن تغذیه (L)	۶۴
زاویه رآکتور با سطح افق ($^\circ$)	۳۷
ابعاد هر پله (m)	۰/۲۴×۰/۱۲×۰/۰۴
شیب افقی پله (%)	۲/۵

جدول ۲ مقادیر نسبت‌های اختلاط مصالح در یک مترمکعب بتن سبک

مصالح	سیمان (Kg)	پوکة معدنی (Kg)	ماسه (Kg)	آب (L)	تخلخل (%)	وزن مخصوص (Kg/m^3)
طرح نهایی	۵۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰	۲۵۰	۲۰	۸۰۰

ساخت بستر بتنی و پوشش‌دهی نانوذرات

پنج عدد قالب چوبی به ابعاد $24 \times 12 \times 5$ cm برای ساخت صفحات بتنی به روش ساخت پیش‌آکنده (Preplaced Aggregate Concrete) استفاده گردید. در این روش قالب با پامیس پر و دوغاب ماسه سیمان با نسبت ۱:۱ به آن تزریق شد. برای ساخت بتن از سیمان تیپ ۲، آب شرب، پامیس با دانه‌بندی ۲۵-۱۰ میلی‌متر و ماسه دو بار شور با دانه‌بندی ۵-۰ میلی‌متر استفاده شد. باتوجه به اهمیت تخلخل پلکان بتنی طرح اختلاط جدول (۲) با تخلخل ۲۰ درصد بر مبنای استاندارد ASTM D ۷۰۶۳ [20] انتخاب شد.

نانوذرات TiO_2 با خلوص ۹۹/۹۸۶ درصد متشکل از دو فاز آاناتاز به میزان ۷۸/۸ درصد و روتایل به میزان ۲۱/۲ درصد از شرکت Tecnan اسپانیا تهیه گردید که مشخصات آن در جدول (۳) آمده است. برای این نانوذرات از روش دوغابی استفاده گردید. برای این منظور ابتدا ۱۰۰ میلی‌لیتر چسب بتن دو جزئی Nitobond EP شرکت Fosroc با ۱۰۰۰ میلی‌لیتر آب مقطر مخلوط شد و پس از ۵ دقیقه هم‌زدن با برس نقاشی بر سطح بتن مالیده شد. سپس ۱۲ گرم TiO_2 در

محللول آب مقطر- اتانول (با نسبت حجمی ۲۰٪) به مدت ۱۰ دقیقه هم‌زده شد و به‌منظور جدا شدن نانوذرات فلوکه‌شده در حمام التراسونیک مدل E-6SFD Fungilab ۲۰ دقیقه قرار گرفت. سپس سوسپانسیون بر سطح بتن پخش گردید تا در دمای محیط، آب موجود تبخیر شود و نانوذرات به‌صورت یکنواخت تثبیت گردد. در ادامه، صفحات برای تثبیت بهتر در کوره به مدت ۲ ساعت در دمای ۴۵۰ درجه سلسیوس قرار گرفت و پس از خنک شدن در دمای محیط، چندین بار با آب مقطر شستشو داده شد تا ذراتی که اتصال کافی ندارند، جدا شوند [21].

جدول ۳ مشخصات نانوذرات TiO_2 مورد استفاده

پارامتر	مقدار
میزان فاز آاناتاز (%)	۷۸/۸۰
میزان فاز روتایل (%)	۲۱/۲
متوسط اندازه ذرات (nm)	۱۰-۱۵
سطح مخصوص (m^2/gr)	۱۰۰-۱۵۰
سطح مخصوص BET (m^2/gr)	۱۲۰/۲۵۳۴
چگالی (gr/cm^3)	۳/۸۴

استقرار $51^{\circ} 22' 95'' \text{E}$ و $35^{\circ} 43' 12'' \text{N}$ و ارتفاع آن از سطح دریا ۱۷۷۶ m بود. فتورآکتور تحت زاویه 37° [19] متمایل به جنوب همراه با یک رادیومتر UV-365A مدل Lutron برای اندازه‌گیری شدت تابش خورشید در ناحیه UV-A قرار گرفت و اطلاعات در بازه زمانی ۳۰ دقیقه‌ای از ساعت ۹ صبح تا ۵ بعدازظهر به مدت ۶ ماه ثبت شد (شکل ۴).

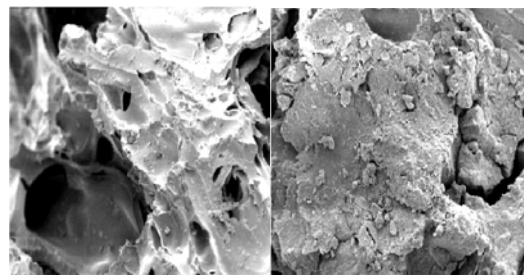
برای آنالیز نمونه‌ها از TPH & TOG Analyzer مدل Wilks برای سنجش TPH طبق استاندارد ASTM D7066-04 [22] استفاده شد. دستگاه GC-FID مدل 5890 سری HP II برای سنجش PAHs براساس استاندارد EPA 8100 [23] به کار برده شد. COD رآکتور مدل Hach برای سنجش COD براساس استاندارد متد 5220-B [24] استفاده گردید. همچنین از پرکسید هیدروژن ۳۰ درصد Merck به عنوان اکسنده کمکی، سود سوزآور و HCl شرکت Merck برای تنظیم pH استفاده شد.

نتایج

آزمایش‌های شاهد

نتایج راه‌اندازی اولیه سیستم در شرایط شاهد با صفحات بتنی تنها (تثبیت نشده) و صفحات بتنی تثبیت شده با TiO_2 در تاریکی، با صفحات بتنی تنها تحت نور خورشید (فتولیز) و ترکیب فتولیز با هوادهی تحت عنوان نمونه‌های شاهد در شکل (۵) ارائه شده است.

به منظور اطمینان از پوشش دهی مناسب نانوذرات TiO_2 بر روی سطوح بتنی، تصاویر SEM بر روی بتن اولیه و تثبیت شده انجام گرفت. مطابق شکل (۳) در نمونه بتنی پوشش دهی شده به میزان ۶۰ گرم بر مترمربع یک لایه نسبتاً یکنواخت بر روی سطح بتن تشکیل شده است



شکل ۳ تصویر SEM (بزرگنمایی ۵۰۰ برابر) (الف) بتن سبک اولیه، (ب) بتن سبک تثبیت شده با TiO_2

پساب مورد بررسی

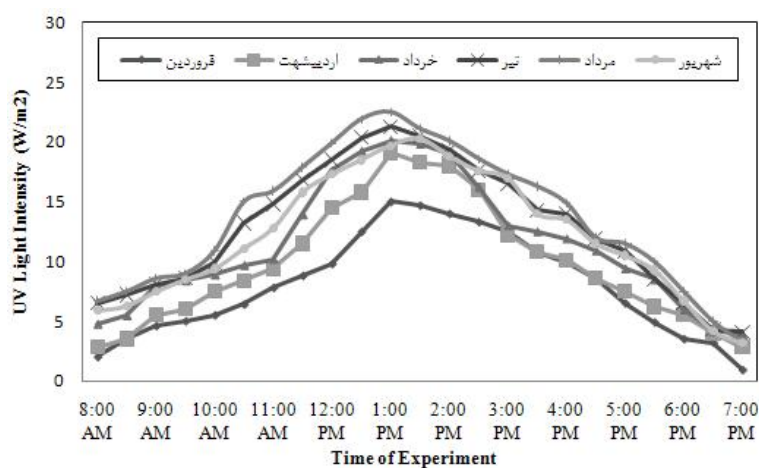
پساب مورد بررسی به صورت سنتزی از ترکیب آب مقطر و گازوئیل پالایشگاه اصفهان با ترکیبی از ۷۵ درصد هیدروکربن‌های اشباع و ۲۵ درصد هیدروکربن‌های آروماتیک در غلظت‌هایی با مشخصات مندرج در جدول (۴) تهیه گردید.

راه‌اندازی و آنالیز

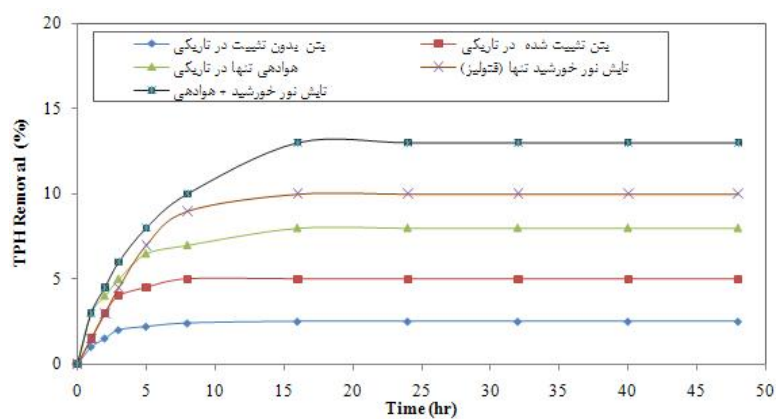
فتورآکتور خورشیدی در پشت‌بام دانشکده مهندسی دانشگاه تربیت مدرس مستقر شد. مختصات محل

جدول ۴ غلظت‌های مورد بررسی پساب نفتی سنتزی

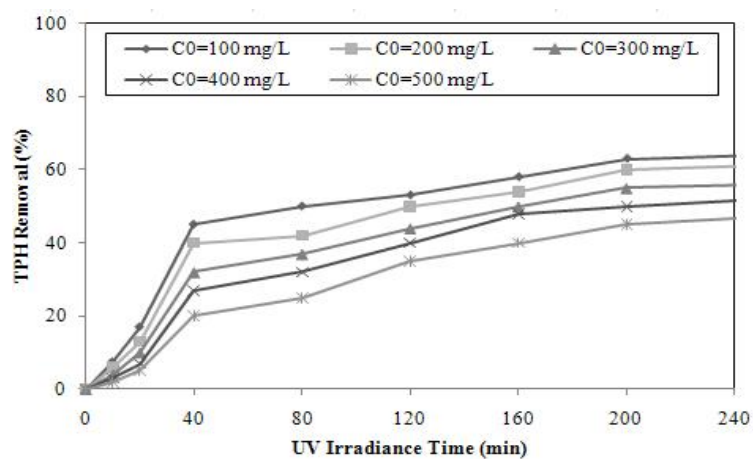
غلظت (mg/L)	COD معادل (ppm)	TPH معادل (ppm)	PAHs معادل (ppm)
۱۰۰	۱۷۳	۳۳	۳۸
۲۰۰	۲۶۸	۸۶	۷۵
۳۰۰	۳۷۴	۱۴۷	۱۲۹
۴۰۰	۴۸۵	۱۸۹	۱۷۷
۵۰۰	۵۹۸	۲۷۱	۲۱۰



شکل ۴ نمودار شدت تابش UV در ماه‌های مختلف



شکل ۵ راندمان حذف TPH بدون حضور تمامی عوامل فتوکاتالیستی



شکل ۶ تأثیر غلظت بر راندمان حذف سیستم

تعیین شرایط بهینه سیستم

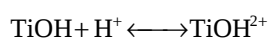
آلاینده از ۱۰۰ تا ۵۰۰ میلی گرم بر لیتر، مطابق شکل (۶)

بیشترین راندمان حذف برای کمترین غلظت ورودی

غلظت ورودی آلاینده. با بررسی غلظت ورودی

شد. Nejadi و Saien [25] و Shahrezaie و همکاران [26] pH بهینه فرآیند فتوکاتالیستی برای تصفیه پساب نفتی را به ترتیب ۳ و ۴ به دست آوردند. pH بهینه فرآیند فتوکاتالیستی به نقطه بی‌باری الکتریکی (pH_{zpc}) آلاینده بستگی دارد که طبق تعریف، سطح مواد در pH های پایین تر از نقطه بی‌باری الکتریکی، دارای بار الکتریکی مثبت (رابطه ۱) و در pH بالاتر دارای بار الکتریکی منفی (رابطه ۲) هستند. بیشترین راندمان حذف در pH بین pH_{zpc} آلاینده و فتوکاتالیست (حدود ۶) اتفاق می‌افتد [15].

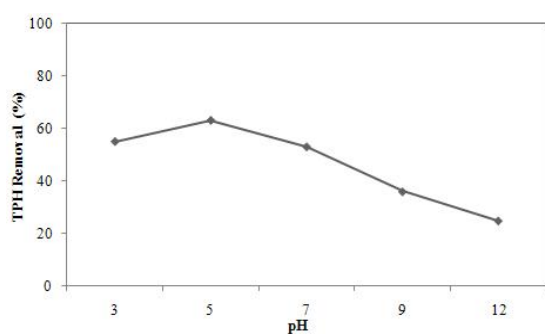
$$pH < pH_{zpc} \quad (1)$$



$$pH > pH_{zpc}$$



باتوجه به این‌که تنها ترکیبات قطبی مانند الکل، اسیدهای آلی و فنل که دارای گروه OH هستند یونیزه و دارای بار منفی می‌شوند، در شرایط اسیدی جذب سطوح TiO_2 می‌شوند و منجر به افزایش نرخ راندمان می‌گردند [15].



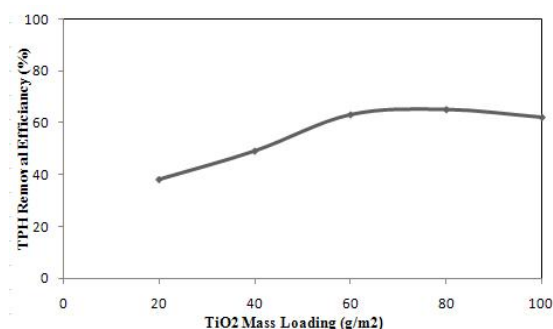
شکل ۸ تأثیر pH سیستم بر راندمان حذف

زمان و نوع تابش. باتوجه به این‌که شدت تابش خورشید برخلاف شدت تابش لامپ، در طول ساعات مختلف روز تغییر می‌کند، لذا برای نرمال کردن تغییرات شدت تابش در طول زمان راه‌اندازی از زمان معادل

پس از ۲۰۰ دقیقه تابش معادل UV برابر ۶۵ درصد حاصل شد.

با افزایش غلظت اولیه آلاینده ابتدا راندمان کمی افزایش می‌یابد زیرا سطح تماس آلاینده با فتوکاتالیست بیشتر می‌گردد؛ اما مشاهده شد با افزایش غلظت، راندمان سیستم کاهش می‌یابد. دلایل کاهش راندمان با افزایش غلظت اولیه، کاهش جذب فوتون‌های نوری، اشباع شدن سطح فتوکاتالیست به‌خاطر جذب آلاینده و ممانعت از واکنش بین مولکول‌های آلاینده و رادیکال‌های هیدروکسیل بود [15].

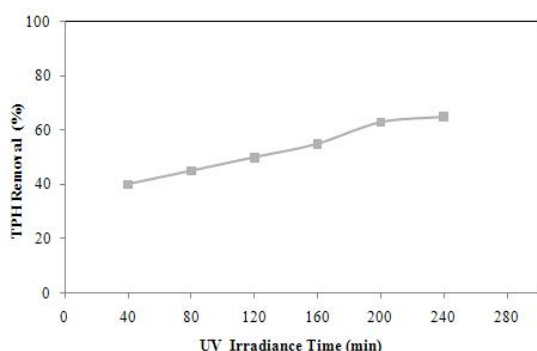
میزان TiO_2 . از میان صفحات بتنی با بارگذاری جرمی در واحد سطح به میزان ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ و ۱۰۰ گرم بر مترمربع بیشترین راندمان حذف (۶۴ درصد) مربوط به بارگذاری جرمی ۶۰ گرم بر مترمربع بود (شکل ۷) که به‌عنوان مقدار بهینه انتخاب شد. با افزایش نرخ بارگذاری، راندمان حذف به‌صورت تقریباً خطی افزایش یافت تا در حد مذکور به بیشترین مقدار خود رسید. با افزایش بیشتر مقدار فتوکاتالیست تغییر چندانی در راندمان مشاهده نگردید. به‌نظر می‌رسد افزایش مقدار فتوکاتالیست از حد بهینه، منجر به چسبیدگی نانو ذرات TiO_2 به یکدیگر و کاهش تعداد مکان‌های فعال در دسترس می‌گردد [21].



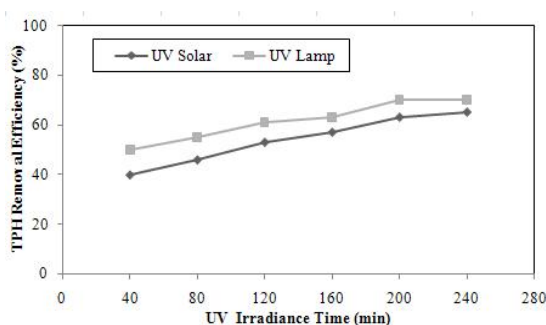
شکل ۷ تأثیر میزان TiO_2 بر راندمان حذف سیستم

pH مطابق شکل (۸)، بیشترین راندمان حذف در pH اسیدی حدود ۵، معادل ۶۳ درصد حذف TPH مشاهده

سانتی‌متری خود مقایسه گردید (شکل ۱۰). راندمان حذف سیستم با لامپ UV-A در زمان معادل تابش برابر ۲۰۰ دقیقه حدود ۱۰ درصد بیشتر از سیستم با نور UV خورشید بود که این مقدار اختلاف استفاده از نور خورشید را توجیه اقتصادی می‌کند.



شکل ۹ راندمان حذف در زمان‌های مختلف تابش UV



شکل ۱۰ مقایسه راندمان تابش UV خورشید و لامپ UV

غلظت اکسنده H_2O_2 با بررسی تأثیر پرکسید هیدروژن بر راندمان سیستم مشخص گردید که H_2O_2 در شرایط اسیدی در pH حدود ۵ در راندمان حذف تأثیرگذار بوده است. در شرایط بهینه، بیشترین راندمان حذف حدود ۷۰ درصد در غلظت H_2O_2 برابر ۲۰۰۰ میلی‌گرم بر لیتر بود (شکل ۱۱).

راه‌اندازی سیستم تحت شرایط بهینه

در پایان اقدام گردید به راه‌اندازی مجدد راکتور در شرایط بهینه به‌دست‌آمده یعنی pH برابر ۵، بارگذاری

تابش استفاده گردید. سطح زیر نمودار شدت تابش- زمان، میزان انرژی دریافتی در واحد سطح را نشان می‌دهد. مقدار متوسط انرژی UV-A خورشید در فصل تابستان برابر ۱۵۰ ژول بر مترمربع اندازه‌گیری گردید که مطابق رابطه (۳) با تقسیم بر شدت تابش UV-A پایه در جهان به میزان ۳۰ وات بر مترمربع زمان معادل تابش، ۵ ساعت به‌دست آمد که بدین معناست که ۸ ساعت تابش خورشید در تابستان معادل ۵ ساعت تابش لامپ UV-A با شدت ۳۰ وات بر مترمربع است. باتوجه به این‌که تنها ۷۰ درصد نور UV-A از شیشه عبور نمود و این‌که حدود ۲۰ درصد از پساب در معرض نور خورشید است، مطابق رابطه (۴) زمان معادل تابش UV-A اصلاح شده [16] در طول ۸ ساعت راه‌اندازی سیستم برابر ۴۰ دقیقه به‌دست آمد.

$$t_{eq\ UV-A} = \frac{\int_0^t I_{UV-A}(t) dt}{I_{UV-A\ 30W}} \quad (3)$$

$$t_{modified} = t_{eq} \times T \times \frac{V_I}{V_T} \quad (4)$$

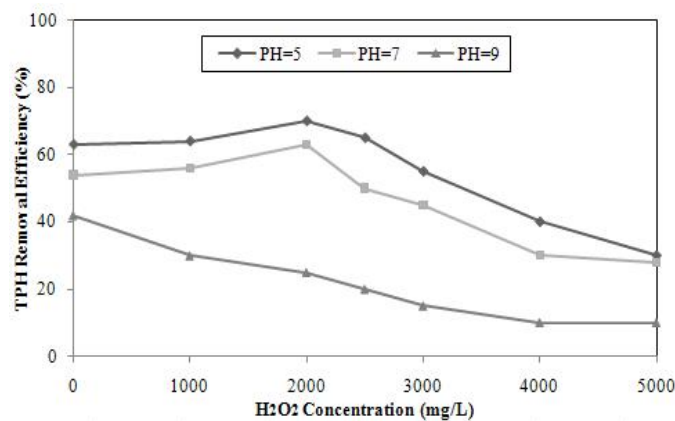
در این روابط VT حجم کل راکتور و VI حجم تحت تابش برحسب مترمکعب، T درصد عبور نور UV-A و IUV شدت تابش متعارف جهانی UV برابر ۳۰ وات بر مترمربع، $t_{eq\ UV-A}$ مدت زمان معادل تابش ۳۰ وات بر مترمربع و $t_{modified}$ زمان اصلاح شده تابش UV-A برحسب دقیقه است.

مطابق شکل (۹) روند تغییرات راندمان حذف TPH به‌صورتی است که با افزایش زمان تابش افزایش می‌یابد. راندمان حذف TPH در شرایط بهینه با استفاده از UV خورشید و لامپ UV-A با توان ۴ وات با شدت UV-A برابر ۳۰ وات بر مترمربع در فاصله ۱۰

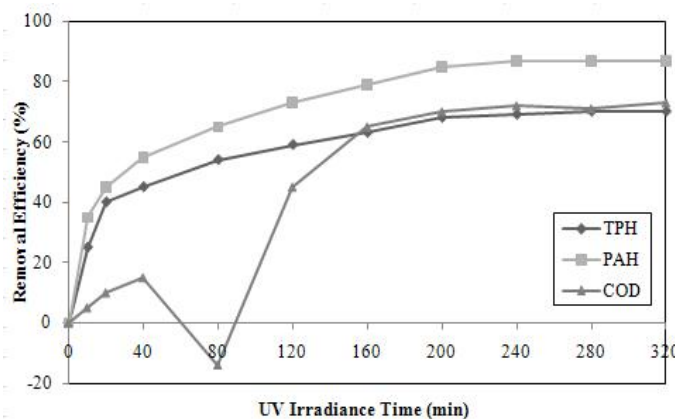
بررسی نوع محصولات تولیدی

به منظور تعیین مکانیسم تجزیه هیدروکربن های نفتی موجود در پساب آلوده، آزمایش GC-FID در شرایط بهینه آزمایش بر روی نمونه پساب اولیه و تصفیه شده انجام گرفت. نتایج آنالیز نشان داد که غالب ترکیبات آروماتیک حذف شدند و آنچه باقی ماند ترکیبات آلیفاتیک هستند که دارای سمیت و خطرات زیست محیطی کمتری هستند [26]. مقایسه دو کروماتوگرام (شکل ۱۳) بین نمونه اولیه و تصفیه شده در شرایط بهینه نشان داد که سطح زیر پیک های مربوط به هیدروکربن های آروماتیک که معرف غلظت آنها در نمونه پساب اولیه است به شدت کاهش یافته اند.

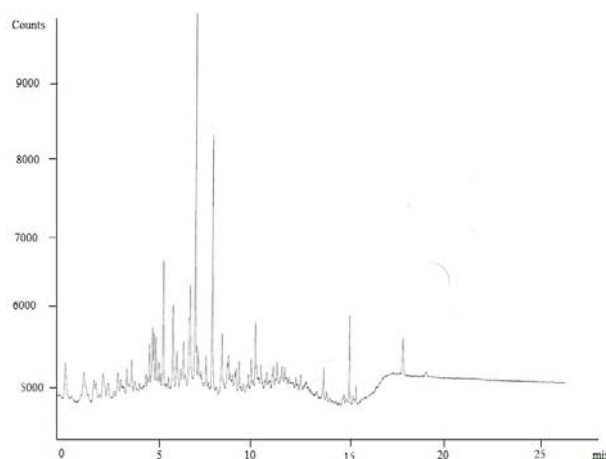
جرمی TiO_2 برابر 60 gr/m^2 ، غلظت ورودی mg/L 100 ، غلظت H_2O_2 برابر 2000 mg/L ، راندمان حذف TPH در زمان های تابش معادل مختلفی (شکل ۱۲). بیشترین راندمان حذف همان طور که انتظار می رفت در زمان تابش معادل ۲۰۰ دقیقه برابر $67/63$ درصد به دست آمد. میزان حذف PAHs حدود $84/75$ درصد به دست آمد. اما راندمان حذف COD در زمان تابش ۴۰ تا ۱۰۰ دقیقه نه تنها کاهش پیدا نکرد بلکه در مقطعی نیز COD زیاد گردید که دلیل عمده آن شکسته شدن هیدروکربن های حلقوی به ترکیبات واسطه در اوایل فرآیند بود که با گذشت زمان این ترکیبات واسطه به ترکیبات ساده تر و در نهایت به ترکیبات معدنی تبدیل شدند [25].



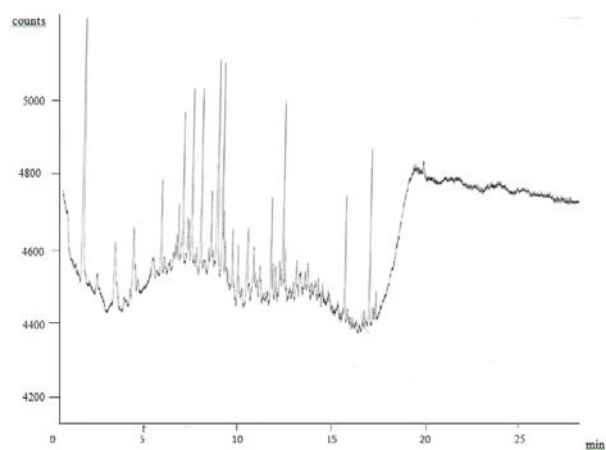
شکل ۱۱ تأثیر میزان غلظت H_2O_2 بر راندمان حذف سیستم



شکل ۱۲ راه اندازی سیستم در شرایط بهینه



(الف)



(ب)

شکل ۱۳ طیف کروماتوگرام GC-FID: (الف) نمونه اولیه، (ب) نمونه تصفیه شده در شرایط بهینه

جمع‌بندی

باتوجه به مطالعات صورت گرفته در مقیاس پایلوت مشخص شد که با استفاده از بخش UV نور خورشید به جای لامپ UV-A می‌توان به حذف قابل توجهی از هیدروکربن‌های سمی و خطرناک نفتی از آب و پساب آلوده پرداخت. نتایج نشان داد که در غلظت‌های پایین در مدت زمان تابش UV برابر ۲۰۰ دقیقه (۵ روز راه‌اندازی رآکتور خورشیدی) می‌توان به استانداردهای مجاز تخلیه پساب تصفیه شده به محیط پذیرنده آبی دست یافت. بنابراین می‌توان انتظار داشت که استفاده از سیستم فتوکاتالیستی خورشیدی برای تصفیه پساب

پالایشگاه‌ها و میادین نفتی که بیشتر در مناطق جنوبی قرار گرفته‌اند و از شدت تابش کافی نور خورشید در بیشتر روزهای سال برخوردارند، در مقیاس صنعتی، عملی و اقتصادی باشد. همچنین تثبیت فتوکاتالیست بر سطح بتن، که یک عنصر مهم در سازه‌های تصفیه‌خانه آب و فاضلاب است، کارآمدی این روش در مقیاس صنعتی را دو چندان می‌کند.

قدردانی

بدین وسیله از ستاد ویژه توسعه فناوری نانو به جهت حمایت مالی تشکر و قدردانی می‌گردد.

مراجع

1. Stepnowski, P., Siedlecka, E. M., Behrend, P., Jastorff, B, "Enhanced photo-degradation of contaminants in petroleum refinery wastewater", *Water Research*, Vol. 36, pp. 288-294, (2002).
2. Diya Uddeen, B., Wan Daud, W., Abdul Aziz, A., "Treatment technologies for petroleum refinery effluents: A review", *Process Safety and Environmental Protection*, Vol. 89, pp. 95-105, (2011).
3. Sun, Y., Zhang, Y., Quan, X., "Treatment of petroleum refinery wastewater by microwave-assisted catalytic wet air oxidation under low temperature and low pressure", *Separation and Purification Technology*, Vol. 62, pp. 565-570, (2008).
4. Ahmadun, F-R., Pendashteh, A. R., Abdullah, L. C., Madan, S. S i., and Abidin, Z. Z., "Review of technologies for oil and gas produced water treatment", *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 170, pp. 530-551, (2009).
5. Ghidossi, R., Veyret, D., Scotto., Jalabert, T., Moulin, P., "Ferry oily wastewater treatment", *Separation and Purification Technology*, Vol. 64, pp. 296-303, (2009).
6. Adam, P., Roger, M. R., "Treatment of tunnel wash waters- experiments with organic sorbent materials. Part I: Removal of polycyclic aromatic hydrocarbons and nonpolar oil", *Journal of Environmental Science*, Vol. 20, pp. 964-969, (2008).
7. Azin, R, "Gulf oil pollution", Bushehr University of Medical Sciences and Health Services Publisher (2009).
8. Bastani, D., Safekordi, A. A., Alihosseini, A., Taghikhani, V., "Study of oil sorption by expanded perlite at 298.15 K", *Separation and Purification Technology*, Vol. 52, pp. 295-300, (2006).
9. Cha, Zh., Lin, C. F., Cheng, Ch., Hong, P., "Removal of oil and oil sheen from produced water by pressure-assisted ozonation and sand filtration", *Chemosphere*, Vol. 78, pp. 583-590, (2010).
10. Rezaei Hosein Abadi, S., Sebzari, M. R., Hemati, M., Rekabdar, F., "Ceramic membrane performance in M.F. of oily wastewater", *Desalination*, Vol. 265, pp. 222-228, (2011).
11. Diya Uddeen, B., Wan Daud, W., Abdul Aziz, A., "Treatment technologies for petroleum refinery effluents", *Process Safety and Environmental Protection*, Vol. 89, pp. 95-105, (2011).
12. Moussavi, Gh., Khosravi, R., Farzadkia, M., "Removal of petroleum hydrocarbons from contaminated groundwater using an electrocoagulation process: Batch and continuous experiments", *Desalination*, Vol. 278, pp. 288-294, (2011).
13. Shpiner, R., Liu, G., Stuckey, D. C., "Treatment of oilfield produced water by waste stabilization ponds: Biodegradation of petroleum-derived materials", *Bioresource Technology*, Vol. 100, pp. 6229-6235, (2009).
14. Rastegar, S. O., Mousavi, S. M., Shojaosadati., Sheibani, S., "Optimization of petroleum refinery effluent treatment in a UASB reactor using response surface methodology", *Journal of Hazardous*

- Materials*, Vol. 197, pp. 26-32, (2011).
15. Malato, S., Fernández-Ibanez, P., Maldonado, M. I., Blanco, J., Gernjak, W., "Decontamination and disinfection of water by solar photocatalysis: Recent overview and trends", *Catalysis Today*, Vol. 147, pp. 1-5 (2009).
 16. Ghaly, M. Y., Jamil, T. S., El-Seesy, I. E., Souaya, E. R., Nasr, R., "Treatment of highly polluted paper mill wastewater by solar photocatalytic oxidation with synthesized nanoTiO₂", *Chemical Engineering Journal*, Vol. 168, pp. 446-454, (2011).
 17. Monteagudo, J., Duran, A., Guerra, j., Coca, P., "Solar TiO₂ photocatalytic degradation of IGCC power station effluents using a Fresnel lens", *Chemosphere*, Vol. 71, pp. 161-167, (2008).
 18. Zayani, Gh., Bousselmi, L., Mhenni, F., Ghrabi, A., "Solar photocatalytic degradation of commercial textile azo dyes: Performance of pilot plant scale thin film fixed-bed reactor", *Desalination*, Vol. 246, pp. 344-352, (2009).
 19. Neti Rao, N., Chaturvedi, V., Li Puma, G., "Novel pebble bed photocatalytic reactor for solar treatment of textile wastewater", *Chemical Engineering Journal*, Vol. 184, pp. 90-97, (2012).
 20. American Society for Testing and Materials (ASTM) D 7063. Standard test method for effective porosity and effective air voids of compacted bituminous paving mixture samples, Volume 03-04, Philadelphia, USA, (2005).
 21. Delnavaz, M., Ayati, B., Ganjidoust, H., Sanjabi, S., "Optimization of Photo-Catalytic Process by TiO₂ Nano Powder Immobilized on Concrete Surface for Treatment of Phenolic Wastewater", *Environmental Engineering and Management Journal*, Vol. 10, No. 10, pp. 1459- 1466, (2010).
 22. American Society for Testing and Materials (ASTM) D 7066-04. Standard test method for dimer/trimer chlorotrifluoroethylene (S-316) Recoverable Oil and Grease and Nonpolar Material by Infrared Determination, Vol. 03-04, Philadelphia, USA, (2005).
 23. EPA. "Test Method 8100: Polynuclear Aromatic Hydrocarbons", USA.
 24. APHA, "Standard Methods for Examination of Water and Wastewaters", American Public Health Association, Washington DC, (2005).
 25. Saien, J., Nejati, H., "Enhanced photocatalytic degradation of pollutants in petroleum refinery wastewater under mild conditions", *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 148, pp. 491- 495, (2007).
 26. Shahrezaei, F., Mansouri, Y., Lorestani, Zinatizadeh, A. A., Akbari, A., "Process modeling and kinetic evaluation of petroleum refinery wastewater treatment in a photocatalytic reactor using TiO₂ nanoparticles", *Powder Technology*, Vol. 221, pp. 203-212, (2012).

تحلیل عددی استاتیکی عملکرد زهکش چتری در تونل بدون پوشش دایروی عمیق تحت تراوش پایدار*

علی حسین بالام^(۱)

محمود هاشمی^(۲)

چکیده در این تحقیق سیستم زهکش چتری، به عنوان یک سیستم زهکشی در تونل‌های تحت اثر تراوش پایدار معرفی می‌گردد. آرایش این سیستم زهکشی برگرفته از ترکیب زهکش لوله اتصالی و الهام گرفته شده از نگهدارنده چتری فورپولینگ است. در این پژوهش به وسیله نرم افزار اجزای محدود آباکوس، عملکرد این سیستم زهکشی به صورت تحلیل استاتیکی عددی در تونل دایروی عمیق تحت تراوش پایدار، مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این مقاله با در نظر گرفتن سه پارامتر شاهد (کرنش اصلی مؤثر ماکزیمم در زمین تونل، توزیع فشار آب حفره‌ای در جداره تونل و گرادیان هیدرولیکی در اطراف زهکش‌ها) و بررسی کلیه مشخصات مؤثر بر عملکرد لوله زهکش، به ارائه یک آرایش بهینه برای این سیستم زهکشی پرداخته شده است.

واژه‌های کلیدی زهکش چتری، تونل دایروی عمیق، تراوش پایدار و تحلیل عددی استاتیکی.

Numerical Statical Analysis of Umbrella Drain Performance in Deep Circular Not-lined Tunnel for Steady-State Seepage

A. Hosseinbalam

M. Hashemi

Abstract In this article, Umbrella drainage system is presented as a alternative drainage system for the tunnels under steady state-seepage condition. The arrangement of this system is inspired from pin-hole drainage system and forepoling method of support installation. In this study, the performance of this drainage system is investigated through numerical statical analysis for deep circular tunnels subjected to steady-state seepage by using ABAQUS finite element software. In this regard, three monitoring parameters have been investigated: tunnel domain's maximum effective principle strain, pore water pressure distribution of the tunnel walls and hydraulic gradient around the drainages. By taking into account these parameters, an optimum arrangement for the draining system is presented through exploring all of the factors affecting the drainage tube performance.

Key Words Umbrella Drainage, Deep Circular Tunnel, Steady-State Seepage and Numerical Statical Analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۰/۲۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۵/۱۸ می‌باشد.

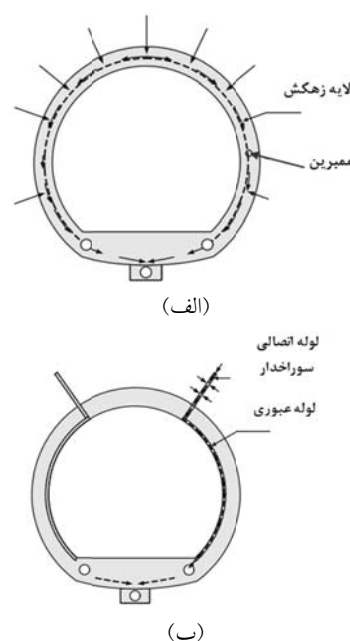
(۱) کارشناس ارشد مهندسی خاک و پی، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

Email: M.hashemi@eng.ui.ac.ir

مقدمه

از جمله مسائل مطرح در تونل‌ها، بحث تراوش می‌باشد. این مسئله از آنجایی که فشار آب حفره‌ای یک نیروی اضافی را به جداره تونل وارد می‌کند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. زیرا فشار آب حفره‌ای باعث زوال سازه‌ای جداره تونل می‌شود. لذا نیاز به زه‌کشی در این تونل‌ها از جایگاه ویژه‌ای برخوردار است. سیستم‌های زه‌کشی مطرح در تونل‌ها انواع مختلفی را شامل می‌شود. از انواع معمول آنها می‌توان به سیستم زه‌کش فیلتر محیطی و سیستم زه‌کش لوله اتصالی اشاره کرد. با این حال تاکنون مطالعات نسبتاً محدودی بر روی این سیستم‌های زه‌کشی و عوامل مؤثر در آنها، به‌خصوص برای سیستم زه‌کش لوله اتصالی، انجام گردیده است. در شکل (۱) این دو نوع سیستم زه‌کشی نشان داده شده است.



شکل ۱ سیستم‌های زه‌کشی معمول در تونل‌های تحت تراوش
(الف) سیستم زه‌کش فیلتر محیطی (ب) سیستم زه‌کش لوله اتصالی [1]

سیستم زه‌کش فیلتر محیطی در چند مورد قابل استفاده یا مقرون به‌صرفه نمی‌باشد. نخست تونل‌های با

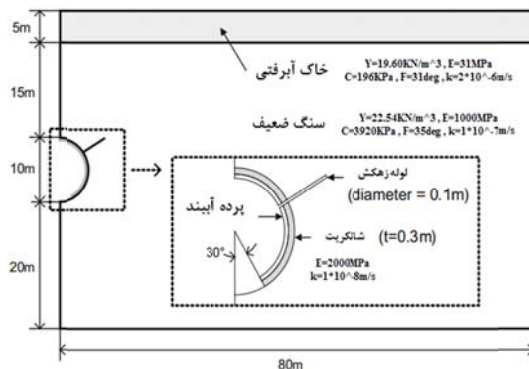
قطر زیاد به‌علت حجم بالای مصالح مورد نیاز برای زه‌کشی کلی جداره تونل از لحاظ اقتصادی توجیه‌پذیر نیست. دیگر، تونل‌های با سطح مقطع غیردایروی به‌علت ملاحظات اجرایی دشوار برای زه‌کشی کامل جداره تونل مقرون به‌صرفه نیستند. از دیگر موارد، تونل‌های تک‌لایه‌ای هستند که به دلیل لزوم اجرای این نوع سیستم زه‌کش در بین پوشش موقتی و دائمی، به منزله نگهداری کامل این سیستم زه‌کش پیرامون دیواره تونل، عمر مفید زه‌کش فیلتر محیطی در هنگام کاربرد در تونل‌های تک‌لایه‌ای کاهش می‌یابد [1].

سیستم زه‌کشی مطرح‌شده در این تحقیق، سیستم زه‌کش چتری می‌باشد. آرایش این نوع سیستم زه‌کش از ترکیب زه‌کش لوله اتصالی و نگهدارنده چتری فورپولینگ اقتباس شده است. فورپولینگ (پیش‌لوله‌گذاری) یک روش پیش‌تحکیمی برای سازندهای ضعیف است. سیستم زه‌کش چتری شامل نصب لوله‌های زه‌کش در جبهه تونل است. در این نوع سیستم زه‌کش، زه‌کشی فقط از طریق لوله‌ها صورت می‌پذیرد. آب زه‌کشی‌شده از طریق لوله‌های عبوری به لوله آگیری به‌منظور تخلیه از تونل انتقال داده می‌شود. لازم به ذکر است که این سیستم زه‌کشی هیچ کدام از محدودیت‌های ذکرشده برای سیستم زه‌کش فیلتر محیطی را ندارد. در شکل (۲) نمونه‌ای از سیستم زه‌کش چتری به‌همراه اجزای اصلی آن به‌صورت شماتیک نشان داده شده است.

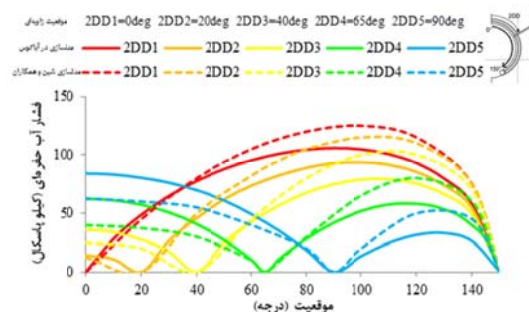
در مورد پژوهش‌های انجام گرفته در مورد تونل‌های تحت تراوش می‌توان به مطالعات یونگ و همکاران [2]، نام و بوبت [3]، فهیمی فر و زارعی‌فرد [4]، لی و همکاران [5]، شین و همکاران [6]، لی و نام [7]، لی و وانگ [8]، کالری [9]، شین و همکاران [10]، آجنوی و همکاران [11]، زیانگ و همکاران [12]، بوبت [13]، شین و همکاران [14]، لی و همکاران [15]، لی و نام [16]، کلیمباس و واگنر [17]، بوتر [18]، پارک و همکاران [19] و فرناندز و مون [20]

اشاره کرد.

مرزی هد کل صفر برای مرزهای بالا، پایین و سمت راست مدل، اقدام کردند به تحلیل هم‌زمان مکانیکی- هیدرولیکی تحت تراوش پایدار مدل. در شکل (۳-ب) اثر موقعیت زاویه محیطی زه‌کش لوله اتصالی حاصل از نتایج شین و همکاران و مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس نشان داده شده است. براساس این شکل می‌توان اذعان داشت که صحت‌سنجی در نرم‌افزار به‌طور مطلوبی صورت پذیرفته است.



(الف)

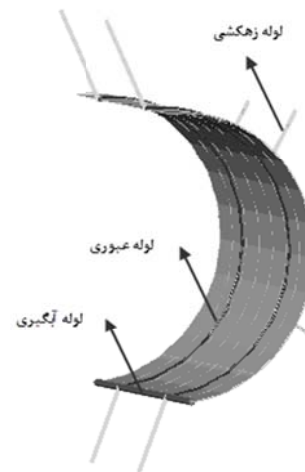


(ب)

شکل ۳ (الف) مدل شین و همکاران [1]، (ب) اثر موقعیت زاویه محیطی زه‌کش لوله اتصالی حاصل از نتایج شین و همکاران [1] و مدل‌سازی در نرم‌افزار

مدل‌سازی در نرم‌افزار

پارامترهای مؤثر بر لوله‌های زه‌کش این سیستم زه‌کشی شامل تعداد، طول، فاصله و زاویه می‌باشند. لذا به‌منظور معرفی یک آرایش خاص از لوله‌های زه‌کش در این

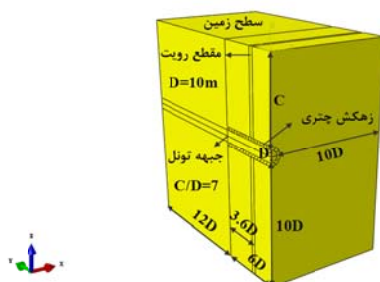


شکل ۲ سیستم زه‌کش چتری

صحت‌سنجی در نرم‌افزار

گام اول در هر پژوهش عددی، صحت‌سنجی نرم‌افزار مورد استفاده به‌منظور اعتبارسنجی کد استفاده‌شده در نرم‌افزار و قابلیت مدل‌سازی کاربر استفاده‌کننده از نرم‌افزار می‌باشد. لذا در این تحقیق به‌منظور صحت‌سنجی، از پژوهشی که شین و همکاران [1] در سال ۲۰۰۹ بر روی زه‌کش لوله اتصالی برای بررسی اثر موقعیت زاویه محیطی لوله زه‌کش انجام داده‌اند بهره گرفته شده است. آنها به بررسی کنترل فشار آب حفره‌ای و رفتار هیدرولیکی در پوشش تونل زیر سطح آب زیرزمینی با استفاده از سیستم زه‌کش لوله اتصالی به‌صورت عددی با استفاده از برنامه اجزای محدود MIDAS-GTS پرداختند. در این مطالعه، پارامترهای مختلفی از سیستم زه‌کش لوله اتصالی مانند تعداد (تک و جفت) در مقطع جانبی تونل، طول، زاویه محیطی از تاج تونل، زوایای تمایل طولی و جانبی از سطح تونل و فواصل طولی در امتداد تونل بررسی شد. آنها مطابق شکل (۳-الف) برای مدل دوبعدی خود ابعاد و مشخصات مصالح را برای مدل رفتاری الاستوپلاستیک متخلخل اشباع خود در نظر گرفتند. همچنین آنها با در نظر گرفتن شرط

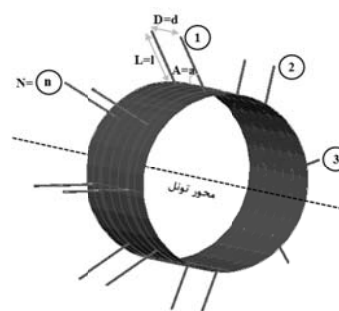
در این پژوهش [۲۱] با استفاده از نرم افزار اجزای محدود آباکوس [22] با انجام تحلیل سه بعدی استاتیکی به ارائه یک آرایش بهینه برای لوله های زهکش سیستم زهکش چتری، در تونل بدون پوشش دایروی عمیق تحت تراوش پایدار پرداخته شده است. یکی از مسائل بسیار مهم در مطالعات عددی ژئوتکنیکی، در نظر گرفتن ابعاد صحیح برای مدل در نرم افزار می باشد. اگر ابعاد این مدل کوچک باشد، باعث ایجاد خطا در مدل سازی می گردد و در صورتی که بزرگ باشد، از لحاظ زمان تحلیل و حجم اطلاعات خروجی مقرون به صرفه نمی باشد. با انجام تحلیل هم گرایی، مدلی به ابعاد نشان داده شده در شکل (۶) بر حسب قطر تونل (D) و روباره تونل (C) در نظر گرفته شده است.



شکل ۶ ابعاد مدل

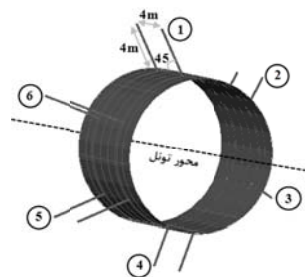
همان گونه که در شکل (۶) نشان داده شده است، مقطعی به فاصله $3.6D$ از جبهه تونل در فاصله بین دو زهکش متوالی به عنوان مقطع رؤیت در نظر گرفته شده است. در این تحقیق از این مقطع، برای قرائت خروجی های پایدار شده مورد نیاز در مدل سه بعدی بهره گرفته شده است. در شکل (۷) کرنش ماکزیمم در کف تونل برای مدل پایه، نشان داده شده است. لازم به ذکر است که X/D بیانگر فاصله بی بعد شده از جبهه تونل نسبت به قطر تونل می باشد. باتوجه به شکل (۷) نتیجه می شود که کرنش ماکزیمم در کف تونل، با فاصله گرفتن از زهکش های جبهه تونل کاهش می یابد.

سیستم زهکشی، در ادامه این تحقیق از یک نام گذاری نمادین استفاده شده است. روش نام گذاری نمادین به این صورت است که اگر تعداد لوله های زهکش در مقطع دایروی تونل برابر n ، طول لوله ها برابر l متر، فاصله بین لوله ها در طول تونل برابر d متر و زاویه بین لوله ها و محور طولی تونل برابر a درجه باشد، نام گذاری نمادین این آرایش از لوله ها به صورت $NnLlDdAa$ می باشد. در شکل (۴) نحوه نام گذاری نمادین آرایش لوله های زهکش، در سیستم زهکش چتری ارائه شده است.



شکل ۴ مدل $NnLlDdAa$

همچنین باتوجه به پژوهش شین و همکاران [1]، یک مدل پایه برای سیستم زهکش چتری به منظور یک مدل اولیه منطقی برای این سیستم زهکشی در نظر گرفته شده است. مدل پایه دارای شش عدد لوله زهکش، به طول ۴ متر، فاصله ۴ متر و زاویه ۴۵ درجه می باشد. در شکل (۵) این مدل پایه، برای سیستم زهکش چتری نشان داده شده است.

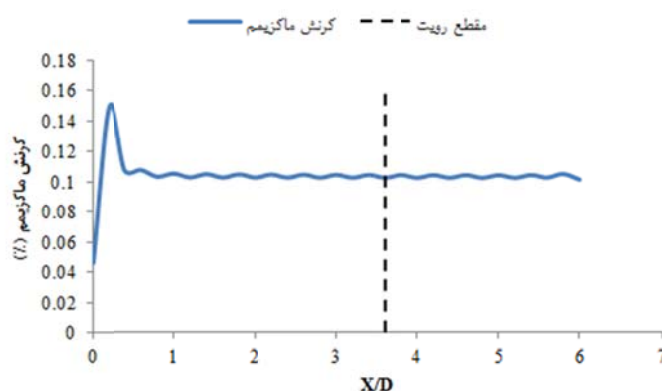


شکل ۵ مدل پایه

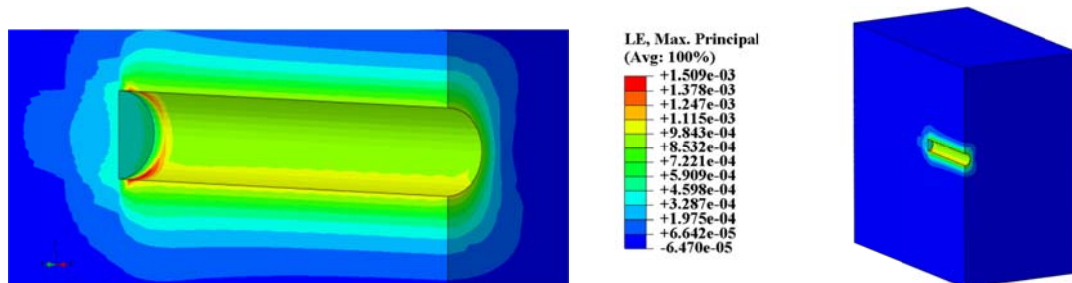
می شود که فشار آب حفره‌ای در جداره تونل با فاصله گرفتن از زه کش‌های جبهه تونل کاهش می‌یابد. همچنین فشار آب حفره‌ای در جداره تونل در مقطع رؤیت به مقدار پایدار خود میل کرده است. همچنین در شکل (۱۰) کانتور فشار آب حفره‌ای برای مدل پایه نشان داده شده است.

همچنین کرنش ماکزیمم در کف تونل، در مقطع رؤیت به مقدار پایدار خود میل کرده است. همچنین در شکل (۸) کانتور کرنش ماکزیمم برای مدل پایه نشان داده شده است.

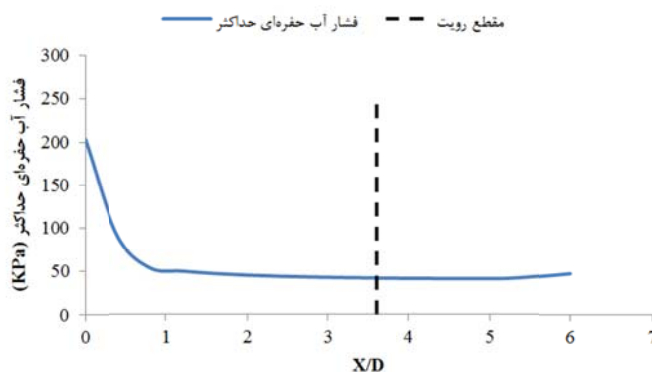
در شکل (۹) فشار آب حفره‌ای در جداره تونل در فاصله بین دو زه کش بالایی تونل برای مدل پایه، نشان داده شده است. باتوجه به شکل (۹) نتیجه



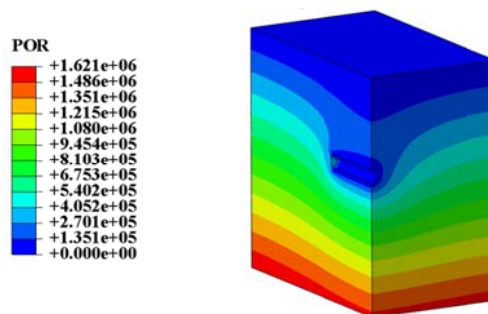
شکل ۷ کرنش ماکزیمم



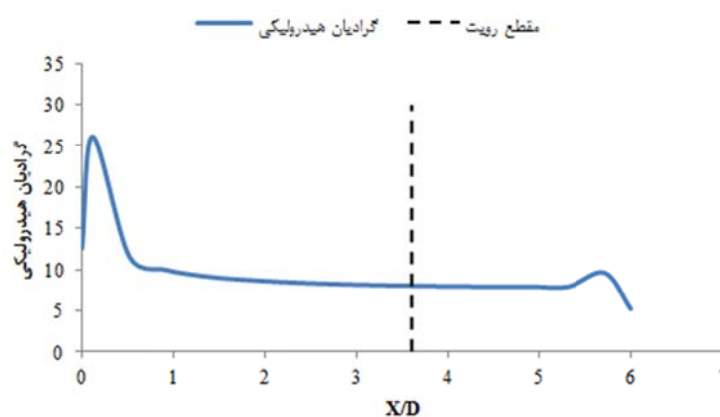
شکل ۸ کانتور کرنش ماکزیمم برای مدل پایه



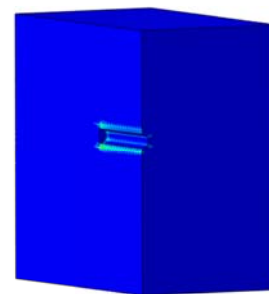
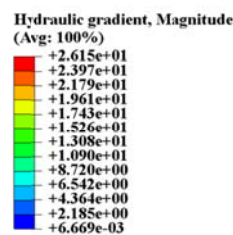
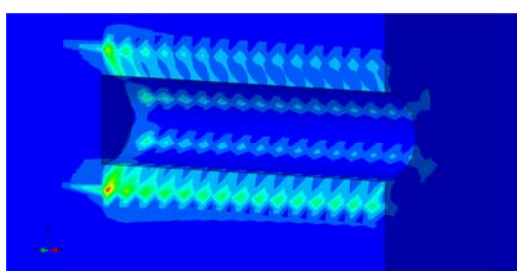
شکل ۹ فشار آب حفره‌ای حداکثر



شکل ۱۰ کانتور فشار آب حفراهی برای مدل پایه (Pa)



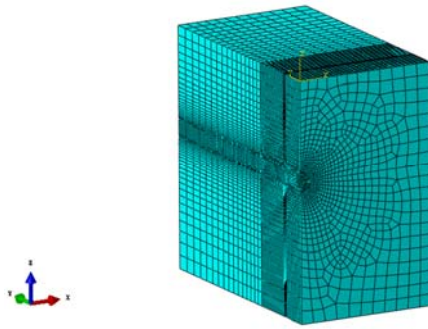
شکل ۱۱ گرادیان هیدرولیکی



شکل ۱۲ کانتور گرادیان هیدرولیکی برای مدل پایه

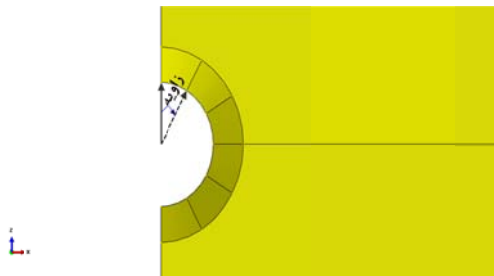
هم‌چنین گرادیان هیدرولیکی در سر زهکش‌های پایینی تونل در مقطع رزیت به مقدار پایدار خود میل کرده است. هم‌چنین در شکل (۱۲) کانتور گرادیان هیدرولیکی برای مدل پایه نشان داده شده است. ویژگی‌های مصالح در این تحقیق برگرفته از

در شکل (۱۱) گرادیان هیدرولیکی در سر زهکش‌های پایینی تونل برای مدل پایه، نشان داده شده است. باتوجه به شکل (۱۱) نتیجه می‌شود که گرادیان هیدرولیکی در سر زهکش‌های پایینی تونل با فاصله گرفتن از زهکش‌های جبهه تونل کاهش می‌یابد.



شکل ۱۴ مدل مش بندی شده

برای بررسی پارامترهای مؤثر در سیستم زهکش چتری بر توزیع فشار آب حفره‌ای در جداره تونل، از ترسیم توزیع این متغیر در محل زهکش‌های مقطع رؤیت بهره گرفته شده است. در شکل (۱۵) زاویه قراردادی برای رسم توزیع فشار آب حفره‌ای در جداره تونل نشان داده شده است.



شکل ۱۵ زاویه قراردادی برای رسم توزیع فشار آب حفره‌ای

اثر تعداد لوله‌های زهکش

از آنجا که در این بخش از بین چهار پارامتر مؤثر بر لوله‌های زهکش، فقط به بررسی اثر تعداد لوله‌های زهکش پرداخته شده است. لذا نیاز به در نظر گرفتن سه مقدار ثابت، برای سه پارامتر مؤثر دیگر بر لوله‌های زهکش می‌باشد. این سه مقدار ثابت همان‌گونه که قبلاً بیان گردید، از مدل پایه گرفته شده است؛ یعنی طول، فاصله و زاویه لوله‌های زهکش به ترتیب ۴ متر، ۴ متر و ۴۵ درجه در نظر گرفته شده است. برای بررسی اثر تعداد لوله‌های زهکش بر کرنش ماکزیمم، تعداد ۱ تا ۱۴ عدد لوله زهکش در مقطع دایروی تونل در نظر گرفته

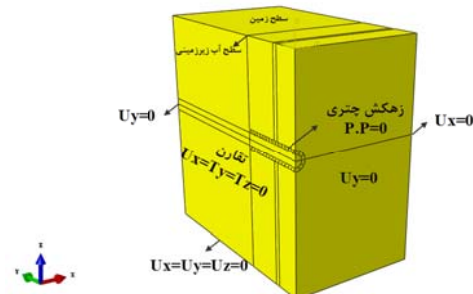
پژوهش شین و همکاران [1] است. در جدول (۱) مشخصات مصالح در مدل‌سازی در نرم‌افزار ارائه شده است.

گام بعدی در مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار، انتخاب روش تحلیل برای حل مدل است. روش تحلیلی در نظر گرفته شده، تحلیل هم‌زمان هیدرولیکی-مکانیکی تراوش پایدار می‌باشد. این روش تحلیلی با در نظر گرفتن اثرات توأم هیدرولیکی و مکانیکی از جامعیت ویژه‌ای برخوردار است.

جدول ۱ مشخصات مصالح در مدل‌سازی

$E = 1000 \text{ MPa}$	$\nu = 0.25$
$\gamma_d = 20 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{\text{sat}} = 23 \text{ KN/m}^3$
$k = 10^{-7} \text{ m/s}$	

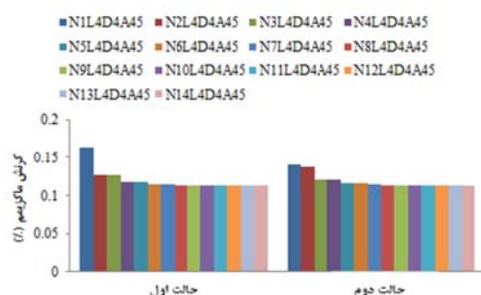
مرحله بعد در مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار، اعمال شرایط مرزی است. در شکل (۱۳) شرایط مرزی مکانیکی و هیدرولیکی در مدل‌سازی ارائه شده است.



شکل ۱۳ شرایط مرزی در مدل‌سازی

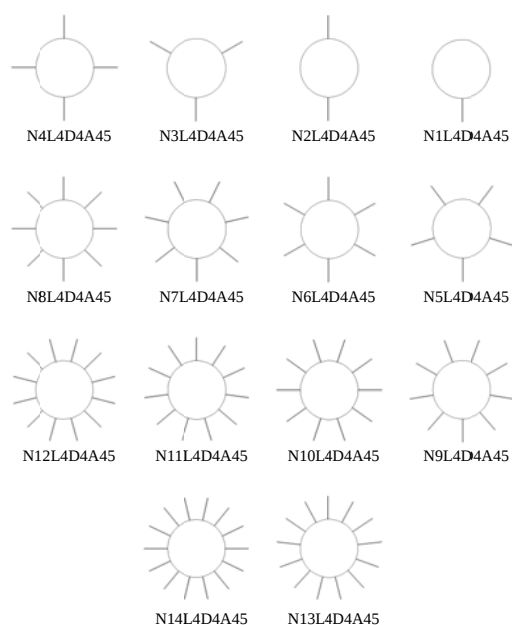
سپس شتاب گرانش به عنوان تنها نیروی خارجی مؤثر بر مدل، در مدل‌سازی اعمال می‌گردد. با انجام این فرآیند، بارگذاری در مدل‌سازی نیز به اتمام می‌رسد. گام بعدی در مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار، مش بندی مدل است. المان در نظر گرفته شده برای مش بندی، المان مکعبی هشت‌گره‌ای خطی (استاندارد درجه اول) می‌باشد. در شکل (۱۴) مدل مش بندی شده در مدل‌سازی ارائه شده است.

در شکل (۱۷) مقدار کرنش ماکزیمم، در هر دو حالت از این آرایش تعدادی لوله‌های زهکش نشان داده شده است.



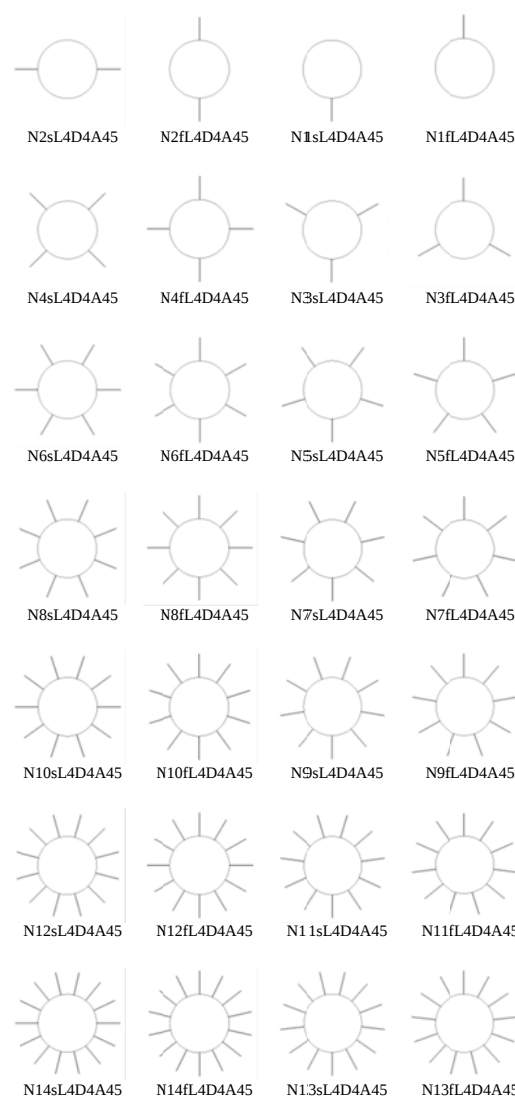
شکل ۱۷ تأثیر آرایش تعدادی لوله‌های زهکش در دو حالت بر کرنش ماکزیمم

همان‌گونه که در شکل (۱۷) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که از بین دو حالت اول و دوم از هر آرایش تعدادی لوله‌های زهکش، فقط یک حالت وجود دارد که به صورت بهینه کرنش ماکزیمم کمتری را ایجاد می‌کند. در شکل (۱۸) این حالت بهینه از هر آرایش تعدادی لوله‌های زهکش، به همراه نام‌گذاری آنها نشان داده شده است.



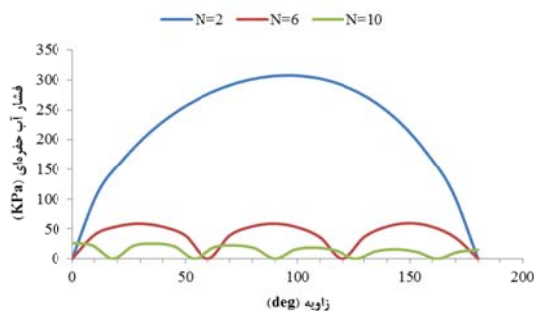
شکل ۱۸ آرایش تعدادی لوله‌های زهکش در حالت بهینه به همراه نام‌گذاری

شده است. از آن‌جا که آرایش لوله‌های زهکش در این سیستم زهکشی، در دو نیمه راست و چپ تونل نسبت به یکدیگر متقارن است؛ لذا برای هر آرایش تعدادی از این لوله‌های زهکش در مقطع دایروی تونل، دو حالت را می‌توان در نظر گرفت. در شکل (۱۶) این دو حالت از هر آرایش تعدادی لوله‌های زهکش، به همراه نام‌گذاری آنها نشان داده شده است. لازم به ذکر است که در این نام‌گذاری، حرف f بیانگر حالت اول و حرف s بیانگر حالت دوم می‌باشد.



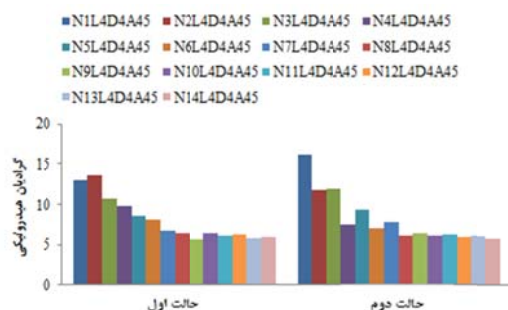
شکل ۱۶ آرایش تعدادی لوله‌های زهکش در دو حالت به همراه نام‌گذاری

مقطع دایروی تونل فشار آب حفره‌ای کاهش می‌یابد.



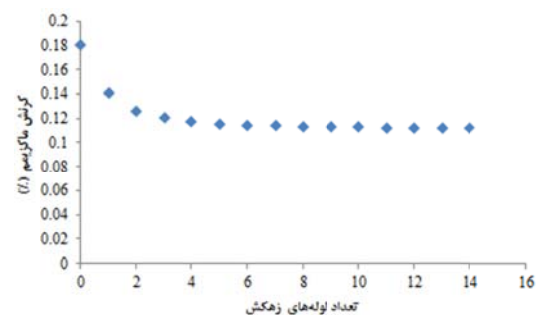
شکل ۲۰ تأثیر آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش بر توزیع فشار آب حفره‌ای

در شکل (۲۱) مقدار گرادیان هیدرولیکی در هر دو حالت از آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۲۱) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که از بین دو حالت از هر آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش فقط یک حالت وجود دارد که به صورت بهینه حداکثر گرادیان هیدرولیکی کمتری را ایجاد می‌کند. البته لازم به ذکر است که این حالت بهینه، الزاماً همان حالت بهینه آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش به منظور ایجاد کرنش ماکزیمم کمتر نیست. مثلاً مدل N2L4D4A45 حالت اول، از جمله حالات بهینه آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش به منظور کاهش کرنش ماکزیمم است؛ ولی همین مدل، از جمله حالات بهینه آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش به منظور کاهش گرادیان هیدرولیکی نیست.



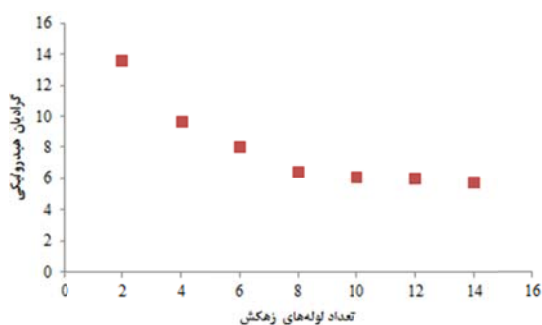
شکل ۲۱ تأثیر آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش در دو حالت بر گرادیان هیدرولیکی

همان‌گونه که در شکل (۱۸) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که وجه مشترک معمول حالت بهینه آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش، ضرورت زه‌کشی از کف تونل می‌باشد. این امر به صورت مشهود برای تعداد لوله‌های زه‌کش ۱ تا ۹ عدد در مقطع دایروی تونل دیده می‌شود. این امر تأیید کننده ضرورت کاربرد همان سیستم زه‌کشی معکوس در تونل‌های تحت تراوش است. در شکل (۱۹) مقدار کرنش ماکزیمم، در حالت بهینه آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۱۹) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش تعداد لوله‌های زه‌کش در مقطع دایروی تونل کرنش ماکزیمم کاهش می‌یابد. البته این کاهش کرنش ماکزیمم، تا تعداد ۸ عدد لوله زه‌کش در مقطع دایروی تونل مشهود است. لازم به ذکر است که عدد صفر برای تعداد لوله‌های زه‌کش در مقطع دایروی تونل بیانگر کرنش ماکزیمم بدون در نظر گرفتن سیستم زه‌کشی می‌باشد.

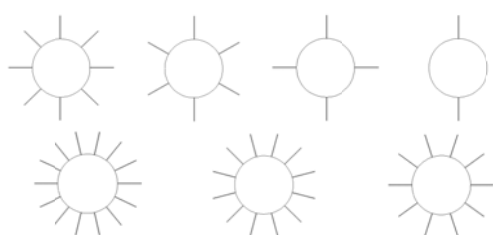


شکل ۱۹ تأثیر آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش در حالت بهینه بر کرنش ماکزیمم

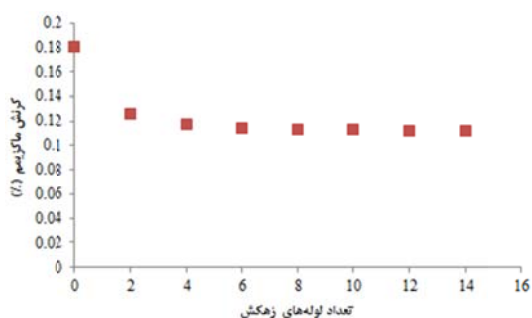
برای بررسی اثر تعداد لوله‌های زه‌کش بر فشار آب حفره‌ای، فقط تعداد ۲، ۶ و ۱۰ عدد لوله زه‌کش در مقطع دایروی تونل در نظر گرفته شده است. در شکل (۲۰) توزیع فشار آب حفره‌ای، در این حالت از آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۲۰) نشان داده شده است، نتیجه می‌شود که با افزایش تعداد لوله‌های زه‌کش در



شکل ۲۳ تأثیر آرایش تعدادی لوله‌های زهکش در حالت زوج بر گرادیان هیدرولیکی



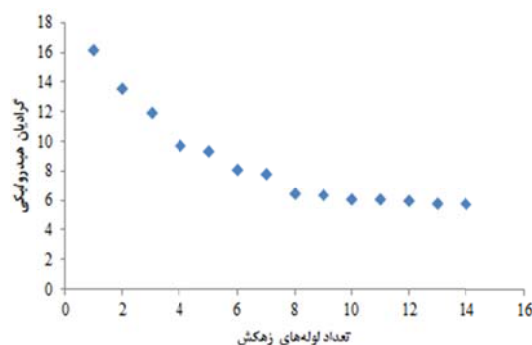
شکل ۲۴ آرایش تعدادی لوله‌های زهکش در حالت زوج



شکل ۲۵ تأثیر آرایش تعدادی لوله‌های زهکش در حالت زوج بر کرنش ماکزیمم

همان‌گونه که در شکل (۲۳) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که این کاهش گرادیان هیدرولیکی تا همان تعداد ۸ عدد لوله زهکش در مقطع دایروی تونل قابل ملاحظه است. این امر دلالت بر حاکمیت عوامل هیدرولیکی نسبت به عوامل مکانیکی بر تونل تحت تراوش دارد. در شکل (۲۴) حالات زوج از آرایش تعدادی لوله‌های زهکش نشان داده شده است. هم‌چنین

از آن‌جا که رویکرد اصلی در این تحقیق، بررسی اثر عوامل مؤثر بر لوله‌های زهکش بر مبنای کرنش ماکزیمم است. لذا از بررسی حالات بهینه آرایش تعدادی لوله‌های زهکش به منظور کاهش گرادیان هیدرولیکی اجتناب گردیده است. در شکل (۲۲) مقدار گرادیان هیدرولیکی در حالت بهینه آرایش تعدادی لوله‌های زهکش نشان داده شده است.

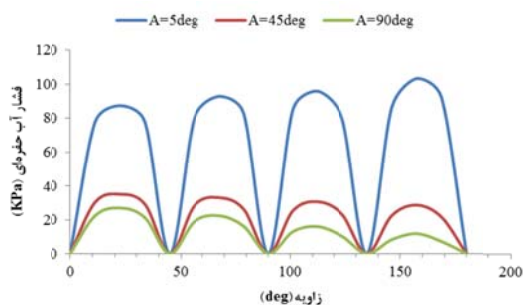


شکل ۲۲ تأثیر آرایش تعدادی لوله‌های زهکش در حالت بهینه بر گرادیان هیدرولیکی

همان‌گونه که در شکل (۲۲) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش تعداد لوله‌های زهکش در مقطع دایروی تونل، گرادیان هیدرولیکی به‌طور معمول کاهش می‌یابد. هم‌چنین همان‌گونه که مشاهده می‌شود، کاهش گرادیان هیدرولیکی برای تعداد ۵، ۷ و ۹ عدد لوله زهکش در مقطع دایروی تونل، به‌ترتیب در مقایسه با گرادیان هیدرولیکی برای تعداد ۴، ۶ و ۸ عدد لوله زهکش در مقطع دایروی تونل ناچیز است؛ لذا با در نظر گرفتن تعداد زوج برای لوله‌های زهکش در مقطع دایروی تونل، می‌توان از کاهش مؤثرتر گرادیان هیدرولیکی بهره برد. در شکل (۲۳) مقدار گرادیان هیدرولیکی در حالت زوج آرایش تعدادی لوله‌های زهکش نشان داده شده است.

مذکور، زاویه ۹۰ درجه نسبت به محور طولی تونل است، ولی این کاهش کرنش ماکزیمم تا زاویه ۴۵ درجه برای لوله‌های زه‌کش نسبت به محور طولی تونل مشهود است. لذا به دلیل ملاحظات اجرایی و تجهیزات کارگاهی، می‌توان لوله‌های زه‌کش را با زاویه بیشتر از ۴۵ درجه نسبت به محور طولی تونل نصب کرد.

برای بررسی اثر زاویه لوله‌های زه‌کش بر فشار آب حفره‌ای، فقط زوایای ۵، ۴۵ و ۹۰ درجه برای لوله‌های زه‌کش، نسبت به محور طولی تونل در نظر گرفته شده است. در شکل (۲۷) توزیع فشار آب حفره‌ای، به‌ازای این زوایای لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است.



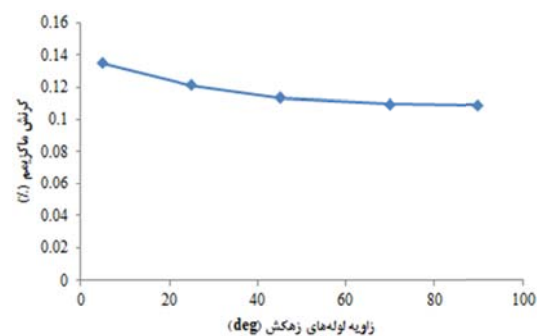
شکل ۲۷ تأثیر زاویه لوله‌های زه‌کش بر توزیع فشار آب حفره‌ای

همان‌گونه که در شکل (۲۷) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش زاویه لوله‌های زه‌کش نسبت به محور طولی تونل، فشار آب حفره‌ای کاهش می‌یابد. در شکل (۲۸) مقدار گرادیان هیدرولیکی، به‌ازای زوایای لوله‌های زه‌کش نسبت به محور طولی تونل نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۲۸) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش زاویه لوله‌های زه‌کش نسبت به محور طولی تونل گرادیان هیدرولیکی کاهش می‌یابد. همچنین این کاهش گرادیان هیدرولیکی تا همان زاویه ۴۵ درجه برای لوله‌های زه‌کش نسبت به محور طولی تونل مشهود است. این امر نیز دلالت بر حاکمیت عوامل هیدرولیکی نسبت به عوامل مکانیکی بر تونل تحت تراوش دارد.

در شکل (۲۵) مقدار کرنش ماکزیمم، در حالت بهینه آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش برای حالات زوج نشان داده شده است.

اثر زاویه لوله‌های زه‌کش

از آن‌جا که در این بخش از بین چهار پارامتر مؤثر بر لوله‌های زه‌کش، فقط به بررسی اثر زاویه لوله‌های زه‌کش پرداخته شده است. لذا نیاز به در نظر گرفتن سه مقدار ثابت برای سه پارامتر مؤثر دیگر بر لوله‌های زه‌کش است. در بخش قبل به این نتیجه رسیده شد که بهترین تعداد برای آرایش مذکور، تعداد ۸ عدد لوله زه‌کش در مقطع دایروی تونل است؛ لذا در این بخش سه مقدار ثابت ۸، ۴ متر و ۴ متر به‌ترتیب برای سه پارامتر تعداد، طول و فاصله لوله‌های زه‌کش در نظر گرفته شده است. همچنین برای بررسی اثر زاویه لوله‌های زه‌کش بر کرنش ماکزیمم، زوایای ۵، ۲۵، ۴۵، ۷۰ و ۹۰ درجه برای لوله‌های زه‌کش نسبت به محور طولی تونل در نظر گرفته شده است. در شکل (۲۶) کرنش ماکزیمم، به‌ازای این زوایای لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است.

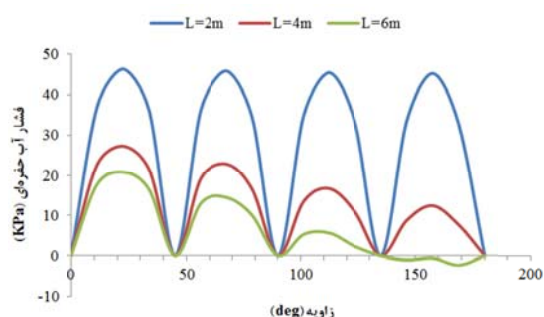


شکل ۲۶ تأثیر زاویه لوله‌های زه‌کش بر کرنش ماکزیمم

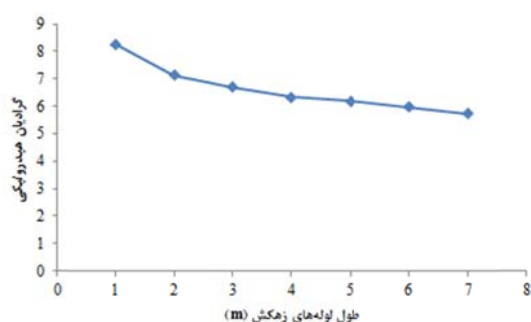
همان‌گونه که در شکل (۲۶) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش زاویه لوله‌های زه‌کش نسبت به محور طولی تونل، کرنش ماکزیمم کاهش می‌یابد. هرچند زاویه بهینه برای لوله‌های زه‌کش در آرایش

کرنش ماکزیمم کاهش می‌یابد. هم‌چنین این کاهش کرنش ماکزیمم تا طول ۴ متر، برای لوله‌های زهکش مشهود است. لذا به دلیل ملاحظات اجرایی و تجهیزات کارگاهی به‌خصوص طول بازوی جامبو دریل در حفاری مکانیزه لوله‌های زهکش، می‌توان طول بهینه برای لوله‌های زهکش را همان طول ۴ متر دانست.

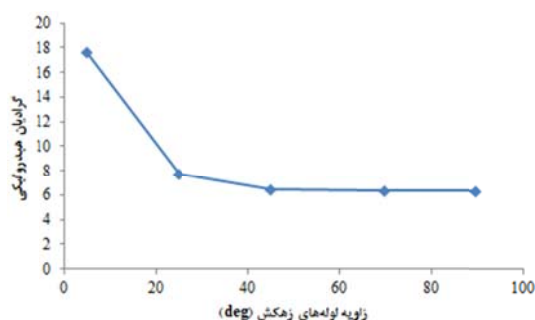
برای بررسی اثر طول لوله‌های زهکش بر فشار آب حفره‌ای فقط طول‌های ۲، ۴ و ۶ متر برای لوله‌های زهکش در نظر گرفته شده است. در شکل (۳۰) توزیع فشار آب حفره‌ای، به‌ازای این طول‌های لوله‌های زهکش نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۳۰) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش طول لوله‌های زهکش، فشار آب حفره‌ای کاهش می‌یابد. به‌گونه‌ای که کاربرد طول ۶ متر برای لوله‌های زهکش، باعث ایجاد مکش در کف تونل می‌گردد. این امر دلالت بر غیر توجیه‌پذیر بودن کاربرد این طول برای لوله‌های زهکش دارد.



شکل ۳۰ تأثیر طول لوله‌های زهکش بر توزیع فشار آب حفره‌ای



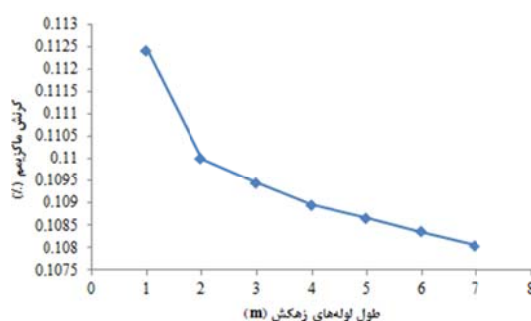
شکل ۳۱ تأثیر طول لوله‌های زهکش بر گرادیان هیدرولیکی



شکل ۳۲ تأثیر زاویه لوله‌های زهکش بر گرادیان هیدرولیکی

اثر طول لوله‌های زهکش

از آن‌جا که در این بخش از بین چهار پارامتر مؤثر بر لوله‌های زهکش، فقط به بررسی اثر طول لوله‌های زهکش پرداخته شده است، لذا نیاز به در نظر گرفتن سه مقدار ثابت، برای سه پارامتر مؤثر دیگر بر لوله‌های زهکش است. در بخش قبل به این نتیجه رسیده شد که زاویه بهینه برای لوله‌های زهکش در آرایش مذکور، زاویه ۹۰ درجه نسبت به محور طولی تونل می‌باشد. لذا در این بخش سه مقدار ثابت ۸، ۴ متر و ۹۰ درجه، به‌ترتیب برای سه پارامتر تعداد، فاصله و زاویه لوله‌های زهکش در نظر گرفته شده است. هم‌چنین برای بررسی اثر طول لوله‌های زهکش بر کرنش ماکزیمم، طول‌های ۱ تا ۷ متر برای لوله‌های زهکش در نظر گرفته شده است. در شکل (۲۹) مقدار کرنش ماکزیمم، به‌ازای این طول‌های لوله‌های زهکش نشان داده شده است.

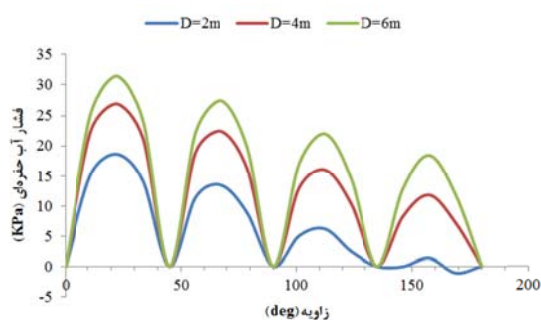


شکل ۲۹ تأثیر طول لوله‌های زهکش بر کرنش ماکزیمم

همان‌گونه که در شکل (۲۹) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش طول لوله‌های زهکش،

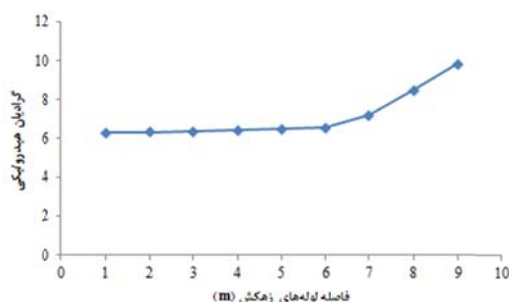
همان‌گونه که در شکل (۳۲) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش فاصله لوله‌های زه‌کش، کرنش ماکزیمم افزایش می‌یابد. هم‌چنین این افزایش کرنش ماکزیمم تا فاصله ۶ متر، برای لوله‌های زه‌کش قابل ملاحظه نیست. لذا به دلیل ملاحظات اقتصادی، می‌توان بهترین فاصله برای لوله‌های زه‌کش در آرایش مذکور را فاصله ۶ متر دانست.

برای بررسی اثر فاصله لوله‌های زه‌کش بر فشار آب حفره‌ای، فقط فاصله‌های ۲، ۴ و ۶ متر برای لوله‌های زه‌کش در نظر گرفته شده است. در شکل (۳۳) توزیع فشار آب حفره‌ای، به‌ازای این فاصله‌های لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است.



شکل ۳۳ تأثیر فاصله لوله‌های زه‌کش بر توزیع فشار آب حفره‌ای

همان‌گونه که در شکل (۳۳) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش فاصله لوله‌های زه‌کش فشار آب حفره‌ای افزایش می‌یابد. در شکل (۳۴) مقدار گرادیان هیدرولیکی، به‌ازای فاصله‌های لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است.

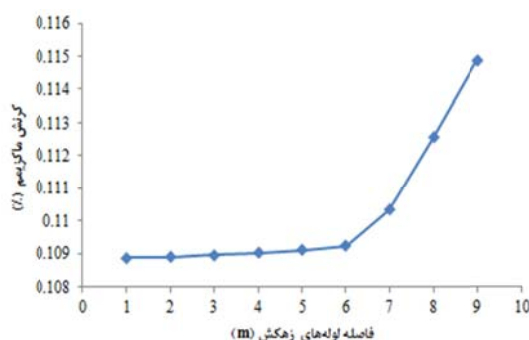


شکل ۳۴ تأثیر فاصله لوله‌های زه‌کش بر گرادیان هیدرولیکی

در شکل (۳۱) مقدار گرادیان هیدرولیکی به‌ازای طول‌های لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۳۱) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که با افزایش طول لوله‌های زه‌کش، گرادیان هیدرولیکی کاهش می‌یابد. هم‌چنین این کاهش گرادیان هیدرولیکی تا همان طول ۴ متر برای لوله‌های زه‌کش مشهود است. این امر نیز دلالت بر حاکمیت عوامل هیدرولیکی نسبت به عوامل مکانیکی بر تونل تحت تراوش دارد.

اثر فاصله لوله‌های زه‌کش

از آن‌جا که در این بخش از بین چهار پارامتر مؤثر بر لوله‌های زه‌کش، فقط به بررسی اثر فاصله لوله‌های زه‌کش پرداخته شده است، لذا نیاز به در نظر گرفتن سه مقدار ثابت، برای سه پارامتر مؤثر دیگر بر لوله‌های زه‌کش است. در بخش قبل به این نتیجه رسیده شد که بهترین طول برای لوله‌های زه‌کش در آرایش مذکور، طول ۴ متر می‌باشد. لذا در این بخش سه مقدار ثابت ۸، ۴ متر و ۹۰ درجه، به‌ترتیب برای سه پارامتر تعداد، طول و زاویه لوله‌های زه‌کش در نظر گرفته شده است. هم‌چنین برای بررسی اثر فاصله لوله‌های زه‌کش بر کرنش ماکزیمم، فاصله‌های ۱ تا ۹ متر برای لوله‌های زه‌کش در نظر گرفته شده است. در شکل (۳۲) مقدار کرنش ماکزیمم، به‌ازای این فاصله‌های لوله‌های زه‌کش نشان داده شده است.



شکل ۳۲ تأثیر فاصله لوله‌های زه‌کش بر کرنش ماکزیمم

همان گونه که در شکل (۳۴) نشان داده شده است نتیجه می شود که با افزایش فاصله لوله های زهکش، گرادیان هیدرولیکی افزایش می یابد. هم چنین این افزایش گرادیان هیدرولیکی تا همان فاصله ۶ متر برای لوله های زهکش قابل ملاحظه نیست. این امر نیز دلالت بر حاکمیت عوامل هیدرولیکی نسبت به عوامل مکانیکی بر تونل تحت تراوش دارد.

آرایش بهینه سیستم زهکش چتری

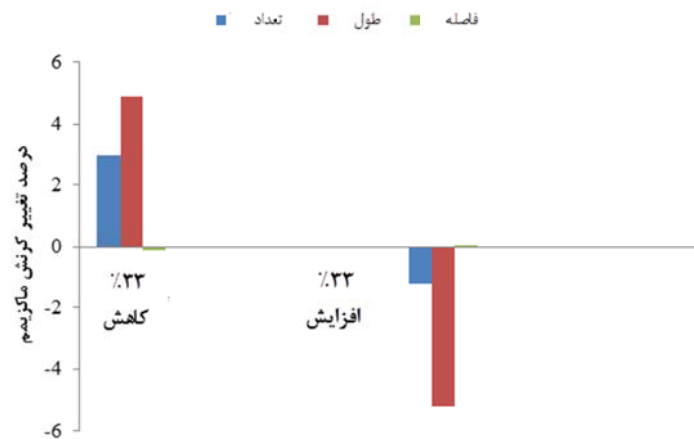
از آنجا که هدف اصلی این بخش ارائه یک آرایش بهینه برای لوله های زهکش سیستم زهکش چتری می باشد، لذا لازم است در ابتدا به نوعی تشخیص داده شود که از عوامل مؤثر بر لوله های زهکش کدام یک از اولویت بالاتری در طراحی لوله های زهکش سیستم زهکش چتری برخوردار است. لذا در این قسمت اقدام به حساسیت سنجی در مدل سازی شده است. لازم به ذکر است که مطالب ارائه شده در این قسمت، به هیچ عنوان به منزله یک تحلیل آماری بر مدل سازی برای عوامل مؤثر بر لوله های زهکش نمی باشد. فقط به منزله روشی برای دست یابی به اولویت های طراحی از بین عوامل مؤثر بر لوله های زهکش می باشد، که در یافتن ساده تر یک آرایش بهینه برای لوله های زهکش سیستم زهکش چتری کمک کرده است.

برای تحلیل حساسیت در مدل سازی، در ابتدا نیاز به یک مدل مبنا برای سیستم زهکش چتری است. آرایش لوله های زهکش در مدل مبنا برای سیستم زهکش چتری، از تحلیل های صورت گرفته در بخش های قبل بر روی تک تک عوامل مؤثر بر لوله های زهکش گرفته شده است. در بخش های قبل براساس کرنش ماکزیمم به این نتایج رسیده شد که بهترین تعداد برای لوله های زهکش در مقطع دایروی تونل ۸ عدد است. زاویه بهینه برای لوله های زهکش زاویه ۹۰ درجه نسبت به محور طولی تونل است. بهترین طول برای لوله های زهکش ۴

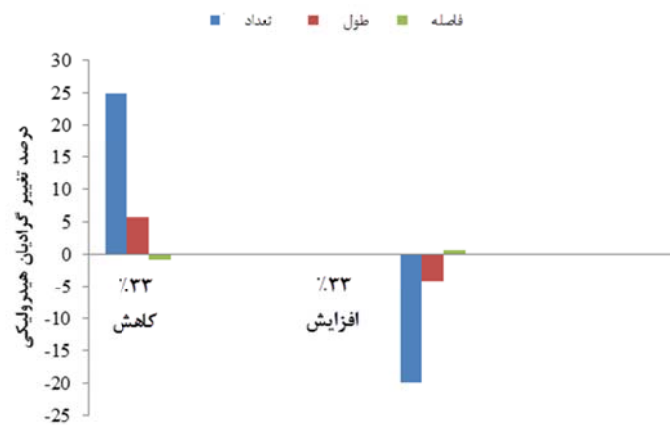
متر است. هم چنین بهترین فاصله برای لوله های زهکش ۶ متر است. البته لازم به ذکر است که این مقادیر بهینه برای عوامل مؤثر بر لوله های زهکش، با فرض ثابت بودن سه مقدار ثابت برای سایر عوامل مؤثر بر لوله های زهکش به دست آمده است. هم چنین از آنجا که با در نظر گرفتن عبارت $N.L/D$ ، پارامترهای تعداد، طول و فاصله لوله های زهکش از عوامل اصلی توجیه پذیر کردن آرایش بهینه از لحاظ اقتصادی هستند، لذا برای دست یابی به مدل مبنا برای سیستم زهکش چتری، از مقادیر میانه بهینه این عوامل مؤثر بر لوله های زهکش استفاده شده است. بنابراین، مدل مبنا برای سیستم زهکش چتری به صورت N6L2D3A90 در نظر گرفته شده است. سپس برای تحلیل حساسیت در مدل سازی، اقدام به ۳۳ درصد کاهش و افزایش بر روی تک تک عوامل مؤثر بر لوله های زهکش گردیده است.

از آنجا که رویکرد اصلی در این تحقیق، ارائه آرایش بهینه برای لوله های زهکش سیستم زهکشی چتری براساس کرنش ماکزیمم است. لذا در شکل (۳۵) درصد تغییرات کرنش ماکزیمم، به ازای ۳۳ درصد کاهش و افزایش در عوامل مؤثر بر لوله های زهکش مدل مبنا برای سیستم زهکش چتری نشان داده شده است. همان گونه که در شکل (۳۵) نشان داده شده است نتیجه می شود که تغییرات در طول، تعداد و فاصله لوله های زهکش به ترتیب بیشترین تأثیر را بر کرنش ماکزیمم گذاشته است.

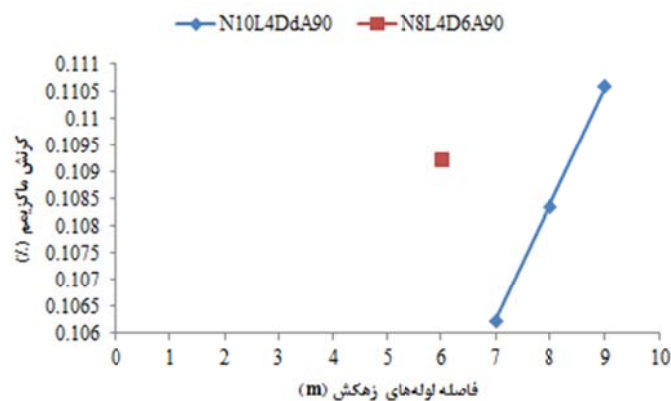
در شکل (۳۶) درصد تغییرات گرادیان هیدرولیکی، به ازای ۳۳ درصد کاهش و افزایش در عوامل مؤثر بر لوله های زهکش مدل مبنا برای سیستم زهکش چتری نشان داده شده است. همان گونه که در شکل (۳۶) نشان داده شده است نتیجه می شود که تغییرات در تعداد، طول و فاصله لوله های زهکش به ترتیب بیشترین تأثیر را بر گرادیان هیدرولیکی گذاشته است.



شکل ۳۵ درصد تغییرات کرنش ماکزیمم در تحلیل حساسیت در مدل سازی



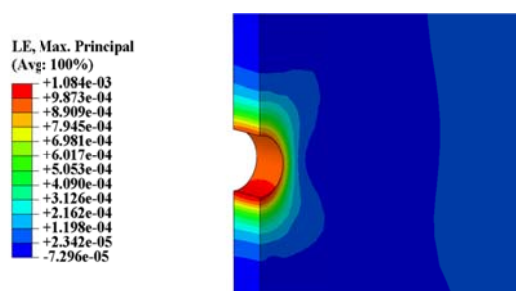
شکل ۳۶ درصد تغییرات گرادیان هیدرولیکی در تحلیل حساسیت در مدل سازی



شکل ۳۷ تأثیر فاصله لوله‌های زهکش بر کرنش ماکزیمم در آرایش بهینه سیستم زهکش چتری

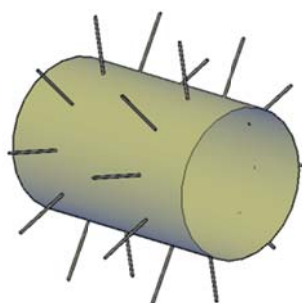
زهکش مدل مبنا برای سیستم زهکش چتری قابل گزارش هستند. این بازه‌ها شامل، تعداد لوله‌های زهکش بین ۴ تا

باز یادآوری می‌گردد که مطالب ارائه شده در این قسمت فقط در بازه ۳۳ درصد عوامل مؤثر بر لوله‌های

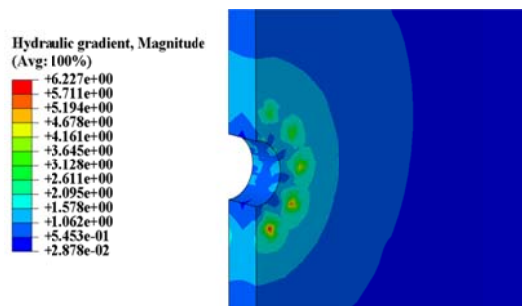


شکل ۳۸ کانتور کرنش ماکزیمم در آرایش بهینه سیستم زهکش چتری

مقدار گرادیان هیدرولیکی در آرایش بهینه سیستم زهکش چتری، در مقایسه با مدل N8L4D6A90 کمتر است، که باز دلالت بر انتخاب درست این آرایش به عنوان آرایش بهینه برای لوله‌های زهکش سیستم زهکش چتری دارد. در شکل (۴۰) کانتور گرادیان هیدرولیکی در آرایش بهینه سیستم زهکش چتری نشان داده شده است.



شکل ۳۹ آرایش بهینه سیستم زهکش چتری



شکل ۴۰ کانتور گرادیان هیدرولیکی در آرایش بهینه سیستم زهکش چتری

۸ عدد در مقطع دایروی تونل، طول لوله‌های زهکش بین ۱/۵ تا ۲/۶۷ متر و فاصله لوله‌های زهکش بین ۲/۲۵ تا ۴ متر می‌باشند.

در قسمت تحلیل حساسیت در مدل‌سازی به این نتیجه رسیده شد که تغییرات در طول، تعداد و فاصله لوله‌های زهکش به ترتیب بیشترین تأثیر را بر روی کرنش ماکزیمم داشتند. لذا طول، تعداد و فاصله لوله‌های زهکش به ترتیب به عنوان اولویت‌های طراحی عوامل مؤثر بر لوله‌های زهکش سیستم زهکش چتری در نظر گرفته شده است. لذا با در نظر گرفتن همان طول ۴ متر برای لوله‌های زهکش و تعداد ۱۰ عدد لوله زهکش در مقطع دایروی تونل، اقدام به افزایش فاصله بین لوله‌های زهکش بین ۷ متر تا ۹ متر شده است. در شکل (۳۷) مقدار کرنش ماکزیمم، به ازای این فاصله‌های لوله‌های زهکش نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۳۷) نشان داده شده است نتیجه می‌شود که تا فاصله ۸ متر برای لوله‌های زهکش آرایش مذکور، هم‌چنان کرنش ماکزیمم کمتر از مدل N8L4D6A90 می‌باشد. لذا می‌توان مدل N10L4D8A90 را به عنوان آرایش بهینه، برای لوله‌های زهکش سیستم زهکش چتری دانست. هم‌چنین عبارت $N.L/D$ به ترتیب برای مدل‌های N8L4D6A90 و N10L4D8A90، ۵/۳۳ و ۵ می‌باشد، که این امر خود بیانگر اقتصادی‌تر بودن مدل N10L4D8A90 نسبت به مدل N8L4D6A90 می‌باشد. البته لازم به ذکر است که هر گونه تلاشی با در نظر گرفتن تعداد بیشتر یا کمتر از ۸ عدد لوله زهکش در مقطع دایروی تونل و با تغییر فاصله بین آنها منجر به دستیابی هیچ مدل بهینه‌تری که از لحاظ اقتصادی هم مقرون به صرفه‌تر باشد نگردید.

در شکل (۳۸) کانتور کرنش ماکزیمم در آرایش بهینه سیستم زهکش چتری نشان داده شده است. هم‌چنین در شکل (۳۹) آرایش بهینه سیستم زهکش چتری نشان داده شده است.

در شکل (۴۲) توزیع فشار آب حفره‌ای، در فاصله بین لوله‌های زه‌کش برای آرایش بهینه سیستم زه‌کش چتری نشان داده شده است.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق برای اولین بار با در نظر گرفتن سه خروجی شاهد کرنش مؤثر ماکزیمم، فشار آب حفره‌ای و گرادیان هیدرولیکی به بررسی کلیه پارامترهای مؤثر بر لوله زه‌کش سیستم زه‌کش چتری پرداخته شد و یک آرایش بهینه برای آنها ارائه گردید. حال باتوجه به مطالب ارائه‌شده در این تحقیق نتایج زیر را می‌توان بیان کرد:

۱. از هر آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش، فقط یک حالت وجود دارد که به صورت بهینه کرنش ماکزیمم کمتری را ایجاد می‌کند، که این حالت، الزاماً همان حالت بهینه به منظور کاهش گرادیان هیدرولیکی نمی‌باشد.

۲. در آرایش تعدادی لوله‌های زه‌کش در سیستم زه‌کش چتری، ضرورت کاربرد سیستم زه‌کشی معکوس در تونل‌های تحت تراوش به اثبات رسید.

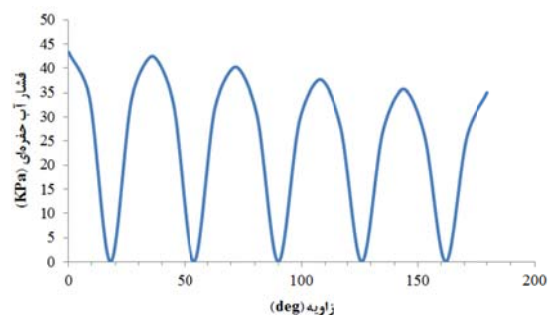
۳. در سیستم زه‌کش چتری با در نظر گرفتن تعداد زوج برای لوله‌های زه‌کش در مقطع دایروی تونل، می‌توان از کاهش مؤثرتر گرادیان هیدرولیکی بهره برد.

۴. رفتار کرنش ماکزیمم و گرادیان هیدرولیکی تونل، با تغییر عوامل مؤثر در لوله‌های زه‌کش سیستم زه‌کش چتری هر دو مشابه یکدیگر است. این امر بیانگر، حاکمیت عوامل هیدرولیکی نسبت به عوامل مکانیکی بر تونل‌های تحت تراوش است.

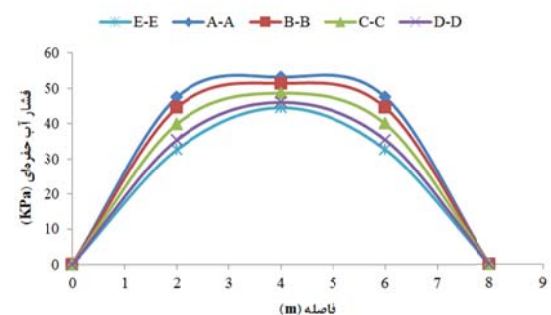
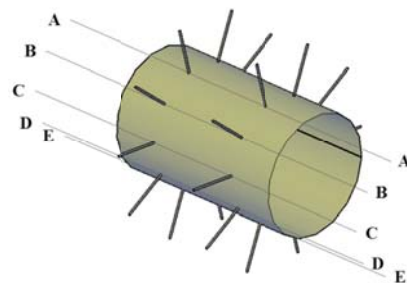
۵. در سیستم زه‌کش چتری، افزایش تعداد لوله‌های زه‌کش در مقطع دایروی تونل، افزایش زاویه لوله‌های زه‌کش نسبت به محور طولی تونل، افزایش

باید توجه داشت که آرایش بهینه ارائه‌شده برای سیستم زه‌کش چتری، منحصر به این تونل با مشخصات هندسی و فیزیکی مصالح گفته‌شده می‌باشد. در نتیجه از این آرایش بهینه برای سیستم زه‌کش چتری، می‌توان برای تونل‌هایی با مشخصات هندسی و فیزیکی مصالح نسبتاً مشابه استفاده کرد.

در شکل (۴۱) توزیع فشار آب حفره‌ای برای آرایش بهینه سیستم زه‌کش چتری نشان داده شده است.



شکل ۴۱ توزیع فشار آب حفره‌ای برای آرایش بهینه سیستم زه‌کش چتری



شکل ۴۲ توزیع فشار آب حفره‌ای در فاصله بین لوله‌های زه‌کش آرایش بهینه سیستم زه‌کش چتری

- طول لوله‌های زهکش و کاهش فاصله لوله‌های زهکش باعث کاهش کرنش ماکزیمم، فشار آب حفره‌ای و گرادیان هیدرولیکی می‌گردد.
۶. در طراحی لوله‌های زهکش سیستم زهکش چتری، طول، تعداد و فاصله لوله‌های زهکش به‌ترتیب بیشترین اهمیت را دارند.
۷. آرایش بهینه برای لوله‌های زهکش سیستم زهکش چتری به صورت، تعداد ۱۰ عدد لوله زهکش در مقطع دایروی تونل، به طول ۴ متر، فاصله ۸ متر و زاویه ۹۰ درجه نسبت به محور طولی تونل می‌باشد. البته لازم به ذکر است که این آرایش بهینه برای سیستم زهکش چتری، برای تونل‌هایی با مشخصات هندسی و فیزیکی مصالح نسبتاً مشابه ذکر شده ارائه گردیده است.

مراجع

1. H-S.Shin., D-J.Youn., S-E.Chae., and J-H.Shin., "Effective Control of Pore Water Pressures on Tunnel Linings Using Pin-Hole Drain Method", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 24, pp. 555-561, (2009).
2. H-S.Jung., Y-S.Han., S-R.Chung., B-S.Chun., and Y-J.Lee., "Evaluation of Advanced Drainage Treatment for Old Tunnel Drainage System in Korea", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 38, pp. 476-486, (2013).
3. S-W.Nam., and A.Bobet., "Liner Stresses in Deep Tunnels Below the Water Table", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 21, pp. 626-635, (2006).
4. A.Fahimifar., and M.Zareifard., "A Theoretical Solution for Analysis of Tunnels Below Groundwater Considering the Hydraulic-Mechanical Coupling", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 24, pp. 634-646, (2009).
5. S-W.Lee., J-W.Jung., S-W.Nam., and I-M.Lee., "The Influence of Seepage Forces on Ground Reaction Curve of Circular Opening", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 22, pp. 28-38, (2006).
6. Y-J.Shin., B-M.Kim., J-H.Shin., and I-M.Lee., "The Ground Reaction Curve of Underwater Tunnels Considering Seepage Forces", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 25, pp. 315-324, (2010).
7. I-M.Lee., and S-W.Nam., "Effect of Tunnel Advance Rate on Seepage Forces Acting on the Underwater Tunnel Face", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 19, pp. 273-281, (2004).
8. S-C.Li., and M-B.Wang., "Elastic Analysis of Stress-Displacement Field for a Lined Circular Tunnel at Great Depth Due to Ground Loads and Internal Pressure", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 23, pp. 609-617, (2008).

9. C.Callari., "Coupled Numerical Analysis of Strain Localization Induced by Shallow Tunnels in Saturated Soils", *Computers and Geotechnics*, Vol. 31, pp. 193-207, (2004).
10. J-H.Shin., S-H.Kim., and Y-S.Shin., "Long-Term Mechanical and Hydraulic Interaction and Leakage Evaluation of Segmented Tunnels", *Soils and Foundations*, Vol. 52, pp. 38-48, (2012).
11. P. Arjnoi., J-H. Jeong., C-Y.Kim., and K-H.Park., "Effect of Drainage Conditions on Porewater Pressure Distributions and Lining Stresses in Drained Tunnels", *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 24, pp. 376-389, (2009).
12. W. Xiuyinga., T. Zhongsheng., W. Mengshu., Z. Mi., and H. Ming., "Theoretical and Experimental Study of External Water Pressure on Tunnel Lining in Controlled Drainage Under High Water Level", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 23, pp. 552-560, (2008).
13. A. Bobet., "Effect of Pore Water Pressure on Tunnel Support During Static and Seismic Loading", *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 18, pp. 377-393, (2003).
14. Y-J. Shin., K-I. Song., I-M. Lee., and G-C. Cho., "Interaction Between Tunnel Supports and Ground Convergence-Consideration of Seepage Forces", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 48, pp. 394-405, (2011).
15. I-M. Lee., J-S. Lee., and S-W. Nam., "Effect of Seepage Force on Tunnel Face Stability Reinforced with Multi-Step Pipe Grouting", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 19, pp. 551-565, (2004).
16. I-M. Lee., and S-W. Nam., "The Study of Seepage Forces Acting on the Tunnel Lining and Tunnel Face in Shallow Tunnels", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 16, pp. 31-40, (2001).
17. D. Kolymbas., and P. Wagner., "Groundwater Ingress to Tunnels - The Exact Analytical Solution", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 22, pp. 23-27, (2007).
18. C. Butscher., "Steady-State Groundwater Inflow into a Circular Tunnel", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 32, pp. 158-167, (2012).
19. K-H. Park., A. Owatsiriwong., and J-G. Lee., "Analytical Solution for Steady-State Groundwater Inflow into a Drained Circular Tunnel in a Semi-Infinite aQuifer: A Revisit", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 23, pp. 206-209, (2008).
20. G. Fernandez., and J. Moon., "Excavation-Induced Hydraulic Conductivity Reduction Around a Tunnel - Part 1: Guideline for Estimate of Ground Water Inflow Rate", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 25, pp. 560-566, (2010).

۲۱. حسین بالام، علی، "تحلیل عددی استاتیکی عملکرد زهکش چتری در تونل دایروی عمیق تحت تراوش پایدار"، پایان‌نامه کارشناسی

ارشد مهندسی عمران (خاک و پی)، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان، (۱۳۹۳).

22. Simulia, ABAQUS 6-13-1 reference manual, (2014).

بررسی اثر ژئولیت و سیمان بر تراکم خاک ماسه‌ای بابلسر*

عیسی شوش پاشا^(۱) مجتبی عباسی^(۲) حسین ملاعباسی^(۳)

چکیده ماسه‌های سیمانی به‌عنوان یکی از موضوعات اقتصادی و زیست‌محیطی در تثبیت خاک شناخته شده است. در برخی موارد ترکیبی از سیمان و ماسه با سایر مواد از جمله فیبر، شیشه، نانوذرات و یا ژئولیت می‌تواند به‌طور مؤثر در تثبیت خاک در جاده‌سازی استفاده شود. در این بررسی ژئولیت به‌عنوان یکی از مواد پوزلان افزودنی به سیمان و اثرات آن بر تراکم مورد ارزیابی قرار گرفته است. در این راستا از ژئولیت نوع معدنی کلینوپیلولیت و سیمان تیپ II نکا و ماسه بابلسر به‌عنوان خاک پایه استفاده شد. آزمایش تراکم استاندارد بر روی طرح اختلاط ۲۴ حالت سیمان و ژئولیت شامل درصد سیمان‌های مختلف ۲، ۴، ۶ و ۸ درصد وزن خشک کل نمونه و درصد‌های جایگزینی ۰، ۱۰، ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ ژئولیت با سیمان انجام شد. نتایج حاصل نشان می‌دهد با جایگزینی ژئولیت به‌جای سیمان، وزن مخصوص خشک حداکثر آن نسبت به نمونه‌های بدون ژئولیت به میزان ۲ تا ۲/۵ درصد کاهش می‌یابد و درصد رطوبت بهینه تقریباً ۱۴ درصد به‌دست آمده است. در انتها یک تابع براساس سری ولترا برای ارتباط دادن وزن مخصوص خشک حداکثر به پارامترهای ماسه ژئولیت سیمانی ارائه شده است.

واژه‌های کلیدی تثبیت، سیمان، ژئولیت، تراکم، رطوبت بهینه.

Investigation of Zeolite and Cement on Compaction of Babolsar Sand

I. Shooshpasha M. Abbasi H. MolaAbasi

Abstract It is widely known and well emphasized that the cemented sand is one of economic and environmental topics in soil stabilization. In some instances, a blend of sand, cement and other materials such as fiber, glass, nano particle and zeolite can commercially available and effectively used in soil stabilization in road construction. In this investigation, zeolite and its effect on compaction studied as one of pozolan additive material to cement. Therefore, cilinopiolite kind of zeolite, Neka cement type II and Babolsar sand are used. Compaction poroctor tests were carried out on 24 combination type of cement and zeolite with include different cement percentages 2, 4, 6 and 8 percent of total dry weight of samples and replacement percent's of 0, 10, 30, 50, 70 and 90 cement with zeolite. Results show that by replacement cement material by zeolite, the maximum dry density increased 2 to 2.5% in comparison with cemented samples and 14% optimum water content approximately concluded. At the end, a function fits Based on Voltra series presented to relate maximum dry density and zeolite-cement-soil parameters.

Key Words Stabilization, Cement, Zeolite, Compaction, Optimum Water Content.

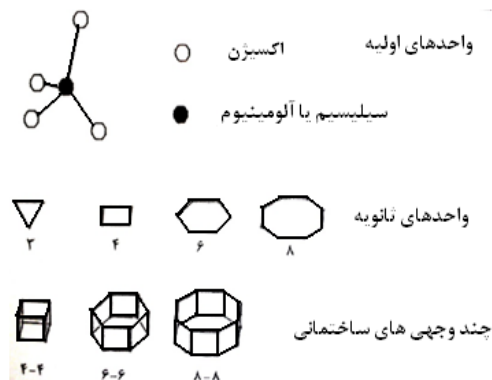
* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۰/۲۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۲/۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و خاک و پی، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل. Email: shooshpasha@nit.ac.ir

(۲) کارشناس ارشد خاک و پی، مؤسسه آموزش عالی غیرانتفاعی صنعتی، مازندران.

(۳) دانشجوی دکتری، مهندسی خاک و پی، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل.

متحدالشکل و به ابعاد ۳ تا ۱۰ انگستروم می‌باشند که ابعاد مزبور در حد اندازه‌های مولکولی است، لذا به ژئولیت‌ها غریبال‌های مولکولی نیز می‌گویند [۳].



شکل ۱ نمایش واحدهای ساختمانی در ساختار مولکولی ژئولیت

سال‌های زیادی از فراگیر شدن استفاده از ژئولیت در جهان بالاخص کشورهای صنعتی و پیشرفته می‌گذرد. لیکن از نظر هزینه و امکان دسترسی، تهیه این کانی‌ها در ایران بسیار ارزان و به‌راحتی میسر است. به‌همین دلیل استفاده از آنها علاوه بر کاهش معضلات زیست‌محیطی از نظر اقتصادی نیز بسیار اثرگذار است [4].

استفاده از ژئولیت به‌عنوان یک ماده معدنی طبیعی و ارزان (در ایران) و جایگزینی آن با درصدی از سیمان می‌تواند برای به‌سازی ماسه با سیمان مناسب باشد. ارزان بودن ژئولیت نسبت به سیمان را با توجه به آنالیز بهای جهانی و وجود معادن بسیار در کشور به‌ویژه در استان سمنان [4] می‌توان به‌عنوان بخشی از دلایل کاربرد ژئولیت به‌جای سیمان نام برد.

این مقاله شامل مطالعات قبلی اثرات سیمان و ژئولیت بر تراکم، مواد و روش‌های آزمایش (مشخصات مصالح شامل دانه‌بندی، وزن مخصوص، بیشینه و کمینه و تراکم پروکتور) و درانتها بحث و نتایج این بررسی می‌باشد.

مقدمه

از ویژگی‌های عمده خاک‌های ماسه‌ای سست، مقاومت ضعیف و ناپایداری حجمی آنها می‌باشد. برای تثبیت این نوع خاک‌ها استفاده از تکنیک افزودن سیمان به‌عنوان یکی از گزینه‌های پرکاربرد مورد استفاده مهندسان می‌باشد [1].

سیمان که از یک سو انرژی فراوانی برای تولید آن مصرف می‌شود و از سوی دیگر موجب تولید حدود ۸ درصد گازکربنیک تولیدشده در جهان می‌شود، توجه ویژه‌ای را به خود جلب کرده است. بنابراین بهینه‌سازی ترکیب آن به‌گونه‌ای که کمترین میزان انرژی برای تولید آن مصرف شود و کمترین لطمه به منابع طبیعی وارد شود و درنهایت بهترین کارایی ممکن از آن گرفته شود، به‌عنوان یک هدف اصلی مطرح می‌گردد [2].

برخی از مطالعات به استفاده از فیبر، خرده‌لاستیک، نانو ذرات و شیشه در ماسه سیمانی در راستای افزایش مقاومت و کاهش رفتار ترد ماسه سیمانی اشاره کرده‌اند. در بررسی ادبیات فنی، کمتر به افزودن ماده پوزلانی ازجمله ژئولیت به ماسه سیمانی پرداخته شده است. استفاده از ژئولیت به‌عنوان جایگزین بخشی از سیمان مصرفی می‌تواند گزینه‌ای درخور توجه برای کاهش مصرف سیمان باشد.

ژئولیت یک واژه یونانی می‌باشد که از دو جزء به معنی سنگ و جوشان تشکیل شده است و اولین بار در سال ۱۹۷۶ توسط یک معدن‌شناس سوئدی به نام کرونتست، نام ژئولیت به کانی استیلیت داده شد که به‌هنگام حرارت دادن مقدار زیادی آب از آن خارج می‌گردید. از دست دادن آب در ژئولیت‌ها، آسان و برگشت‌پذیر است. ژئولیت‌ها شامل فلزات قلیایی و قلیایی خاکی هستند و قادرند در واکنش‌های جایگزینی برگشت‌پذیر شرکت نمایند. تجزیه‌های شیمیایی و ساختاری نشان می‌دهند که ژئولیت‌ها عمدتاً حاوی سیلیسیم، آلومینیوم و اکسیژن هستند (شکل ۱). ژئولیت‌ها جامداتی بلورین و آبدار با روزهایی

اثرات سیمان و زئولیت بر تراکم

افزودن سیمان به خاک موجب تغییر در وزن مخصوص خشک بیشینه و درصد رطوبت بهینه می‌شود، ولی محققان درمورد چگونگی و میزان این تغییرات نظرات متفاوتی را ارائه نموده‌اند. کمیته تخصصی ACI بیان می‌دارد که تثبیت با سیمان باعث تغییر در وزن مخصوص خشک بیشینه و درصد رطوبت بهینه می‌شود، اما این تغییرات قابل پیش‌بینی نیستند [5]. برای تثبیت موفقیت‌آمیز، تراکم کافی ضروری است ولی نکته مهمی که در تراکم می‌بایست به آن توجه داشت این است که تأخیر بین اختلاط و متراکم کردن می‌تواند حداکثر دانسیته را کاهش دهد.

کایا و دوروکان در سال ۲۰۰۴ مشخصات تراکمی زئولیت و مخلوط زئولیت - بنتونیت (BEZ) (Bentonite-Embedded Zeolite) را مورد ارزیابی قرار دادند. با افزایش مقدار بنتونیت در مخلوط، وزن مخصوص خشک حداکثر کاهش می‌یابد و این در حالی است که درصد رطوبت بهینه افزایش یافته است. البته با افزودن مقادیر مختلف بنتونیت، کاهش وزن مخصوص خشک حداکثر و افزایش درصد رطوبت بهینه چشمگیر نمی‌باشد [6].

صرف زمان زیاد برای اختلاط باعث وقوع هیدراسیون جزئی سیمان می‌شود که نتیجه آن کاهش مقاومت در دانسیته ثابت است. اگر عمل تراکم به تأخیر بیافتد سیمان شروع به عمل هیدراسیون می‌کند و موجب سفت شدن خاک تثبیت‌شده می‌گردد و درنهایت عمل تراکم را مشکل می‌نماید [5]. تأخیر بین اختلاط و تراکم به کاهش قابل ملاحظه در مقاومت فشاری محصورنشده مصالح تثبیت‌شده با سیمان می‌انجامد. وایت و گناندران در سال ۲۰۰۵ گزارش کردند که ۴ تا ۲۴ ساعت تأخیر بین اختلاط و عمل تراکم به ترتیب موجب ۱۰ تا ۲۰ و ۴۰ درصد کاهش در مقاومت فشاری محصورنشده می‌گردد [7].

زایلیسکا در سال ۲۰۰۸ در مطالعه‌ای تأثیر میزان

سیمان و نوع روش انتخابی برای انجام آزمایش تراکم بر دانسیته و درصد رطوبت بهینه مورد ارزیابی قرار داد. آنها نتیجه گرفتند که ارتباط مستقیمی که بین عمل هیدراسیون و میزان سیمان وجود دارد؛ به عبارت دیگر با افزایش میزان سیمان، عمل هیدراسیون که منجر به کاهش رطوبت می‌شود، نیز افزایش می‌یابد [8].

دانسیته خاک به جنس خاک، انرژی تراکم و میزان شاخص تثبیت بستگی دارد. در این ارتباط الاقباری و همکارانش در سال ۲۰۰۹ تأثیر دو شاخص تثبیت مختلف را در منحنی تراکم خاک ماسه‌ای مورد ارزیابی قرار دادند. شاخص‌های تثبیت مورد استفاده شامل سیمان پرتلند معمولی و گرد کوره سیمان می‌شدند [9]. آنها دریافتند که با افزایش میزان سیمان دانسیته خاک افزایش پیدا می‌کند. دلیل این مطلب را می‌توان به دو عامل زیر نسبت داد:

۱. از آنجایی که سیمان دارای مصالح ریزدانه تری نسبت به ماسه است، این مواد فضای خالی بین ذرات ماسه را پر می‌کند و باعث افزایش وزن مخصوص خشک خاک می‌شود.

۲. بالاتر بودن وزن مخصوص دانه‌های سیمان (Gs) نسبت به ماسه.

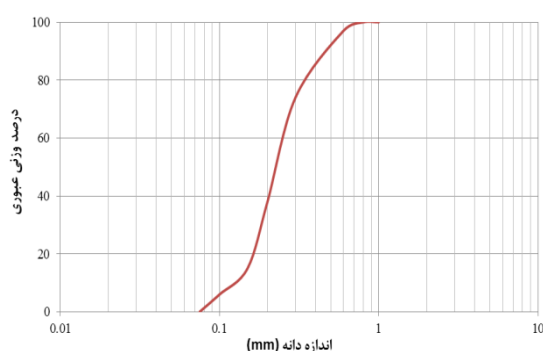
پس در حالت کلی می‌توان این‌طور نتیجه گرفت که افزایش سیمان باعث افزایش وزن مخصوص خشک خاک می‌شود که مقدار این افزایش به نوع و میزان سیمان بستگی خواهد داشت. نکته مهم دیگر این است که افزایش سیمان منجر به کاهش رطوبت بهینه می‌شود و این کاهش رطوبت برای درصد سیمان‌های بالا محسوس‌تر است.

میتریوس و همکاران در سال ۲۰۱۲ به بررسی اثر جایگزینی زئولیت طبیعی نوع HEU به جای ماسه در ساخت ملات سبک پرداخته‌اند. نتایج بررسی‌های آنان نشان می‌دهد که اضافه کردن زئولیت طبیعی به مخلوط ملات ماسه و سیمان پرتلند سبب کاهش تا ۱۸/۵ درصدی وزن مخصوص آن می‌شود. افزایش نسبت

مصالح مورد استفاده

مصالح به‌کارگیری شده در این تحقیق شامل خاک ماسه‌ای بابلسر، سیمان پرتلند تیپ II نکا و ژئولیت سمنان می‌باشد. در انتخاب مصالح مورد آزمایش سعی شده است که مصالح برای تثبیت خاک‌های نوار ساحلی شمال کشور مناسب باشد.

ماسه. باتوجه به نهشته‌های ماسه‌ای فراوان در سواحل دریای خزر در این پژوهش از ماسه‌ی ساحلی بابلسر استفاده شده است. ماسه‌ی بابلسر از نوع ماسه‌ی بدانه‌بندی شده است که اندازه‌ی متوسط دانه‌های آن حدوداً ۰/۲۴ میلی‌متر مطابق با استاندارد ASTM-C136 [13] می‌باشد (شکل ۱). وزن مخصوص خشک بیشینه و کمینه‌ی ماسه‌ی بابلسر به‌ترتیب مقادیر ۱/۷۷ و ۱/۴۹ تن بر مترمکعب ASTM-D4253-4 [14,15] و چگالی دانه‌های جامد آن ۲/۷۲ مطابق با استاندارد ASTM-D854-92 [16] به‌دست آمده است. علت بالا بودن چگالی دانه‌های جامد، وجود درصدی از مصالح اکسید آهن و سایر مصالحی چون نیکل و کبالت است [۱۷].



شکل ۲ منحنی دانه بندی ماسه بابلسر

ژئولیت. ژئولیت مورد استفاده از نوع کلینوپتیلولیت است که از معدنی واقع در ۳۰ کیلومتری شمال سمنان استخراج شده است. خواص فیزیکی و شیمیایی آن در جدول (۱) آمده است [4].

ژئولیت طبیعی افزایش تخلخل و افزایش جذب آب ملات و در برخی موارد کاهش مقاومت فشاری تک‌محوری را سبب می‌شود [10].

هوانگ در سال ۲۰۱۵ به بررسی خصوصیات ژئوتکنیکی اختلاط‌های ماسه و ژئولیت، با درصد جرم‌های مختلف ژئولیت ۲۵، ۵۰، ۷۵٪ پرداخته است. نتیجه‌ی بررسی ایشان در مورد تراکم نشان داد که با افزایش نسبت جرم ژئولیت در مخلوط، درصد رطوبت بهینه تمایل به افزایش و وزن مخصوص خشک ماکزیم تمایل به کاهش دارد [11].

یلماز و همکاران [12] نیز به بررسی خواص مکانیکی و شیمیایی مخلوط‌های ژئولیت و ماسه پرداخته‌اند.

در این تحقیق به بررسی ژئولیت به‌عنوان یک ماده‌ی پوزلان افزودنی و اثرات آن بر تراکم خاک‌های ماسه‌ای بابلسر تثبیت شده با سیمان پرداخته شده است. در این بررسی یک‌سری آزمایش انجام شده است که در ادامه به آنها اشاره شده است.

برنامه‌ی آزمایشگاهی

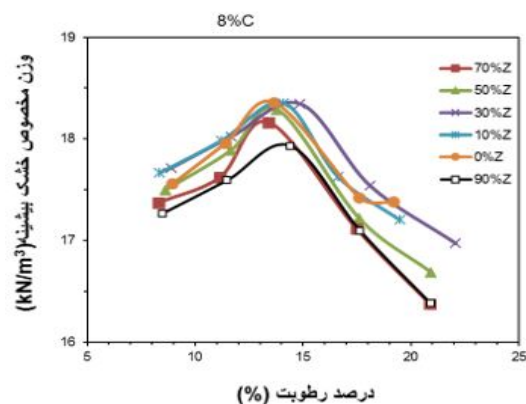
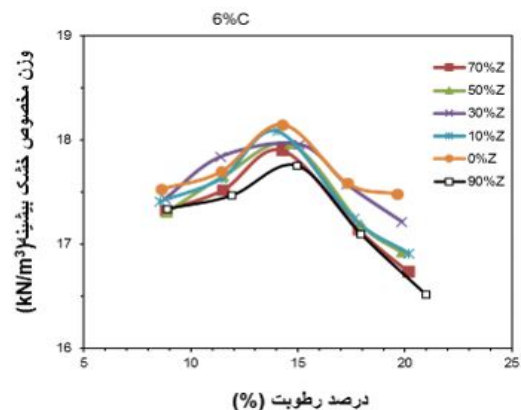
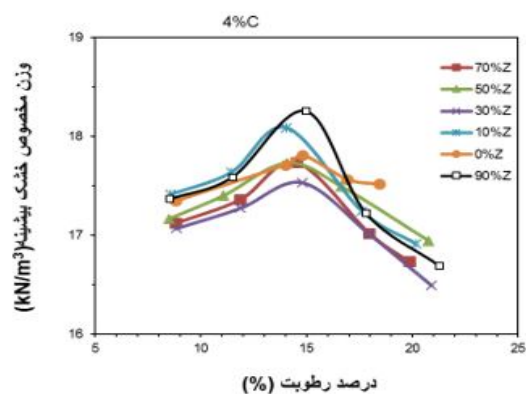
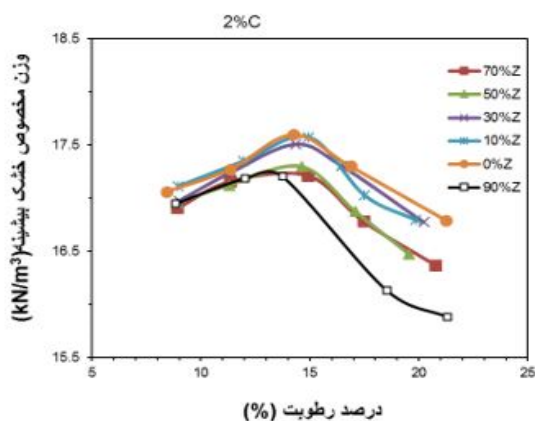
برای مطالعه‌ی اثرات ژئولیت و سیمان بر تراکم ماسه‌ی بابلسر پارامترهای مقدار سیمان و جایگزینی آن با ژئولیت مدنظر قرار گرفته است. در جدول (۱) متغیرهای مربوط به آزمایش تراکم استاندارد ارائه شده است.

جدول ۱ مشخصات متغیرهای ملاحظه شده

متغیرها	تعداد سطوح	توضیحات
نوع خاک پایه	۱	ماسه‌ی بدانه‌بندی‌شده‌ی بابلسر
نوع سیمان	۱	سیمان پرتلند تیپ II نکا
مقادیر سیمان	۴	۲، ۴، ۶ و ۸ درصد وزن خشک کل
نوع ژئولیت	۱	ژئولیت طبیعی کلینوپتیلولیت
مقادیر ژئولیت	۶	۰، ۱۰، ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ درصد سیمان

جدول ۲ مشخصات مکانیکی زئولیت معدنی [9]

مشخصات	زئولیت
وزن مخصوص (gr/cm^3)	۱/۱۹
سطح ویژه (cm^2/gr)	۱۰۰۰
جذب آب	۶۰ درصد حجمی
ظرفیت تبادل یونی (gr/meq)	۲/۶
چگالی دانه‌های جامد	۲/۲



شکل ۳ تراکم طرح‌های مختلف جایگزینی با سیمان

سیمان. در این تحقیق از سیمان پرتلند تیپ II کارخانه سیمان نکا واقع در استان مازندران استفاده شده است. مصرف ویژه این سیمان در محل‌هایی است که حرارت هیدراسیون متوسط برای آنها ضرورت دارد و حمله سولفات‌ها به آنها در حد متوسط می‌باشد.

روند آزمایش تراکم

آماده‌سازی نمونه در اسرع وقت پس از اتمام مخلوط و آزمایش براساس استاندارد D 698-07^{E1} انجام شد [18]. در هر طرح، در مجموع پنج نمونه برای به‌دست آوردن رطوبت مطلوب برای تراکم استفاده گردید. مقادیر مختلف ماسه، سیمان و زئولیت خشک‌شده در گرم‌خانه براساس درصد‌های بیان‌شده برای هر نمونه جمعاً به میزان ۳ کیلوگرم جدا شد و با رطوبت نسبتاً کم مخلوط شد و مخلوط در قالب پروکتور استاندارد با استفاده از چکش با سقوط آزاد متراکم شد. تراکم در ۳ لایه، هر لایه با ۲۵ ضربه متراکم و سطح خاک روی قالب بدون اعمال فشار صاف شد. پایه برداشته شد و خاک و قالب وزن شدند. نمونه رطوبت از بالا، وسط و پایین از خاک گرفته شد. این روش تا زمانی که وزن خاک در قالب از حداکثر مقدار عبور و شروع به کاهش می‌کند تکرار شد.

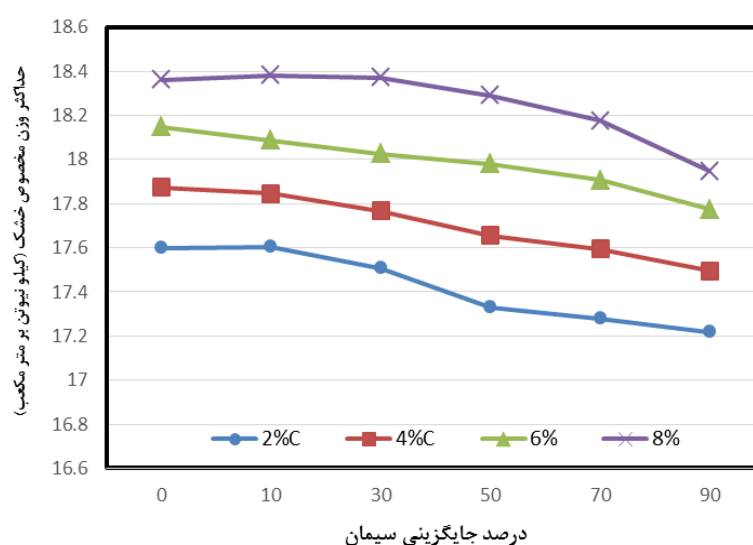
نتایج

با انجام آزمایش‌های تراکم استاندارد برای هر ۲۴ حالت طرح اختلاط درصد رطوبت و حداکثر وزن مخصوص خشک حاصل شد. نتایج به‌صورت شکل‌های ذیل می‌باشد.

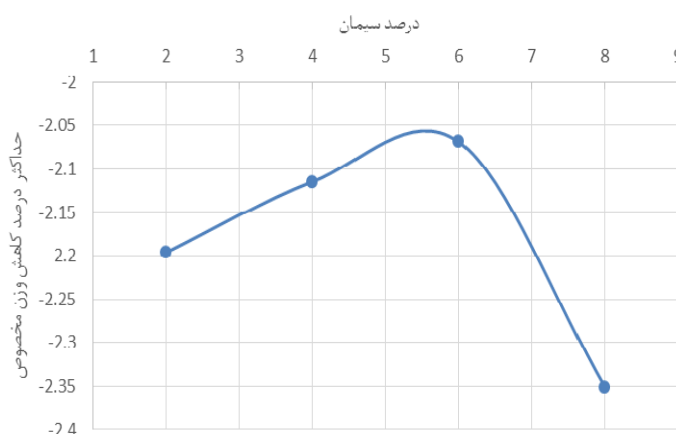
برای توجیه استفاده از ژئولیت به جای سیمان، تغییرات آن به صورت درصد در شکل (۵) نشان داده شده است. همان طوری که در شکل (۵) دیده می شود حداکثر کاهش ۲/۵ درصدی وزن مخصوص خشک حداکثر برای جایگزینی سیمان با ژئولیت دیده می شود که باتوجه به قیمت و مزایای زیست محیطی ژئولیت نسبت به سیمان لزوم استفاده از ژئولیت را نشان می دهد.

به طور خلاصه نتایج حداکثر تراکم برای طرح های اختلاط در شکل (۴) ارائه شده است.

با توجه به شکل (۴) با افزایش میزان جایگزینی ژئولیت به جای سیمان، وزن مخصوص خشک حداکثر نمونه ها کاهش می یابد که میزان این کاهش در طرح ۲٪ سیمان ۱/۲ درصد و در طرح ۸٪ سیمان ۲ درصد می باشد. این در حالی است که درصد رطوبت بهینه نمونه در کلیه اختلاط ها تقریباً ۱۴٪ بوده است.



شکل ۴ نتایج کلی تراکم با استفاده از درصدهای مختلف جایگزینی ژئولیت به جای سیمان



شکل ۵ حداکثر تغییرات تراکم بیشینه نمونه های مورد آزمایش

که در آنها فقط از سیمان استفاده شده است مشاهده می‌شود که با افزایش درصد سیمان تقریباً با ثابت بودن رطوبت بهینه در ۱۴٪، حداکثر تراکم خشک نمونه‌ها افزایش می‌یابد. دلیل این مطلب را می‌توان ریزتر بودن سیمان نسبت به ماسه و پرکردن فضای خالی بین ذرات ماسه دانست. از طرف دیگر بالاتر بودن وزن دانه‌های جامد سیمان (G_s) نسبت به ماسه نیز مزید بر علت است. این درحالی است که با افزایش درصد‌های مختلف جایگزینی زئولیت مقدار تراکم نمونه‌ها کاهش می‌یابد که دلیل آن می‌تواند پایین بودن وزن مخصوص دانه‌های زئولیت نسبت به سیمان و ماسه باشد. چرا که براساس نتایج آزمایش تعیین چگالی ویزه (G_s) انجام شده در این تحقیق، پارامتر (G_s) در زئولیت ۲/۲۲، ماسه ۲/۷۱ و سیمان ۳/۱۱ بوده است. این در حالی است که درصد رطوبت بهینه در تمامی طرح اختلاط‌ها تقریباً ثابت و برابر ۱۴٪ می‌باشد.

سیمان در مقایسه با زئولیت دارای مسائل زیست‌محیطی و مسائل دیگری از جمله زمان اختلاط باتوجه به گیرش سیمان و مشکل شدن عمل تراکم از کارایی کمتری برخوردار است. هم‌چنین درصد‌های کاهشی ناشی از استفاده از زئولیت به‌جای سیمان درمقابل اثرات زیست‌محیطی و ارزان بودن زئولیت نسبت به سیمان (حداقل نصف قیمت سیمان) قابل صرف نظر کردن است.

زئولیت علاوه بر کمک به کاهش مصرف سیمان و ذخیره کردن مقدار قابل توجهی انرژی در فرآیند تولید سیمان و مشارکت در توسعه پایدار، از طریق کاهش انتشار گازهای گلخانه‌ای خصوصاً CO_2 تأثیرگذار است؛ لذا برای تثبیت بسترهای ماسه‌ای و خاکریزهای ماسه‌ای استفاده از زئولیت به‌جای سیمان پیشنهاد می‌شود.

نتیجه‌گیری

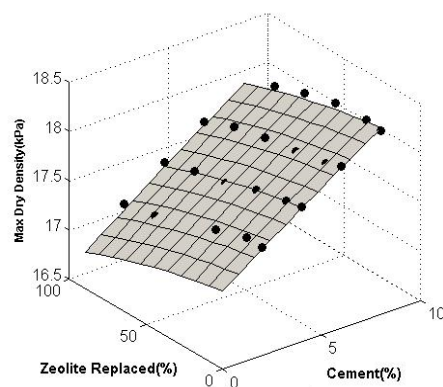
در این تحقیق زئولیت به‌عنوان یک ماده معدنی پوزلانی

باتوجه به مطالب بالا و استفاده از رگرسیون خطی و سری ولترا (رابطه ۱) فرمولی برای تعیین حداکثر وزن مخصوص خشک و مقادیر سیمان و درصد‌های جایگزینی زئولیت به‌جای سیمان به‌صورت رابطه (۲) ارائه شده است که با استفاده از آن و داشتن وزن مخصوص خشک مورد نیاز مهندسان و شرایط خاص هر پروژه درصد‌های سیمان و زئولیت قابل تعیین است. سری ولترا:

$$Y=a_1+a_2X_1+a_3X_2+a_4X_1^2+a_5X_2^2+a_6X_1X_2 \quad (1)$$

$$\gamma(kN/m^2)=17.3+0.144C-.003Z-.0009C^2-0.00002Z^2+0.00008CZ \quad (2)$$

که در آن C و Z به‌ترتیب درصد سیمان و جایگزینی زئولیت به‌جای سیمان می‌باشد. در نمایی دیگر می‌توان شکل (۶) را ارائه داد که کفایت مدل را اثبات می‌کند. ضمناً فرمول به‌دست آمده از دقت خیلی خوبی ($R^2=0.99$) برخوردار است.



شکل ۶ درون‌یابی حداکثر دانسیته با درصد سیمان و جایگزینی‌ها

بحث و تجزیه تحلیل نتایج

زئولیت در مقایسه با سیمان در محیط‌های خورنده پایداری بیشتری نسبت به سیمان دارد و سبب هیدراسیون آرام سیمان با حرارت‌زایی کمتر می‌شود. در بررسی نتایج آزمون تراکم بر روی نمونه‌هایی

- برای کاهش معضلات زیست‌محیطی سیمان در ماسه سیمانی معرفی شده است. در بررسی نتایج آزمون تراکم استاندارد بر روی نمونه‌های ژئولیتی سیمانی مشاهده می‌شود:
۱. حداکثر وزن مخصوص خشک با افزایش درصد سیمان افزایش می‌یابد.
 ۲. حداکثر وزن مخصوص خشک با افزایش درصد جایگزینی ژئولیت به جای سیمان کاهش می‌یابد.
 ۳. درصد رطوبت بهینه برای تمامی حالات در نظر گرفته شده تقریباً ۱۴ درصد است.
 ۴. کاهش حداکثر وزن مخصوص خشک ناشی از استفاده از ژئولیت به جای سیمان بین ۲ تا ۲/۵ درصد است.
- درصد است.
۵. مدل چندجمله‌ای ارائه شده در این مقاله تخمین مناسبی از حداکثر وزن مخصوص برای نمونه‌های ژئولیتی سیمانی و سیمانی را دارد.
 ۶. سیمان درمقایسه با ژئولیت دارای مسائل زیست‌محیطی و مسائل دیگری از جمله زمان اختلاط با توجه به گیرش سیمان و سخت شدن عمل تراکم از کارایی کمتری برخوردار است. همچنین درصدهای کاهشی حداکثر ۲/۵ درصد ناشی از استفاده از ژئولیت به جای سیمان و با توجه به کاهش معضلات زیست‌محیطی استفاده از ژئولیت به جای سیمان ضروری به نظر می‌رسد.

مراجع

1. Gunaratne, M., "The Foundation Engineering Handbook", Taylor & Francis Group, CRC PRESS, (2006).
2. Yilmaz, B., Ucar, A., Oteyaka, B., Uz, V., "Properties of zeolitic tuff (clinoptilolite) blended portland cement", *Building and Environment*, Vol 42, pp. 3808–3815, (2007).
۳. خلقی، م.ح، "ژئولیت‌ها در ایران"، سازمان زمین‌شناسی کشور، انتشارات دانشگاه تهران، ص ۱۱۲، (۱۳۶۹).
4. Mola-Abasi H, Shooshpasha I, "Influence of zeolite and cement additions on mechanical behavior of sandy soil" *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 8 pp. 746–752, (2016)
5. ACI Committee 230., "State-of-of-the-Art report on soil cement", ACI. 230.1R-90. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pp. 1-23, (1997).
6. Kaya, A., Durukan, S., "Utilization of Bentonite-Embedded Zeolite as Clay Liner", *Applied Clay Science*, Vol. (25), pp. 83–91, (2004).
7. White, W. G., and Gnanendran, C. T., "The Influence of Compaction Method and Density on the Strength and Modulus of Cementitiously Stabilized Pavement Material", *The International Journal of Pavement Engineering*, Vol. (6), No. (2), pp. 97-110, (2005).
8. Zabielska-Adamska, K., "Laboratory compaction of fly ash and fly ash with cement additions", *Journal of Hazardous Materials*, Vol. (151), pp. 481–489, (2008).
9. Al-Aghbari, M. Y., Mohamedzein, Y. E. A., Taha, R., "Stabilization of Desert Sands Using Cement and Cement Dust", *Proceeding of the Institution of Civil Engineers*, Ground Improvement Vol. (162), pp. 145-151, (2009).

10. Vogiatzis, D., Kantiranis, N., Filippidis, A., Tzamos, E., and Sikalidis, C., "Hellenic Natural Zeolite as a Replacement of Sand in Mortar: Mineralogy Monitoring and Evaluation of Its Influence on Mechanical Properties", *Geosciences*, Vol, 2, pp. 298-307, (2012).
11. Hong S., "Geotechnical laboratory characterization of sand zeolite mixtures", Master Thesis, Maysia University, (2015).
12. Yilmaz, E., Belem, T., & Benzaazoua, M., "Specimen size effect on strength behavior of cemented paste backfills subjected to different placement conditions", *Engineering Geology*, Vol. 185, pp. 52-62. (2015).
13. Annual Book of ASTM Standards, "Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, (2012) .
14. Annual Book of ASTM Standards., "Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken,(2012).
15. Annual Book of ASTM Standards., "Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken,(2012).
16. Annual Book of ASTM Standards., "Standard Test for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer", American Society for Testing and Materials, West Conshohock,(2012).
۱۷. نورزاد، رضا، "مشخصات رفتاری ماسه مسلح با ژئوتکستایل"، پایان نامه دکتری، دانشگاه صنعتی شریف، (۱۳۷۹).
18. Annual Book of ASTM Standards., "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil", American Society for Testing and Materials, West Conshohocke, (2012).

کاربرد مدل‌های SVR و GRNN در تخمین حداکثر عمق فرسایش در شرایط بستر متحرک در تلاقی رودخانه‌ها*

بهنام بلوچی^(۱) محمد رضا نیکو^(۲) محمود شفاعی بجنستان^(۳) مریم دهقانی^(۴)

چکیده تلاقی رودخانه‌ها یکی از پیچیده‌ترین مکان‌ها در سیستم رودخانه‌ها می‌باشد که در نتیجه آن، پیش‌بینی حداکثر عمق آب‌شستگی (D_s) با استفاده از مدل‌های هوشمند که قادر به لحاظ این پیچیدگی‌ها می‌باشند امری مهم و ضروری می‌باشد. بنابراین در تحقیق حاضر، عملکرد دو مدل هوش مصنوعی به نام‌های SVR (با لحاظ روش‌های اعتبارسنجی مختلف، شامل K -Fold, train-test و leave-one-out) و GRNN مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل نشان دادند که اگرچه تمام مدل‌ها در پیش‌بینی D_s دقت تقریباً خوبی دارند؛ اما مدل SVR با روش اعتبارسنجی train-test دقت بالاتری را نشان می‌دهد (به ترتیب با R^2 , MAE, MARE, RMSE و NSE برابر با ۹۵/۶۶، ۰/۰۱۲۴، ۴/۲۶، ۰/۰۱۶۸ و ۰/۹۹۳)، و بعد از آن به ترتیب مدل‌های SVR leave-one-out، SVR K-Fold (در $K=9$) و مدل GRNN را می‌توان به عنوان دقیق‌ترین مدل‌ها در این تحقیق پیشنهاد نمود.

واژه‌های کلیدی تلاقی رودخانه‌ها، شرایط بستر متحرک، مدل SVR، روش‌های اعتبارسنجی، مدل GRNN.

Application of SVR and GRNN Models in Estimating Maximum Scour Depth at River Confluences under Live-Bed Condition

B. Balouchi M. R. Nikoo M. Shafai Bajestan M. Dehghani

Abstract River confluences are one of the most complex places in river systems, that it is important to predict the maximum scour depth (D_s) at this place using intelligent systems that consider this complexity. Therefore, in this study, the performance of two artificial intelligence models, namely, SVR (considering different validation techniques including train-test, K-Fold and leave-one-out) and GRNN was evaluated. Results showed that, although all models show approximately good accuracy in predicting the D_s ; but, SVR with train-test validation method shows more accuracy (with R^2 , MAE, MARE, RMSE and NSE of 95.66, 0.0124, 4.26, 0.0168 and 0.993, respectively), and after that SVR K-Fold (at $K=9$), SVR leave-one-out; and GRNN are the accurate models in this study, respectively.

Key Words River Confluences, Live-Bed Condition, SVR, Validation Methods, GRNN.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۱/۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۸/۲۶ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری عمران - آب، دانشکده مهندسی، دانشگاه شیراز.

(۲) نویسنده مسئول: استادیار، بخش مهندسی عمران و محیط زیست، دانشکده مهندسی، دانشگاه شیراز. Email: nikoo@shirazu.ac.ir

(۳) استاد، بخش سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی آب، دانشگاه شهید چمران، اهواز.

(۴) استادیار، بخش مهندسی عمران و محیط زیست، دانشکده مهندسی، دانشگاه شیراز.

مقدمه

رودخانه‌ها مهم‌ترین منبع زندگی بشر می‌باشند. از این‌رو بررسی و شناخت عوامل تغییردهنده شکل و مورفولوژی رودخانه‌ها بسیار حایز اهمیت است. تلاقی رودخانه‌ها به دلیل شکل‌گیری جریان سه‌بعدی دارای الگوی جریان و رسوب بسیار پیچیده می‌باشد. این پیچیدگی تحت تأثیر متغیرهای هیدرولیکی و هندسی تلاقی رودخانه می‌باشد. از این‌رو در سال‌های اخیر بررسی و شناخت این متغیرها بسیار مورد توجه محققان قرار گرفته است. به منظور شناخت تأثیر متغیرهای مؤثر بر پیچیدگی الگوی رسوب و جریان در تلاقی رودخانه‌ها، تاکنون تحقیقات مختلفی انجام شده است. تحقیق پیرامون هیدرولیک جریان در تلاقی رودخانه‌ها، حدود هفت دهه پیش توسط تیلور (۱۹۴۴) انجام شد [1]. ایشان به بررسی تغییرات سطح آب در یک تلاقی رودخانه با دو زاویه ۴۵ و ۱۳۵ درجه پرداخت. از جمله مطالعات آزمایشگاهی انجام‌شده بر روی خصوصیات جریان و بدون حضور رسوب می‌توان به مطالعات وبر و گرتید (۱۹۶۶) [2]، مودی و همکاران (۱۹۸۱) [3]، بست و راید (۱۹۸۴) [4]، بست (۱۹۸۷) [5]، رامامورتی و همکاران (۱۹۸۸) [6]، هاگر (۱۹۸۹) [7]، گورام و همکاران (۱۹۹۷) [8]، سو و همکاران (a و b، ۱۹۹۸) [9,10]، وبر و همکاران (۲۰۰۱) [11] و برقی و همکاران (۱۳۸۱) [۱۲]، لیویمووا و همکاران (۲۰۱۴) [13] و کوئلهو (۲۰۱۵) [14] اشاره نمود. مطالعات ویراکون (۱۹۹۱) [15]، بردبروک و همکاران (۲۰۰۱) [16]، هوانگ و همکاران (۲۰۰۲) [17]، شکیانیا و همکاران (۲۰۱۰) [18]، گشتینه و همکاران (۲۰۱۲) [19]، بارانیا و همکاران (۲۰۱۳) [20]، و شریفی‌پور و همکاران (۲۰۱۵) [21] به کارایی مدل‌های ریاضی سه‌بعدی برای شبیه‌سازی جریان در محل تلاقی کانال‌های صلب و بدون حضور رسوب می‌پرداختند. از جمله تحقیقاتی که در زمینه الگوی رسوب و فرسایش در محل تلاقی رودخانه‌ها انجام شده است، می‌توان به تحقیقات موسلی (۱۹۷۶) [22] اشاره نمود. ایشان با

آزمایش بر روی یک فلوم بسیار کوچک آزمایشگاهی به شکل Y به بررسی عوامل مؤثر بر حداکثر عمق فرسایش در محل تلاقی پرداخت. نام‌برده نشان داد بیشترین عمق آبستگي زمانی اتفاق می‌افتد که دبی کانال‌های بالادست تلاقی یکسان باشد. بست (۱۹۸۸) به بررسی انتقال رسوب و رابطه آن با مورفولوژی بستر در محل تلاقی رودخانه‌ها با استفاده از نتایج فلوم آزمایشگاهی و اندازه‌گیری صحرایی پرداخت [23]. ایشان به این نتیجه رسید که با افزایش زاویه اتصال تلاقی حداکثر عمق آبستگي افزایش می‌یابد. به منظور بررسی تغییر اندازه کانال در محل اتصال رودخانه‌ها با بستر درشت‌دانه، روی و روی (۱۹۸۸) اندازه‌گیری‌هایی بر روی ۳۰ محل اتصال در یک حوضه آبریز انجام دادند [24]. داده‌های اندازه‌گیری شده توسط آنها همراه با داده‌های جمع‌آوری‌شده از تحقیقات قبلی نشان داد که ظرفیت کلی کانال (سطح مقطع عبور جریان) در پایین‌دست بیشتر اتصال‌ها کاهش می‌یابد که دلیل آن را ناشی از افزایش سرعت جریان در محل اتصال دانستند. برقی و نظری (۱۳۸۲) به منظور بررسی الگوی رسوب و فرسایش در تقاطع کانال‌ها و اثر متغیرهایی چون قطر متوسط مصالح بستر، نسبت عرض کانال فرعی به اصلی و نسبت دبی کانال فرعی به دبی کل بر این الگو، آزمایش‌هایی را روی یک اتصال ۹۰ درجه انجام دادند [۲۵].

نتایج آزمایش‌ها نشان داد که حداکثر عمق آبستگي در ابتدای ناحیه جداشدگی جریان اتفاق می‌افتد و حداکثر عمق آبستگي با کاهش قطر متوسط مصالح بستر، کاهش نسبت دبی کانال اصلی به دبی کل و همچنین کاهش عرض شاخه فرعی افزایش می‌یابد. از جمله محققان دیگری که به بررسی الگوهای فرسایش و رسوب‌گذاری در محل تلاقی رودخانه‌ها با استفاده از مدل فیزیکی پرداختند، قبادیان و شفاعی بجستان (۲۰۰۷) [26] می‌باشند. ایشان با انجام آزمایش‌های مختلف، تأثیر عواملی چون نسبت دبی کانال فرعی به دبی کل، نسبت پهنای کانال فرعی به

کانال اصلی، زاویه اتصال و عدد فرود ذره در پایین دست اتصال بر روی فرسایش و رسوب گذاری را مورد بررسی قرار دادند. نتایج آزمایش ها نشان داد که افزایش نسبت دبی، کاهش نسبت پهنا و افزایش زاویه اتصال باعث افزایش حداکثر عمق فرسایش بستر و ارتفاع نهایی تپه رسوب گذاری می شود. در حالی که افزایش عدد فرود ذره در پایاب باعث افزایش حداکثر عمق فرسایش بستر و کاهش ارتفاع تپه رسوب گذاری می شود. شفاعی بجستان و همتی (۲۰۰۸) به منظور تأثیر پارامترهایی چون نسبت اختلاف رقوم بستر دو کانال به عرض کانال اصلی، نسبت عرض کانال فرعی به کانال اصلی، نسبت دبی کانال فرعی به دبی کل در تلاقی رودخانه ها آزمایش هایی را انجام دادند [27]. نتایج ایشان نشان داد که با افزایش اختلاف رقوم بستر دو کانال در نسبت دبی های بیشتر از $0/74$ حداکثر عمق فرسایش و تپه رسوب گذاری افزایش و هم چنین با افزایش نسبت دبی حداکثر عمق فرسایش و تپه رسوب گذاری افزایش می یابد. برقی و جباری (۲۰۱۰) به منظور بررسی فرسایش موضعی در تقاطع کانال ها و تأثیر متغیرهایی چون زاویه تلاقی، نسبت عرض کانال فرعی به اصلی، نسبت دبی کانال فرعی به دبی کل و نسبت سرعت متوسط پایین دست تلاقی به سرعت آستانه پایین دست آزمایش هایی را انجام دادند [28]. نتایج آزمایش ها نشان داد که موقعیت حداکثر عمق فرسایشی با گذشت زمان به سمت دیواره بیرونی کانال و بالادست کانال اصلی پیش روی می کند. هم چنین، با کاهش عرض شاخه فرعی، افزایش نسبت دبی و افزایش زاویه تلاقی عمق چاله فرسایشی افزایش می یابد. محمدی (۱۳۹۰) به بررسی تأثیر شعاع گردشگری لبه پایین دست اتصال بر حداکثر عمق آبستگي در تلاقی رودخانه ها پرداخت [29]. ایشان با انتخاب سه شعاع گردشگری متفاوت (R) به این نتیجه دست یافت که با افزایش شعاع گردشگری لبه پایین دست اتصال حداکثر عمق آبستگي و ارتفاع تپه

رسوب گذاری به طور قابل ملاحظه ای کاهش می یابد. به طوری که برای مثال در عدد فرود ذره $2/76$ و نسبت دبی $0/2$ مقدار عمق آبستگي در مقایسه با اتصال لبه تیز برای نسبت های شعاع $0/28$ ، $0/5$ و 1 به ترتیب به مقدار 40 ، 68 و 100 درصد کاهش داشته است. هم چنین ارتفاع تپه رسوب گذاری برای نسبت های شعاع فوق به ترتیب 23 ، 66 و 100 درصد کاهش داشته است. هم چنین بلوچی (۱۳۹۱) به بررسی تأثیر آورد رسوب در شاخه اصلی بر حداکثر عمق آبستگي در تلاقی رودخانه ها پرداختند [30]. نتایج این تحقیق نشان داد که در حالت بستر متحرک (حالتی که بار بستر حرکت می کند و آورد رسوب ایجاد می شود)، حداکثر عمق آبستگي بعد از گذشت مدت زمانی به طور متناوب، کاهش و افزایش می یابد. با پر و خالی شدن متناوب چاله فرسایشی به وسیله آورد رسوب بالادست، حداکثر عمق فرسایش نهایی نسبت به شرایط بستر غیرمتحرک (بدون بار زنده یا آورد رسوب) کاهش می یابد. به طور کلی، با افزایش نسبت دبی رسوب به دبی شاخه اصلی، کاهش نسبت دبی شاخه فرعی به دبی کل و کاهش عدد فرود ذره پایاب، نسبت حداکثر عمق آبستگي به عرض کانال پایین دست تلاقی (D_s / B_3) کاهش می یابد. در شرایط حداکثر آورد رسوب شاخه اصلی تلاقی رودخانه ها، مقدار حداکثر عمق آبستگي نسبت به حالت حداقل آورد رسوب (بدون تزریق رسوب)، 35 درصد کاهش می یابد. هم چنین ایشان نشان داد که توپوگرافی بستر ایجاد شده در شرایط بستر متحرک، در مقایسه با شرایط بدون آورد رسوب کاملاً متفاوت می باشد و تپه رسوبی نیز تشکیل نمی شود.

امروزه به دلیل کارایی بالای مدل های هوش مصنوعی نظیر مدل های ماشین بردار پشتیبان (SVM) و شبکه های عصبی مصنوعی برای پیش بینی مسائل غیرخطی و پیچیده، محققان بسیاری استفاده از این سیستم های هوشمند را مد نظر قرار داده اند. از جمله تحقیقات مرتبطی که در زمینه استفاده از مدل های

کانال اصلی، زاویه اتصال و عدد فرود ذره در پایین دست اتصال بر روی فرسایش و رسوب گذاری را مورد بررسی قرار دادند. نتایج آزمایش ها نشان داد که افزایش نسبت دبی، کاهش نسبت پهنا و افزایش زاویه اتصال باعث افزایش حداکثر عمق فرسایش بستر و ارتفاع نهایی تپه رسوب گذاری می شود. در حالی که افزایش عدد فرود ذره در پایاب باعث افزایش حداکثر عمق فرسایش بستر و کاهش ارتفاع تپه رسوب گذاری می شود. شفاعی بجستان و همتی (۲۰۰۸) به منظور تأثیر پارامترهایی چون نسبت اختلاف رقوم بستر دو کانال به عرض کانال اصلی، نسبت عرض کانال فرعی به کانال اصلی، نسبت دبی کانال فرعی به دبی کل در تلاقی رودخانه ها آزمایش هایی را انجام دادند [27]. نتایج ایشان نشان داد که با افزایش اختلاف رقوم بستر دو کانال در نسبت دبی های بیشتر از $0/74$ حداکثر عمق فرسایش و تپه رسوب گذاری افزایش و هم چنین با افزایش نسبت دبی حداکثر عمق فرسایش و تپه رسوب گذاری افزایش می یابد. برقی و جباری (۲۰۱۰) به منظور بررسی فرسایش موضعی در تقاطع کانال ها و تأثیر متغیرهایی چون زاویه تلاقی، نسبت عرض کانال فرعی به اصلی، نسبت دبی کانال فرعی به دبی کل و نسبت سرعت متوسط پایین دست تلاقی به سرعت آستانه پایین دست آزمایش هایی را انجام دادند [28]. نتایج آزمایش ها نشان داد که موقعیت حداکثر عمق فرسایشی با گذشت زمان به سمت دیواره بیرونی کانال و بالادست کانال اصلی پیش روی می کند. هم چنین، با کاهش عرض شاخه فرعی، افزایش نسبت دبی و افزایش زاویه تلاقی عمق چاله فرسایشی افزایش می یابد. محمدی (۱۳۹۰) به بررسی تأثیر شعاع گردشگری لبه پایین دست اتصال بر حداکثر عمق آبستگي در تلاقی رودخانه ها پرداخت [29]. ایشان با انتخاب سه شعاع گردشگری متفاوت (R) به این نتیجه دست یافت که با افزایش شعاع گردشگری لبه پایین دست اتصال حداکثر عمق آبستگي و ارتفاع تپه

آبشستگی با استفاده از مدل ماشین‌های بردار پشتیبان پرداخته خواهد شد. هم‌چنین، در این تحقیق سعی شده است تا یک نوع شبکه عصبی که بسیار کم مورد توجه محققان قرار گرفته، به نام روش شبکه عصبی رگرسیونی تعمیم داده‌شده یا GRNN (Generalized Regression Neural Network) نیز تدوین گردد و عملکرد مدل ماشین بردار پشتیبان با آن قیاس گردد.

مواد و روش‌ها

در این تحقیق، از نتایج مطالعات آزمایشگاهی بلوچی (۱۳۹۱) [۳۰] به منظور آموزش و صحت‌سنجی مدل‌های هوش مصنوعی استفاده شده است. در شکل (۱) شماتیک تجهیزات مورد استفاده در این تحقیق نشان داده شده است. آب موجود در مخزن ذخیره آب به وسیله پمپی به مخزن تنظیم هد آب فرستاده می‌شود و سپس حجم آب مورد نیاز به وسیله شیرهای یک‌طرفه‌ای به سمت مخزن کانال اصلی و فرعی فرستاده می‌شود. پس از این‌که تلاطم آب در مخزن‌های اصلی و فرعی به وسیله صفحاتی مشبک گرفته شد، آب به آرامی وارد کانال‌های اصلی (با دبی Q_1) و کانال فرعی (با دبی Q_2) می‌گردد. طول کانال اصلی و فرعی به ترتیب نه و سه متر می‌باشد. پهنای کانال اصلی و فرعی ۲۶ سانتی‌متر در نظر گرفته شد. دبی کل ورودی به سیستم با استفاده از یک دستگاه دبی‌سنج با دقت ۰/۰۱ لیتر در ثانیه اندازه‌گیری شد. علاوه بر این، سرریز مثلی نصب‌شده در ابتدای کانال اصلی، وظیفه اندازه‌گیری دبی ورودی به کانال را برعهده دارد. یک دریچه کشویی در انتهای کانال اصلی نصب شد که با باز یا بسته نمودن آن می‌توان عمق پایاب را تنظیم نمود. در انتهای کانال اصلی نیز آب به وسیله لوله‌ای به مخزن ذخیره آب برمی‌گردد.

هوشمند انجام شده است می‌توان به کمکار و دئو (۲۰۰۳) اشاره نمود که با استفاده از مدل‌های شبکه عصبی به پیش‌بینی حداکثر عمق فرسایش در اطراف شمع‌ها پرداخت [31]. باطنی و همکاران (۲۰۰۷) کارایی سیستم استنتاج فازی (ANFIS) و شبکه عصبی را در پیش‌بینی عمق فرسایش در پایه پل‌ها بررسی نمودند [32]. هم‌چنین عظمت الهی (۲۰۰۸) [33] تقریباً در تحقیقی مشابه با باطنی و همکاران (۲۰۰۷) به منظور پیش‌بینی عمق فرسایش در پایین‌دست سرریز اوجی پرداختند. عابدین (۲۰۱۰) [34]، ایسماعیل و همکاران (۲۰۱۳) [35] و چنگ و همکاران (۲۰۱۴) [36] در بررسی‌هایی جداگانه و متفاوت به پیش‌بینی الگوی رسوب و عمق آبشستگی اطراف پایه‌های پل پرداختند.

در زمینه کاربرد مدل‌های بردار پشتیبان نیز هونگ و همکاران (۲۰۱۲) [37] و جهانگیرزاده و همکاران (۲۰۱۴) [38]، به ترتیب به بررسی کارایی مدل ماشین پشتیبان بردار در تعیین ابعاد طوقه و عمق آبشستگی اطراف پایه پل پرداختند. هم‌چنین پال و همکاران (۲۰۱۱) [39]، و غضنفری هاشمی و اعتماد شهیدی (۱۳۹۱) در تحقیقات مختلفی به پیش‌بینی عمق آبشستگی اطراف پایه پل با استفاده از مدل ماشین بردار پشتیبان پرداختند [۴۰]. هوشیاری‌پور (۱۳۹۲) با استفاده از تکنیک ماشین بردار پشتیبان به پیش‌بینی ابعاد چاله فرسایشی در پایین‌دست یک پرتاب‌کننده جامی شکل پرداخت [۴۱].

مرور پیشینه مطالعات نشان‌دهنده این است که تاکنون بررسی کارایی مدل ماشین‌های بردار پشتیبان و شبکه‌های عصبی مصنوعی در تخمین حداکثر عمق آبشستگی در تلاقی رودخانه‌ها در شرایط بستر متحرک انجام نشده است. از طرفی باتوجه به بررسی منابع موجود این مدل‌ها نشان داده‌اند که کارایی خوبی در تخمین پارامترهای مهندسی رودخانه دارند. بنابراین در تحقیق حاضر به بررسی کارایی تخمین حداکثر عمق

The diagram illustrates a water supply system for a building. It features a main vertical supply line labeled Q_1 with an upward arrow. A horizontal bypass line labeled Q_2 branches off from the main line, passes through a rectangular box labeled 'مخزن ذخیره آب' (Storage Tank), and then rejoins the main line. A pump labeled 'پمپ' is connected to the bypass line. The pump is linked to a circular tank labeled 'مخزن تنظیم هد' (Control Tank). The control tank is connected to the main supply line via a valve labeled Q_3 with an upward arrow. A label 'دریچه کشویی' (Slide Valve) points to the Q_3 valve. The main supply line continues upwards, ending in a circular outlet.

$$\frac{D_s}{B_3} = f\left(\frac{Q_2}{Q_3}, \frac{Q_b}{Q_3}, F_g\right) \quad (2)$$

سپس به منظور پیدا کردن پارامترهای بی بعد مهم در این تحقیق، آنالیز ابعادی پارامترهای مؤثر در تلاقی رودخانه‌ها به روش π -باکینگهام انجام گردید. این پارامترها عبارتند از: Q_1 دبی کانال اصلی در بالادست تلاقی، Q_2 دبی کانال فرعی و Q_3 دبی کانال اصلی در پایین دست تلاقی، Y_3 عمق پایاب، g شتاب ثقل، μ ویسکوزیته دینامیکی سیال، ρ جرم حجمی آب، σ نیروی کشش سطحی، B_1 پهنای کانال اصلی در بالادست، B_2 پهنای کانال فرعی، B_3 پهنای کانال اصلی در پایین دست تلاقی، θ زاویه اتصال، S_0 شیب کف کانال در محل تلاقی و Z اختلاف رقوم بستر دو کانال، R شعاع اتصال لبه پایین دست، Q_b آورد رسوب، d_{50} اندازه متوسط ذرات رسوبی، ρ_s جرم مخصوص ذرات رسوب، σ انحراف معیار هندسی ذرات و φ زاویه ایستایی ذرات رسوب می‌باشد (بلوچی، ۱۳۹۱ [24]). با تجزیه تحلیل و آنالیز ابعادی پارامترهای مؤثر در تلاقی رودخانه‌ها، روابط کلی شامل پارامترهای بدون بعد استخراج شد. رابطه (۱) این پارامترهای بی بعد را نشان می‌دهد:

سال بیست و نهم، شماره یک، ۱۳۹۶

جدول ۱ تحلیل آماری پارامترهای بی‌بعد استفاده‌شده در تحقیق

پارامتر	شاخص‌های آماری			
	حداقل	حداکثر	میانگین	انحراف از معیار
نسبت دبی (Q_r)	۰/۱	۰/۳	۰/۱۹۵	۰/۰۸
نسبت آورد رسوب (Q_b / Q_3)	۰	۰/۷	۰/۱۸	۱/۰۷
عدد فرود ذره (F_g)	۵/۰۴	۸/۲۲	۶/۷۲	۰/۱۲
نسبت حداکثر عمق آبستگي ($\frac{D_s}{B_3}$)	۰/۱۹۶	۰/۴۸۵	۰/۳۱۳	۰/۰۸

به‌همراه وزن‌ها، بهینه‌سازی می‌شود. علاوه بر آن SVMs می‌توانند خروجی‌های احتمالاتی نیز داشته باشند. ماشین‌های بردار پشتیبان، یک شیوه نسبتاً جدید و قدرتمند برای خوشه‌بندی (کلاس‌بندی) و تشخیص الگو می‌باشند (نیکو و کراچیان، ۱۳۸۹ [۴۲]).

در ساده‌ترین حالت ممکن کلاس‌بندی، ماشین‌های بردار پشتیبان یک ابرصفحه جداساز خطی با حداکثر حاشیه (Maximum Margin) را جستجو می‌کند. در مواردی که کلاس‌های داده‌شده اطلاعات، در فضای ورودی اولیه به شکل خطی جداپذیر نیستند، در ابتدا ماشین‌های بردار پشتیبان فضای ورودی اولیه را به فضای مشخص با ابعاد بالاتر تبدیل می‌کنند. این تبدیل می‌تواند توسط توابع تصویرکننده (توابع کرنل) مختلف غیرخطی مانند توابع RBF (Radial Basis Function) انجام شود. پس از مرحله تبدیل غیرخطی، ماشین‌های بردار پشتیبان در این فضای مشخص جدید یک ابرصفحه جداساز خطی بهینه (با حداکثر حاشیه) را جستجو می‌کنند. ماشین‌های بردار پشتیبان رگرسیونی (SVR) زیرمجموعه‌ای از ماشین‌های بردار پشتیبان (SVM) هستند که در آنها مسئله اولیه زیر حل می‌شود:

$$\text{Min } \frac{1}{2} w^T w + C \sum_{i=1}^l \xi_i \quad (3)$$

با توجه به محدودیت:

$$\xi_i \geq 0, i = 1, \dots, l$$

$$y_i (w^T \phi(x_i) + b) \geq 1 - \xi_i \quad (4)$$

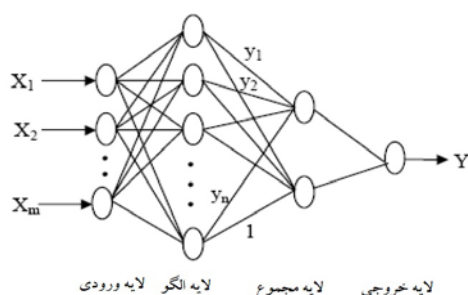
در تحقیق حاضر با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی تحقیق بلوچی (۱۳۹۱) [۳۰] مدل‌های ماشین‌های بردار پشتیبان و شبکه عصبی رگرسیونی تعمیم داده‌شده (GRNN) برای پیش‌بینی حداکثر عمق آبستگي در تلاقی رودخانه‌ها در شرایط بستر متحرک مورد ارزیابی قرار گرفتند. لازم به ذکر است که در تحقیق حاضر نسبت $\frac{Q_2}{Q_3}$ نسبت دبی (Q_r)، نسبت $\frac{Q_b}{Q_3}$ نسبت آورد رسوب و نسبت $\frac{D_s}{B_3}$ نسبت حداکثر عمق آبستگي نامیده شده‌اند.

مدل‌های هوشمند

مدل ماشین بردار پشتیبان رگرسیونی (SVR)

برخلاف روش‌های نظیر شبکه‌های عصبی مصنوعی که در جهت حداقل کردن خطا بر روی مجموعه داده‌های آموزش (حداقل‌سازی خطای تجربی) طراحی شده‌اند، ماشین‌های بردار پشتیبان مبتنی بر حداقل کردن خطای ساختاری هستند. به عبارت ساده‌تر ساختار سیستم مانند شبکه‌های عصبی از ابتدا مشخص نمی‌باشد و در طول فرآیند آموزش علاوه بر حداقل‌سازی خطای تجربی، خطای ساختاری نیز حداقل می‌شود و بهینه‌ترین ساختار سیستم نیز تعیین می‌گردد. این ماشین‌ها دارای قدرت بالاتری نسبت به بقیه روش‌های یادگیری برای داده‌های غیرآموزشی (داده‌های آزمایش) می‌باشند. در مدل‌های کلاسیک مانند شبکه‌های عصبی مصنوعی، ساختار شبکه قبل از آموزش مشخص است و عملاً بهینه نمی‌شود ولی در مدل‌های SVM ساختار شبکه نیز

دارند. لایه الگو دارای n بعد است و محاسبات مربوط به تابع انتقال گوسین را انجام می دهد. لایه مجموع، مجموع n بعد لایه الگو می باشد و در نهایت نیز لایه خروجی، که خروجی مدل را می دهد (لی و همکاران، ۲۰۰۶ [44]).



شکل ۲ ساختار مدل GRNN

خروجی مدل شبکه عصبی رگرسیونی تعمیم یافته (y) از رابطه زیر به دست می آید (لی و همکاران، ۲۰۰۶ [44]):

$$y(x) = \frac{\sum_{i=1}^n y_i \exp(-D_i^2 / 2\sigma^2)}{\sum_{i=1}^n \exp(-D_i^2 / 2\sigma^2)} \quad (8)$$

$$D_i^2 = (x - x_i)^T (x - x_i) \quad (9)$$

در این روابط D_i یک تابع اسکالر می باشد که در رابطه (۹) تعریف شده است، σ پارامتر پخش (spread)، x ورودی متناظر با y ، x_i ورودی متناظر با y_i می باشد.

آموزش و صحت سنجی مدل ها

در این تحقیق، ابتدا با استفاده از ۷۰ درصد از داده های آزمایشگاهی موجود (۳۸ آزمایش)، مدل های شبکه عصبی رگرسیونی تعمیم یافته (GRNN) و ماشین بردار پشتیبان رگرسیونی (SVR) آموزش داده شدند. سپس، با استفاده از ۳۰ درصد دیگر داده ها، صحت سنجی مدل ها انجام گردید.

به دلیل وجود شرایط پیچیده در بخش آزمایشگاه و در اختیار داشتن تعداد داده های آزمایشگاهی محدود؛

که مسئله دوگان آن برابر است با:

$$\text{Min } \frac{1}{2} \alpha^T Q \alpha - e^T \alpha \quad (5)$$

$$0 \leq \alpha_i \leq C, \quad i = 1, \dots, l, \quad (6)$$

با توجه به محدودیت:

$$y^T \alpha = 0 \quad (7)$$

که در آن e برداری (ماتریسی) است که همه درایه های آن برابر ۱ هستند. $w \in \mathbb{R}^n$ بوده و ξ_i و α_i به ترتیب متغیرهای غیرمنفی کمبود (Variables Slack) و ضریب لاگرانژ می باشند. C حد بالای α_i و $C > 0$ می باشد. Q یک ماتریس یک در یک مثبت نیمه معین می باشد، به طوری که $Q_{ij} \equiv y_i y_j K(x_i, x_j)$ و $K(x_i, x_j) \equiv \phi(x_i)^T \phi(x_j)$ تابع کرنل می باشد. در اینجا بردارهای آموزشی x_i ، توسط تابع ϕ به یک فضای داده با ابعاد بیشتر تصویر می شوند (نیکو و کراچیان، ۱۳۸۹ [۴۲]). در این روش مقادیر بهینه پارامترهای C ، ξ_i با سعی و خطا به منظور نیل به بهترین نتایج تعیین می گردند.

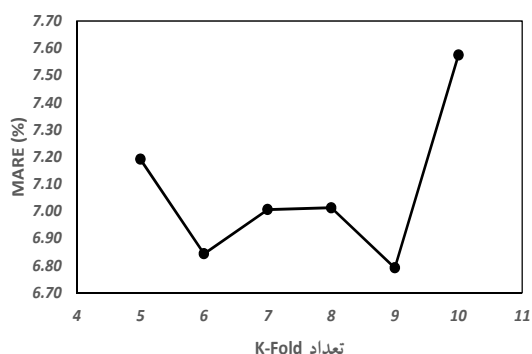
مدل شبکه عصبی رگرسیون تعمیم یافته (GRNN)

شبکه عصبی رگرسیونی تعمیم یافته (GRNN)، یک نوع از شبکه عصبی می باشد که به وسیله دونالد اسپچ در سال ۱۹۹۱ مطرح شده است [43]. این نوع از شبکه های عصبی از سری شبکه های پیش رو با ناظر در آموزش هستند. این شبکه ها معمولاً برای تقریب توابع به کار می روند، و حساسیت کمتری نسبت به مسائل با ورودی های غیرایستا دارند که به دلیل رفتار پایه شعاعی یکان پنهان آن است. این شبکه ها نیازی به آموزش مکرر ندارند. الگوریتم GRNN براساس نظریه رگرسیون غیرخطی بنا شده است. به جز روند آموزشی لایه دوم، بقیه نکات آن هم چون روش RBF است. ساختار شبکه GRNN در شکل (۲) نشان داده شده است. به صورت خلاصه، این مدل دارای ۴ لایه می باشد: لایه ورودی، لایه الگو، لایه مجموع و لایه خروجی. لایه ورودی شامل بردارهای ورودی می باشد، که m بعد

out، و هم‌چنین مدل GRNN نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۴) نشان داده شده است، به‌طور کلی تمام مدل‌ها دقت تقریباً خوبی را نشان می‌دهند، اما باتوجه به مقادیر R^2 برای مدل SVR (۰/۹۵۶۶) درمقایسه با سایر مدل‌ها به‌نظر می‌رسد که این مدل بهترین کارایی را از خود نشان می‌دهد. در ادامه با استفاده از شاخص‌های آماری، آزمون دقت‌سنجی مدل‌ها به‌طور کامل ارائه می‌شوند.

شکل (۵) مقایسه نتایج حاصل از مدل‌های هوشمند تحقیق حاضر را با نتایج داده‌های مشاهداتی در مقابل تعداد کل داده‌ها نشان می‌دهد. باتوجه به این شکل نیز کاملاً مشخص است که مدل SVR عادی در قیاس با سایر مدل‌ها، هم‌خوانی خوبی با داده‌های مشاهداتی نشان می‌دهد.

در شکل (۵) به‌منظور قیاس هرچه بهتر دو گام آموزش و تست در دو مدل SVR و GRNN، داده‌های گام آموزش و تست نیز مشخص شده‌اند. هرچند بحث کم و بیش شبیه‌سازی (بیش برآزش) در خود مدل‌ها کنترل می‌شود، اما باتوجه به شکل (۵) و مقایسه نتایج دو مدل SVR و GRNN با داده‌های مشاهداتی، مشخص هست که بیش شبیه‌سازی و کم شبیه‌سازی در مدل‌ها نیز صورت نگرفته است. در ادامه به‌صورت کمی، آنالیز دقت‌سنجی برای تمام مدل‌ها و هم‌چنین گام آموزش و تست نشان داده خواهد شد.



شکل ۳ مقایسه نتایج مدل SVR با روش اعتبارسنجی K-Fold، برای K های مختلف

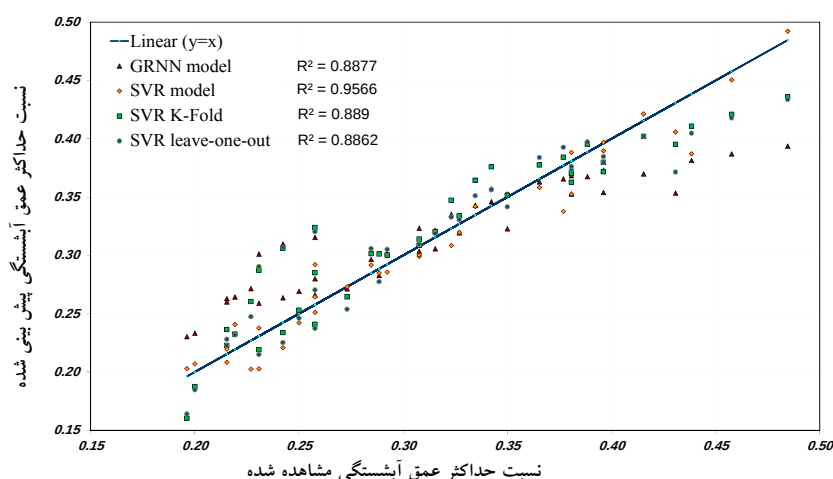
علاوه بر روش ذکرشده فوق برای مدل SVR، از روش اعتبارسنجی ضربدری K-Fold cross (K-Fold validation) و روش leave-one-out نیز استفاده شده است. در روش K-Fold داده‌ها به K زیرمجموعه افزایش می‌شوند. از این K زیرمجموعه، هر بار یکی برای اعتبارسنجی و K-1 تای دیگر برای آموزش به‌کار می‌روند. این روال K بار تکرار می‌شود و همه داده‌ها دقیقاً یک‌بار برای آموزش و یک‌بار برای اعتبارسنجی به‌کار می‌روند. درنهایت، میانگین نتیجه این K بار اعتبارسنجی به‌عنوان یک تخمین نهایی برگزیده می‌شود. در روش leave-one-out، در هر مرحله یکی از داده‌ها برای اعتبارسنجی بیرون گذاشته می‌شود و بقیه داده‌ها برای آموزش استفاده می‌شوند. این روش درواقع همان روش K-Fold است که در آن K برابر تعداد داده‌ها درنظر گرفته شده است [45].

لازم به ذکر است که در تمام روش‌ها، پارامترهای بی‌بعد عدد فرود ذره (F_p)، نسبت دبی (Q_r) و نسبت آورد رسوب (Q_b / Q_3) به‌عنوان ورودی مدل‌ها؛ و پارامتر بی‌بعد نسبت حداکثر عمق آبشستگی (D_s / B_3) به‌عنوان خروجی مدل‌ها درنظر گرفته شده است.

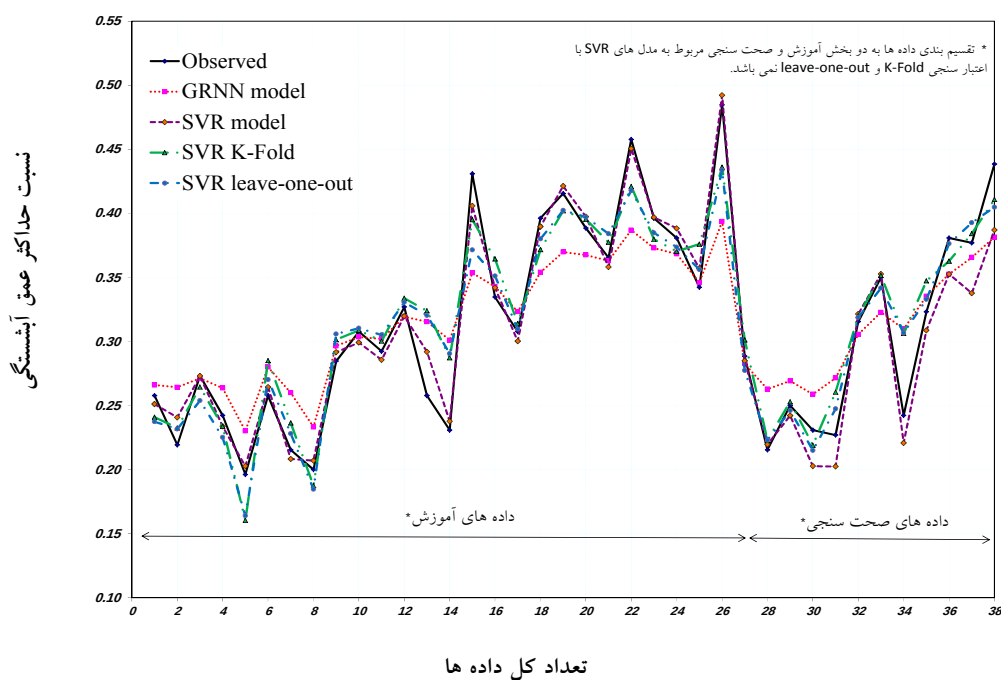
نتایج و بحث

شکل (۳) نتایج شاخص Mean Absolute Relative Error (MARE) را برای مدل SVR با روش اعتبارسنجی K-Fold برای K های مختلف نشان می‌دهد. باتوجه به این شکل، نتایج در $K=9$ بهترین عملکرد را نشان می‌دهند ($MARE=6.79$). بنابراین می‌توان مدل آموزش داده‌شده به‌ازای $K=9$ را به‌عنوان برترین مدل SVR در روش اعتبارسنجی K-Fold معرفی نمود و در ادامه نتایج آن را با سایر روش‌ها مقایسه کرد.

شکل (۴) مقایسه نسبت حداکثر عمق آبشستگی مشاهده‌شده با پیش‌بینی شده را برای مدل‌های SVR با اعتبارسنجی عادی (train-test)، K-Fold و leave-one-out



شکل ۴ مقایسه نسبت حداکثر عمق آبهستگی مشاهده شده با پیش بینی شده



شکل ۵ مقایسه عملکرد مدل ها در مقابل تعداد کل داده ها

این شاخص ها از آنها به دست می آیند در ادامه نشان داده شده است:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Y_i \text{ observed} - Y_i \text{ estimated})^2} \quad (10)$$

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |Y_i \text{ observed} - Y_i \text{ estimated}| \quad (11)$$

به منظور بررسی دقیق تر عملکرد و دقت مدل ها، از شاخص های خطای آماری معروف از جمله ریشه میانگین مربع خطا یا RMSE (Root Mean Square Error)، میانگین خطای مطلق MAE (Mean Absolute Error)، میانگین خطای نسبی یا MARE (Error Mean Absolute Relative Error) و شاخص NSE (Nash-Sutcliffe Efficiency) استفاده شده است. روابطی که

out تقریباً یکسان می‌باشد (به ترتیب برابر با ۸۸/۷۷، ۸۸/۹ و ۸۸/۶۲). هم‌چنین باتوجه به جدول (۲) مشخص است که مقادیر شاخص MAE برای دو مدل SVR K-Fold و SVR leave-one-out تقریباً یکسان می‌باشد (به ترتیب برابر با ۰/۰۲۰۸ و ۰/۰۲؛ درحالی‌که این شاخص نشان‌دهنده عملکرد ضعیف‌تری نسبت به سایر مدل‌ها برای مدل GRNN می‌باشد (با مقدار برابر با ۰/۰۳). هم‌چنین می‌توان روندی مشابه شاخص MAE برای مدل‌های GRNN، SVR K-Fold و SVR leave-one-out، برای شاخص‌های (مبتنی بر داده‌های کل) MARE (به ترتیب برابر با ۹/۶، ۶/۷۹ و ۶/۶۲) و RMSE (به ترتیب برابر با ۰/۰۳۸۲، ۰/۰۲۶۶ و ۰/۰۲۶۵) نیز مشاهده نمود. مقادیر شاخص NSE برای مدل‌های SVR K-Fold و SVR leave-one-out به ترتیب برابر با ۰/۷۵۸، ۰/۸۸۲۸ و ۰/۹۷۷۶ می‌باشد؛ که باتوجه به این شاخص و سایر شاخص‌های ذکرشده، می‌توان بعد از مدل SVR با روش اعتبارسنجی train-test، به ترتیب مدل SVR K-fold، leave-one-out و درنهایت مدل GRNN را به‌عنوان دقیق‌ترین مدل در این تحقیق به‌منظور تخمین حداکثر عمق فرسایش در شرایط بستر متحرک در تلاقی رودخانه‌ها پیشنهاد نمود.

$$MARE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{Y_i \text{ observed} - Y_i \text{ estimated}}{Y_i \text{ estimated}} \right| * 100\% \quad (12)$$

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (Y_i \text{ observed} - Y_i \text{ estimated})^2}{\sum_{i=1}^N (Y_i \text{ observed} - \mu_{\text{observed}})^2} \quad (13)$$

که در این روابط، N تعداد داده‌ها، Y_i مقادیر خروجی مدل‌ها ($\frac{D_s}{B_3}$) و μ_{observed} میانگین داده‌های مشاهداتی می‌باشد.

جدول (۲) و آنالیز دقت‌سنجی مدل‌های استفاده‌شده در این تحقیق با استفاده از پنج شاخص آماری R^2 ، MAE، MARE، RMSE و NSE می‌باشد. به‌منظور ساده‌تر و جامع‌تر بودن مقایسه مدل‌ها، این پنج شاخص برای کل داده‌ها، داده‌های آموزش و داده‌های صحت‌سنجی (مدل‌های SVR با روش اعتبارسنجی K-Fold و leave-one-out دوره آموزش و تست ندارند) محاسبه شده‌اند. با توجه به جدول (۲)، مقادیر شاخص‌های R^2 ، MAE، MARE، RMSE و NSE برای کل داده‌ها در مدل SVR عادی به ترتیب برابر با ۹۵/۶۶، ۰/۰۱۲۴، ۴/۲۶، ۰/۰۱۶۸ و ۰/۹۹۳ می‌باشد که این مقادیر نشان‌دهنده دقت بیشتر این مدل در قیاس با سایر مدل‌ها می‌باشد. مقادیر R^2 برای کل داده‌ها در مدل‌های GRNN، SVR K-Fold و SVR leave-one-out

جدول ۲ آنالیز دقت‌سنجی مدل‌ها با استفاده از شاخص‌های خطای آماری

شاخص‌های آماری					نام مدل
NSE	RMSE (m)	MARE (%)	MAE (m)	R^2 (%)	
۰/۷۶۴۴	۰/۰۳۸۷	۹/۲۴	۰/۰۲۹۳	۸۸/۸۳	داده‌های آموزش
۰/۷۳۸۹	۰/۰۳۷۰	۱۰/۵	۰/۰۳۲	۸۸/۹۵	داده‌های تست
۰/۷۵۸	۰/۰۳۸۲	۹/۶	۰/۰۳	۸۸/۷۷	کل داده‌ها
۰/۹۹۷۶	۰/۰۱۱۴	۳	۰/۰۰۹	۹۸	داده‌های آموزش
۰/۸۷۵۷	۰/۰۲۵۵	۷/۳۷	۰/۰۲۰۷	۹۴/۴۱	داده‌های تست
۰/۹۹۳	۰/۰۱۶۸	۴/۲۶	۰/۰۱۲۴	۹۵/۶۶	کل داده‌ها
۰/۸۸۲۸	۰/۰۲۶۶	۶/۷۹	۰/۰۲۰۸	۸۸/۹	کل داده‌ها
۰/۹۷۷۶	۰/۰۲۶۵	۶/۶۲	۰/۰۲	۸۸/۶۲	کل داده‌ها

نوین به نام‌های مدل ماشین‌های بردار پشتیبان رگرسیونی (SVR) با روش اعتبارسنجی K-fold، leave-one-out و مدل شبکه عصبی رگرسیون تعمیم‌یافته (GRNN) مورد بررسی قرار گرفته است، که نتایج آن عبارتند از:

۱. در این تحقیق، مدل SVR K-Fold به‌ازای K-Fold برابر با ۹ بهترین نتایج را نشان می‌دهد (MARE=6.79).

۲. هرچند به‌طور کلی تمام مدل‌ها دقت نسبتاً قابل قبولی را از خود نشان می‌دهند؛ اما نتایج آنالیز دقت‌سنجی نشان می‌دهد که مدل SVR train-test دقت بسیار بهتری نسبت به سایر روش‌ها در این تحقیق دارد (به‌ترتیب با R^2 ، MAE، MARE، RMSE و NSE برابر با ۹۵/۶۶، ۰/۰۱۲۴، ۴/۲۶، ۰/۰۱۶۸ و ۰/۹۹۳ برای کل داده‌ها)، و بعد از آن به‌ترتیب مدل SVR leave-one-out، SVR K-Fold و درنهایت مدل GRNN را می‌توان به‌عنوان دقیق‌ترین مدل در این تحقیق به‌منظور تخمین حداکثر عمق فرسایش در شرایط بستر متحرک در تلاقی رودخانه‌ها در نظر گرفت.

نتایج این تحقیق برای شرایط و محدوده پارامترهای ذکر شده در این تحقیق صادق می‌باشند. برای شرایط دیگر، پیشنهاد می‌گردد که بررسی‌های مجدد انجام شود.

به‌منظور بررسی دقت دوره آموزش و تست در مدل SVR و GRNN، آنالیز دقت‌سنجی برای این دوره‌ها نیز در جدول (۲) ارائه شده است. برای دوره آموزش مدل GRNN، شاخص‌های آماری R^2 ، MAE، MARE، RMSE و NSE به‌ترتیب برابر با ۸۸/۸۳، ۰/۰۲۹۳، ۹/۲۴، ۰/۰۳۸۷ و ۰/۷۶۴۴؛ و برای مدل SVR برابر با ۹۸، ۰/۰۰۹، ۳، ۰/۰۱۱۴ و ۰/۹۹۷۶ می‌باشد، که این اعداد نشان‌دهنده دقت بالای مدل SVR در گام آموزش نسبت به مدل GRNN می‌باشد. در دوره تست نیز شاخص‌های آماری R^2 ، MAE، MARE، RMSE و NSE برای مدل GRNN، به‌ترتیب برابر با ۸۸/۹۵، ۰/۰۳۲، ۱۰/۵، ۰/۰۳۷ و ۰/۷۳۸۹؛ و برای مدل SVR برابر با ۹۴/۴۱، ۰/۰۲۰۷، ۷/۳۷، ۰/۰۲۵۵ و ۰/۸۷۵۷ می‌باشد، که این اعداد نیز نشان‌دهنده دقت بالای مدل SVR در گام تست نسبت به مدل GRNN می‌باشد. بنابراین در قیاس مدل SVR با GRNN با روش اعتبارسنجی train-test، مدل SVR هم در بخش آموزش و هم در بخش تست نتایج بهتری نسبت به مدل GRNN در این تحقیق نشان می‌دهد.

نتیجه‌گیری

با توجه به فقدان یک سیستم هوشمند در پیش‌بینی حداکثر عمق آبستگي در تلاقی رودخانه‌ها در حالت بستر متحرک، در تحقیق حاضر دو مدل هوش مصنوعی

مراجع

1. Taylor, E.H., "Flow characteristics at rectangular open channel confluence", *Transactions of ASCE*, No. 109, pp. 893-902, (1944).
2. Webber, N.B., Greated, C.A., "An investigation of flow behavior at the junction of rectangular channel", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers.*, Thomas telford Ltd., London, Vol. 34, pp. 321-334, (1966).
3. Modi, P.N; Ariel, P.D., Dandekar, M.M., "Conformal mapping for channel junction flow", *Journal of Hydraulic Engineering.*, No. 107(12), pp. 1713-1733, (1981).
4. Best, J.L, Reid, I., "Separation zone at open channel junctions", *Journal of Hydraulic Engineering.*, ASCE, No. 100(11), pp. 1588-1594, (1984).

5. Best, J.L., "Flow dynamics at river channel confluences: Implications for sediment transport and bed morphology", Recent Devel. In Fluvial Sedimentology, SEPM Spec. Publ. 39, Etheridge, F.G; Floers, R.M., Harvey, M.D., eds., pp. 27-35, (1987).
6. Ramamurthy, A.S., Carballada, L.B., Tran, D.M., "Combining open channel flow at right angled junctions", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No. 114(12), pp.1449-1460, (1988).
7. Hager, W.H., "Transition flow in channel junctions", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No. 115(2), pp. 243-259, (1989).
8. Gurram, S.K., Karki, K.S., Hager, W.H., "Subcritical junction flow", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No. 123(5), pp. 447-455, (1997).
9. Hsu, C.C., Wu, F.S., Lee, W.J., "Flow at 90 equal width open channel junction", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No. 124(2), pp.186-191, (1998a).
10. Hsu, C.C., Lee, W.J., Chang, C.H., "Subcritical open channel junction flow", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No. 124(8), pp. 847-855, (1998b).
11. Weber, L.J., Schumate, E.D., Mawer, N., "Experimentals on flow at a 90° open channel Junction", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No. 127, pp. 340-350, (2001).
۱۲. برقی، س.م.، سخائی‌فر، س.م.، دائمی، ع.، "بررسی آزمایشگاهی اتصال کانال‌ها"، مجموعه مقالات ششمین سمینار بین‌المللی مهندسی رودخانه، اهواز، صص. ۶۱۱-۶۱۹، (۱۳۸۱).
13. Lyubimova, T., Lepikhin, A., Konovalov, V., Parshakova, Y., Tiunov, A., "Formation of the density currents in the zone of confluence of two rivers", *Journal of Hydrology*, No. 508, pp. 328-342, (2014).
14. Coelho, M.M.L.P., "Experimental determination of free surface levels at open channel junctions", *Journal of Hydraulic Engineering*, Research, No. 53(3), pp. 394-399, (2015).
15. Weerakoon, S.B., Kawahara, Y., Tamia, N., "Three dimensional flow structure in channel confluences of rectangular section", *Proceeding, 24th IAHR congress*, pp. 373-380, (1991).
16. Bradbrook, K.F., Lane, S.N., Richards, K.S., Biron, P.M., Roy, A.G., "Role of bed discordance at asymmetrical river confluences", *Journal of Hydraulic Engineering*, No. 127, pp. 351-368, (2001).
17. Huang, J.L., Weber, L.J., Yong, G.L., "Three Dimensional Numerical Study of Flows in Open Channel Junctions flow", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No. 128(3), pp. 268-280, (2002).
18. Shakibainia, A., Majdzadeh Tabatabai, M.R., Zarrati, A.R., "Three-dimensional numerical study of flow structure in channel confluences", *Canadian Journal of Civil Engineering*, No. 37(5), pp. 772-781, (2010).

19. Ghostine, R., Vazquez, J., Terfous, A., Mose, R., Ghenaïm A., "Comparative study of 1D and 2D flow simulations at open-channel junctions", *Journal of Hydraulic Research*, No. 50(2), pp. 164-170, (2012), DOI: 10.1080/00221686.2012.661563.
20. Baranya, S., Olsen, N.R.B., Józsa, J., "Flow analysis of a river confluence with field measurements and RANS model with nested grid approach", *River Research and Applications*, No. 31(1), pp. 28-41, (2013), DOI: 10.1002/rra.2718.
21. Sharifipour, M., Bonakdari, H., Zaji, A.H., Shamshirband, S., "Numerical investigation of flow field and flowmeter accuracy in open-channel junctions", *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, No. 9(1), pp. 280-290, 2015, DOI: 10.1080/19942060.2015.1008963.
22. Mosley, M.P., "An experimental study of channel confluences", *Journal of Geology*, No. 84, pp. 535-562, (1976).
23. Best, J.L., "Sediment transport and bed morphology at river channel confluences", *Journal of Association OF Sedimentologists*, No. 35, pp. 481-498, (1988).
24. Roy, G.A., Roy, R., "Changes in channel Size at river Confluences with coarse bed material", *Earth surface processes and Land forms*, No. 13, pp. 77-84, (1988).
۲۵. برقی، س.م.، نظری، ا.، "بررسی آزمایشگاهی الگوی رسوب در تقاطع کانالها"، مجموعه مقالات ششمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، اصفهان، صص. ۲۴۷-۲۵۵، (۱۳۸۲).
26. Ghobadian, R., Shafai Bejestan, M., "Investigation of sediment patterns at river confluence", *Journal of Applied Science*, No. 7(10), pp. 1372-1380, (2007).
27. Shafai Bejestan, M., Hemmati, M., "Scour depth at river confluence of unequal bed level", *Journal of Applied Science*, No. 8(9), pp. 1766-1770, (2008).
28. Borghei, S.M., Sahebari Jabbari, A., "Local scour at open channel junctions", *Journal of Hydraulic Research*, No. 48(4), pp. 538-542, (2010).
۲۹. محمدی، ص.، "بررسی تأثیر گردشگری لبه پایین‌دست محل اتصال بر الگوی رسوب در تلاقی رودخانه‌ها"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه شهید چمران، اهواز، (۱۳۹۰).
۳۰. بلوچی، ب.، "بررسی تأثیر آورد رسوب شاخه اصلی بر الگوی رسوب در محل تلاقی رودخانه‌ها"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه شهید چمران، اهواز، (۱۳۹۱).
31. Kambekar, A.R., Deo, M.C., "Estimation of pile group scour using neural networks", *Journal of Applied Ocean Research*, No. 25, pp. 225-234, (2003).
32. Bateni, S.M., Borghei, S.M., Jeng, D.S., "Neural network and neuro-fuzzy assessments for scour depth around bridge piers", *Journal of Engineering Applications of Artificial Intelligence*, No. 20, pp. 401-414, (2007).
33. Azamathulla, H.M.D., Deo, M.C., Deolalikar, P.B., "Alternative neural networks to estimate the scour below spillways", *Journal of Advances in Engineering Software*, No. 39, pp. 689-698, (2008).

34. Abidin, K., "Artificial neural network study of observed pattern of scour depth around bridge piers", *Journal of Computers and Geotechnics*, No. 37, pp. 413–418, (2010).
35. Ismail, A., Jeng, D.S., Zhang, L.L., Zhang, J.S., "Predictions of bridge scour: Application of a feed-forward neural network with an adaptive activation function", *Journal of Engineering Applications of Artificial Intelligence*, No. 26, pp. 1540–1549, (2013).
36. Cheng, M., Cao, M., Wu, Y., "Predicting equilibrium scour depth at bridge piers using evolutionary radial basis function neural network", *Journal of Computing in Civil Engineering*, (2014).
37. Hong, J., Goyal, M.K., Chiew, Y., Chua L.H.C., "Predicting time-dependent pier scour depth with support vector regression", *Journal of Hydrology*, pp. 241–248, (2012).
38. Jahangirzadeh, A., Shamshirband, S., Aghabozorgi, S., Akib, S., Basser, H., Anuar, N.B., Kiah, M.L.M., "A Cooperative Expert Based Support Vector Regression (Co-ESVR) System to Determine Collar Dimensions around Bridge Pier", *Neurocomputing journal*, (2014).
39. Pal, M., Singh, N.K., Tiwari, N.K., "Support vector regression based modeling of pier scour using field data", *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, No. 24(5), pp. 911–916, (2011).
۴۰. غضنفری هاشمی، س.، اعتماد شهیدی، ا.، "پیش‌بینی عمق آبشستگی اطراف پایه پل با استفاده از ماشین‌های بردار پشتیبان"، مجله علمی-پژوهشی عمران مدرس، شماره ۱۲(۲)، صص. ۲۳–۳۶، (۱۳۹۱).
۴۱. هوشیاری‌پور، ف.، نوری، ر.ا.، "استفاده از تکنیک ماشین بردار پشتیبان در پیش‌بینی ابعاد چاله آبشستگی پایین‌دست یک پرتابه جامی‌شکل"، مجله آب و مهندسی محیط زیست ایران، شماره ۱(۱)، صص. ۳۵–۴۵، (۱۳۹۲).
۴۲. نیکو، م.ر.، کراچیان، ر.، "پهنه‌بندی کیفی منابع آب سطحی با استفاده از ماشین‌های بردار پشتیبان احتمالاتی و شبکه‌های بیزی"، چهارمین همایش تخصصی مهندسی محیط زیست، دانشگاه تهران. (۱۳۸۹).
43. Specht, D.F., "A General Regression Neural Network", *IEEE Transaction on Neural Networks*, No. 2(6), pp. 568–576, (1991).
44. Li, C.F., Zhang, J.B., Wang, S.T., "Comparative Study on Input-Expansion-Based Improved General Regression Neural Network and Levenberg-Marquardt BP Network", *Lecture Notes in Computer Science*, No. 4113, pp. 83-93, (2006).
45. Mehmani, A., Chowdhury, S., Messac, A., "Predictive quantification of surrogate model fidelity based on modal variations with sample density", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, No. 52 (2), pp. 353–373, (2015).

بررسی تأثیر الیاف تقویتی پلیمری کربنی CFRP در میزان باربری دال‌های بتن مسلح دوطرفه مربعی شکل دارای بازشو در لبه کناری و گوشه دال* (یادداشت پژوهشی)

مجتبی لیبب‌زاده^(۱)

چکیده در دال‌ها به دلیل وجود داکت‌های تأسیساتی، وجود آسانسور، سیستم‌های گرمایشی و سرمایشی و غیره ایجاد بازشو اجتناب‌ناپذیر است. بازشوهایی با ابعاد کوچک معمولاً تأثیر چندانی در عملکرد دال نمی‌گذارند ولی رفتار دال‌های دارای بازشو با ابعاد نسبتاً بزرگ متفاوت است و معمولاً باعث تمرکز تنش در اطراف بازشوها می‌گردد. در نتیجه یک نقطه ضعف در سازه ایجاد می‌گردد و غفلت از این موضوع می‌تواند باعث ایجاد خسارت سازه‌ای در اطراف بازشوها شود. یکی از روش‌های ترمیم و مقاوم‌سازی این‌گونه دال‌ها که بعد از اجرا در آنها بازشو ایجاد می‌شود، استفاده از مصالح کامپوزیت پلیمری (Fiber Reinforced Polymer) یا به اختصار FRP می‌باشد. در این تحقیق، تأثیر بازشوها و همچنین تأثیر نحوه قرارگیری صفحات FRP روی ظرفیت خمشی دال‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. در انتهای تحقیق مشخص شد که نتایج این پژوهش می‌تواند برای تقویت دال‌های موجود که در آنها ایجاد بازشو شده است، استفاده شود و ظرفیت باربری آنها در مقایسه با حالت هموزن (بدون تقویت) می‌تواند افزایش یابد به‌طوری که براساس نتایج به‌دست آمده از تحلیل مقاومت نهایی نسبت به نمونه شاهد (دارای بازشو و بدون تقویت) در گروه Se (دال دارای بازشو در لبه کناری دال) از ۱۲ تا ۳۰ درصد و در گروه Sco (دال دارای بازشو در گوشه دال) از ۱ تا ۱۰ درصد بسته به نحوه قرارگیری الیاف تقویتی FRP افزایش داشته است.

واژه‌های کلیدی دال بتن مسلح دوطرفه، بازشوی کناری و گوشه، الیاف CFRP، ظرفیت باربری.

Investigation of the Effects of CFRP on Load Bearing Capacity of Strengthened Two-Way RC Squared Slabs with Side and Corner Openings

M. Labibzadeh

Abstract Due to existence of the facility ducts, such as elevators, heating, and cooling systems in buildings, creating of the openings in the reinforced concrete slabs is inevitable. Usually, small openings have negligible effects on the slab performance whereas the large openings can affect significantly on the slab behavior and can cause the stress concentration adjacent to the openings. In some cases, ignoring this issue can cause serious problems in the integrity, stiffness and even stability of structures. One of the rehabilitation and strengthening methods of such slabs is the use of Fiber Reinforce Polymers sheets (FRPs). In this research, the influence of the lateral and corner openings as well as the impact of using a kind of FRPs known as CFRP (Carbon Fiber Reinforce Polymer sheets) for strengthening of two-way slabs were investigated. The obtained results indicate that this method can be successfully employed in remedy operations for mentioned slabs. CFRP sheets can recover the lost flexural rigidity of the slab considerably and even in some cases can improve it in comparison to that of homogeneous slab (slab with no opening). The results also show that by implementing this method the flexural rigidity of the slab can be increased between 12 to 30 percent in the case of slabs with lateral opening and between 1 to 10 percent in the case of slabs with the corner opening relative to the original weakened slab (slab with opening without strengthening).

Key Words Two-Way RC Squared Slabs, CFRP, Load Bearing Capacity, Side and Corner Openings.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۲/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۴/۳ می‌باشد.

Email: Labibzadeh_m@scu.ac.ir

(۱) استادیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز.

مقدمه

سیستم‌های FRP (Fiber Reinforced Polymer) یا در برگردان فارسی الیاف تقویتی پلیمری به صورت پوشش‌های بیرونی و به منظور افزایش مقاومت و به سازی سازه‌های بتنی موجود از اواسط دهه ۱۹۸۰ تاکنون در سراسر دنیا مورد استفاده قرار می‌گیرند. این ماده می‌تواند برای تقویت تیرها؛ ستون‌ها و دال‌ها در ساختمان به کار رود. با استفاده از این ماده حتی می‌توان بعد از این که این اعضای سازه‌ای در اثر بارگذاری دچار آسیب‌های جدی شدند آنها را ترمیم کرد و مورد بهره‌برداری مجدد قرار داد. برای تقویت تیرها دو روش تا کنون توسعه یافته است: اولین روش چسباندن ورق‌های FRP در لایه تحتانی تیرها یعنی در جایی که معمولاً تحت تنش‌های کششی زیاد قرار دارد می‌باشد. این کار سبب افزایش مقاومت سازه‌ای؛ کاهش تغییر شکل خمشی تیر و افزایش سختی تیر می‌شود. در روش دوم پوشش FRP به صورت U شکل در زیر و پهلوهای تیر چسبانده می‌شود و علاوه بر موارد ذکر شده روش اول مقاومت برشی تیر را نیز افزایش می‌دهد. با چسباندن الیاف FRP دور ستون‌ها می‌توان با افزایش تنش محصوریتی ظرفیت ستون را افزایش داد. در مورد دال‌ها نیز می‌توان پوشش FRP را زیر سطح دال چسباند. البته باید یادآور شد که میزان موفقیت کاربرد الیاف FRP در تیرها و دال‌ها تا حدود زیادی به نوع ماده چسباننده بستگی دارد [1].

در مورد کاربرد الیاف تقویتی FRP در تقویت تیرهای بتن مسلح تحقیقات فراوانی تاکنون انجام شده است [2-12] اما در مورد دال‌های بتن مسلح به خصوص دال‌های دو طرفه تحقیقات اندکی انجام شده که در ادامه به برخی از آنها که با موضوع این مقاله سنخیت بیشتری دارند اشاره می‌شود. در سال ۲۰۰۲ میلادی Ebead، Marzouk و Lye [13] در کنفرانس WEC پژوهشی ارائه نمودند و در آن به نتایج به دست آمده در تقویت دال دو طرفه بتن مسلح با استفاده از ورق‌ها و نوارهای CFRP (ورق FRP با الیاف کربن) و GFRP (ورق FRP با الیاف شیشه) اشاره داشتند. ایشان در کار

خود ۸ نمونه دال را مورد آزمایش قرار دادند. نمونه‌ها دال بتن مسلح مربعی با ابعاد ۱۹۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر بودند که دو نمونه به عنوان شاهد بدون تقویت و شش نمونه دیگر با ورق‌ها و نوارهای CFRP و GFRP تقویت شدند. بار وارد به صورت متمرکز به وسیله ستونی مربعی به ابعاد ۲۵۰ میلی‌متر در وسط دال اعمال می‌شد. در کنار کار آزمایشگاهی ایشان نمونه‌های یاد شده را در نرم‌افزار ABQUS شبیه سازی نمودند و نتایج تحلیل را با داده‌های آزمایشگاهی تطبیق دادند و در نهایت یک سطح شکست برای پیش‌بینی ظرفیت باربری دال‌های دو طرفه با تکیه‌گاه‌های ساده در چهارطرف ارائه نمودند. آنها اظهار داشتند که با استفاده از ورق‌های CFRP می‌توان تا ۴۰ درصد و با ورق‌های GFRP تا ۳۱ درصد ظرفیت خمشی دال را افزایش داد. در تحقیقی دیگر در سال ۲۰۰۴ که توسط دو تن از محققان قبلی انجام شد یعنی Marzouk و Ebead [14]؛ رفتار دال‌های دوطرفه تقویت شده با FRP از نقطه نظر شکل‌پذیری و جذب انرژی بررسی شد و عنوان شد که به دلیل طبیعت ترد ورق‌های FRP، دال‌های دوطرفه تقویت شده با آنها نسبت به دال معمولی شکل‌پذیری کمتر و قدرت جذب انرژی کمتری دارند. هم‌چنین در این پژوهش ذکر شد که عامل اصلی خرابی، پاره شدن چسب اتصال دهنده ورق FRP به سطح دال است. در واقع بیان شد که هیچ‌گاه ورق FRP پاره نمی‌شود. در تحقیقی دیگر در سال ۲۰۰۳ میلادی که توسط دو تن از محققان دانشکده عمران و محیط زیست دانشگاه برکلی کالیفرنای آمریکا صورت گرفت، ده نمونه با مقیاس اصلی (یک به یک) از دال‌های بتنی مسلح و غیرمسلح ساخته شد و اثر بازسازی و یا تعمیر آنها به وسیله ورق‌های CFRP و GFRP مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق دال‌هایی مربعی به ابعاد ۲/۶ متر و به ضخامت ۰/۷۶ متر (۷/۶ سانتی‌متر) تحت اثر فشار یکنواخت که توسط کیسه آب و روی وجه پایین دال اعمال می‌شد مورد آزمایش قرار گرفتند. در واقع وجه فوقانی دال تحت کشش قرار گرفت و در این وجه برای

همکارانش [18] تعداد ۱۱ نمونه دال بتنی را مورد آزمایش قرار دادند. این محققان در کار خود روی تأثیر آرایش چسباندن ورق‌های CFRP در اطراف دو نمونه کوچک و بزرگ بازشو در مرکز دال مربعی به ابعاد ۲/۶ متر و به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر متمرکز شدند. ابعاد بازشو در نمونه کوچک ۰/۸۵×۰/۸۵ متر و در بازشوی بزرگ ۱/۲×۱/۲ متر بود. سه نمونه آرایش در اطراف بازشو در نظر گرفتند: آرایش ۹۰ درجه؛ آرایش ۴۵ درجه و ترکیب ۹۰ و ۴۵ درجه. در نهایت عنوان نمودند که حالت ترکیب ۴۵ و ۹۰ درجه بیشترین ظرفیت باربری را نشان می‌دهد. هم‌چنین بیان داشتند که وقتی بازشو بزرگ‌تر می‌شود و از CFRP به جای فولادگذاری تقویتی اضافی معمولی در گوشه‌های بازشو استفاده می‌شود رفتار دال ترد و شکننده‌تر می‌شود و عنوان کردند که شاید این مسئله به دلیل آن است که در این وضعیت دال به صورت ۴ عدد تیر متقاطع عمل می‌کند.

با توجه به ادبیات موضوع بیان‌شده؛ مشخص می‌شود که در زمینه تقویت دال‌های دوطرفه همراه با بازشو با استفاده از پوشش‌های خارجی FRP تا کنون کار پژوهشی چندانی صورت نگرفته است. در همین راستا در این مطالعه سعی بر آن است تا مدلی ریاضی بر پایه روش اجزای محدود که قادر به شبیه‌سازی رفتار دال‌های بتنی دوطرفه تقویت‌شده با پوشش FRP باشد تهیه شود و پس از صحت‌سنجی مدل با استفاده از نتایج آزمایشگاهی موجود در مقالات معتبر علمی که در پاراگراف‌های قبل بدان‌ها اشاره شد (دال دارای بازشو در مرکز) از این مدل برای پیش‌بینی رفتار دال‌های دوطرفه دارای بازشو در لبه کناری و یا گوشه استفاده شود؛ کاری که تاکنون انجام نشده است.

تشریح مدل عددی پیشنهادی

در این مطالعه مبنای صحت‌سنجی مدل، کار انجام‌شده توسط ایناکسون و همکاران [18] می‌باشد. بر این اساس، مشخصات دال‌های آزمایشگاهی به شرح ذیل است:

تقویت از ورق‌های CFRP و GFRP استفاده شد. پس از انجام آزمایش مشخص شد که این ورق‌ها قابلیت افزایش ظرفیت باربری دال را تا ۵ برابر برای دال غیرمسلح و تا ۲ برابر برای دال مسلح نسبت به ظرفیت باربری آنها در حالت تقویت‌نشده دارند. هم‌چنین مشخص شد که خرابی دال‌های تقویت‌شده با الیاف پلیمری ناشی از خرد شدن بتن دال در ناحیه فشاری است و ورق‌های FRP دچار گسیختگی نمی‌شوند. هم‌چنین این دو پژوهشگر در کنار کار آزمایشگاهی خود یک مدل ریاضی اجزای محدود برای شبیه‌سازی نتایج آزمایشگاهی و پیش‌بینی رفتار دال در شرایط بارگذاری متفاوت با شرایط آزمایش ارائه دادند [15]. در سال ۲۰۰۹ میلادی؛ آقای ولید السید و همکارانش [16] تحقیقی دیگر بر روی استفاده از ورق‌های FRP در دال‌های بتن مسلح دوطرفه انجام دادند. ایشان تعداد ۹ نمونه دال بتن مسلح مربع‌شکل به ابعاد ۲/۶ متر و به ضخامت ۱۲ سانتی‌متر از بتنی با مقاومت مشخص ۳۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع ساختند. ۵ نمونه اول بدون بازشو و ۴ نمونه دیگر دارای بازشو در مرکز دال بودند. آنها در تحقیق خود برای اولین بار ورق‌های ترکیبی CFRP و GFRP را با استفاده از پیچ به وجه زیرین دال محکم بستند. در کنار این دال‌ها دو عدد دال دیگر را به عنوان شاهد با روش معمول چسباندن ورق به سطح تحتانی دال آماده کردند. ورق‌های FRP استفاده شده ۲ متر طول؛ ۱۰ سانتی‌متر عرض و ۳/۲ میلی‌متر ضخامت داشتند. آنها دریافتند که با روش جدید پیشنهادی خود (با پیچ بستن ورق‌ها به سطح زیرین دال) می‌توانند به ظرفیت باربری و شکل‌پذیری بیشتری از دال نسبت به روش معمولی چسباندن دست یابند. ایشان اعلان کردند که می‌توان با روش جدید برای دال بدون بازشو به میزان ۶۶٪ و برای دال همراه با بازشو در مرکز به میزان ۳۳٪ افزایش ظرفیت باربری نسبت به حالت معمولی چسباندن ورق‌ها دست یافت. در پژوهشی دیگر در این زمینه در کشور سوئد در سال ۲۰۰۷ میلادی ایناکسون و

مشخصات ۴ گروه نخست دال‌های

مدل‌سازی شده (H, Sc-90, Sc-45, Sc-45, 90)

در این بخش مشخصات ۴ گروه نخست دال‌های مدل‌سازی شده در این تحقیق بیان شده است. این ۴ گروه از دال‌ها دارای مشخصاتی هستند که در کار اینا کسون و همکاران [18] ذکر شده است. علاوه بر این ۴ گروه، ۶ گروه دال دیگر که دارای بازشو در لبه کناری دال و گوشه دال هستند نیز در این تحقیق مدل‌سازی شدند که در بخش بعدی شرح می‌شود. مدل‌سازی ۴ گروه نخست برای صحت‌سنجی دقت مدل توسعه‌یافته در این مطالعه انجام گرفته است. دال‌های هر ۶ گروه به‌صورت مربعی با ضلع ۲/۶ متر و ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشند. مقاومت مشخصه فشاری ۲۸ روزه بتن دال براساس کار اینا کسون و همکاران [18] برابر با ۴۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. سطح دال‌های تقویت‌شده توسط CFRP قبل از چسباندن ورق‌ها توسط سند بلاست به‌وسیله فشار هوا کاملاً تمیز گردید. تمام دال‌ها به‌وسیله فولادهای ساختمانی $\Phi 5 - S150$ و با پوشش ۲۰ mm مسلح گردیدند. دال مرجع همگن

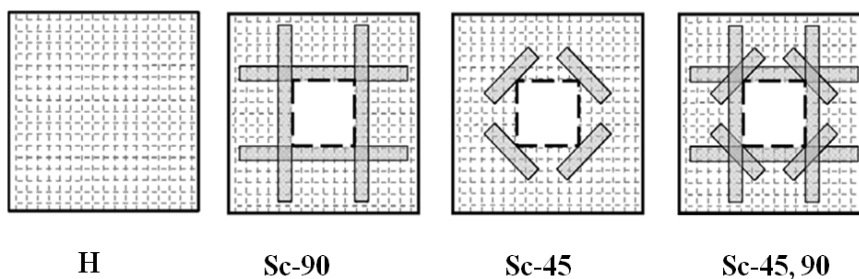
(بدون بازشو) باتوجه به خصوصیات مصالح مطابق آیین‌نامه بتن سوئد BBK، برای بارگذاری گسترده یکنواخت 15 KN/m^2 طراحی گردیده است [18]. بازشوی مدل‌سازی شده به‌صورت مربع‌شکل به ابعاد $(0.85\text{m} \times 0.85\text{m})$ می‌باشد که به‌وسیله اره متحرک آبی ایجاد شده است. برای جلوگیری از ایجاد ترک در کناره‌ها در هنگام آزمایش، قبل از اهر کردن یک سوراخ با ابعاد $(\Phi 70)$ در هر گوشه به‌منظور دریل کردن ایجاد می‌شود. دال‌های با بازشو به‌وسیله ورق‌های CFRP با دو نوع مختلف 2 g/m^2 و 3 g/m^2 تقویت شده‌اند. مشخصات اسمی این ورق‌ها در جدول (۱) خلاصه شده است. طول و پهنای CFRP به‌کار برده‌شده در جدول (۲) داده شده است. نحوه کارگذاری ورق‌های CFRP در ۴ گروه نخست در شکل (۱) نشان داده شده است و مشخصات پرایمر و چسب مورد استفاده در جدول (۳) آمده است [18]. نمونه‌های فوق (۴ گروه نخست) فقط شامل دال‌هایی هستند که دارای بازشو در وسط دال می‌باشند. شکل (۲) نمونه آزمایشگاهی دال مورد مطالعه در این تحقیق را نشان می‌دهد.

جدول ۱ مشخصات اسمی ورق‌های CFRP [18]

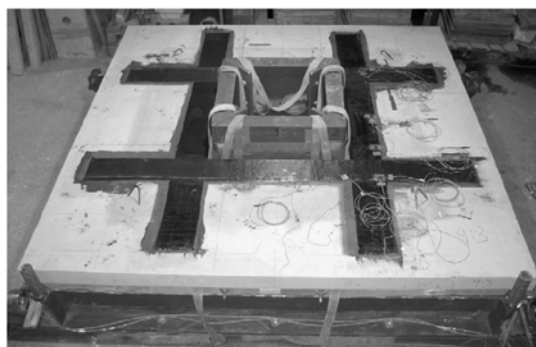
کرنش گسستگی (%)	مقاومت کششی (MPa)	مدول یانگ (GPa)	ضخامت لایه (mm)	محصول
۱/۵	۳۶۰۰	۲۲۸	۰/۱۷	300S
۱/۵	۳۶۰۰	۲۲۸	۰/۱۱	200S

جدول ۲ موقعیت، طول و پهنای ورق‌های CFRP مورد استفاده [18]

طول لایه (m)	پهنای لایه (mm)	محل نصب لایه‌ها	نوع لایه	طول بازشو (m)	دال
۰/۸۵	۱۹۵	در زاویه ۴۵	200S	۰/۸۵	Sc-45
۲۰۳	۱۸۵	در زاویه ۹۰	300S	۰/۸۵	Sc-90
۰/۸۵	۱۹۵	در زاویه ۴۵	200S	۰/۸۵	Sc-45,90
۲۰۳	۱۸۵	در زاویه ۹۰	300S		



شکل ۱ انواع تقویت بازشوها در ۴ گروه نخست دال‌ها



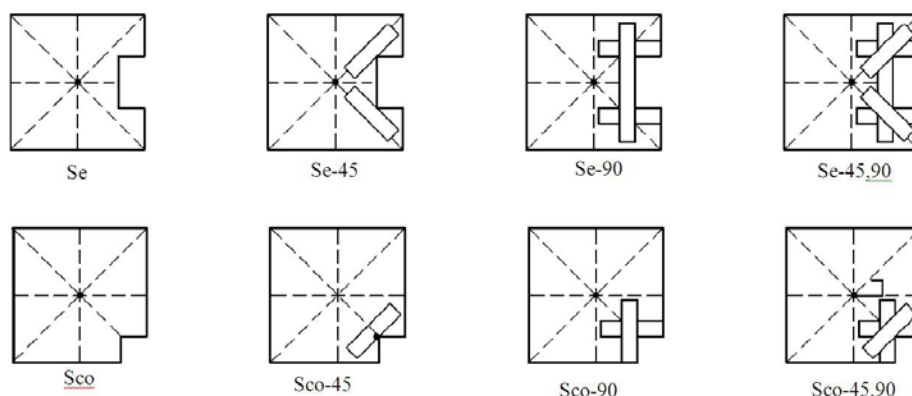
شکل ۲ نمونه آزمایشگاهی

جدول ۳ مشخصات اسمی چسب و پرایمر

مقاومت برشی (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	مدول یانگ (GPa)	چسبندگی به بتن (MPa)	محصول
–	–	–	۱۷	پرایمر
۱۷/۶	۵۰	۲	–	چسب

جدول ۴ موقعیت، طول و پهنای ورق‌های CFRP استفاده شده

طول لایه (m)	پهنای لایه (mm)	محل نصب لایه‌ها	نوع لایه	طول بازشو (m)	دال
۱/۴	۳۰۰	در زاویه ۴۵	300S	۱×۰/۵	Se-45
۲/۳	۳۰۰	در زاویه ۹۰	300S	۱×۰/۵	Se-90
۱/۶	۳۰۰	در زاویه ۹۰			
۱/۴	۳۰۰	در زاویه ۴۵	300S	۱×۰/۵	Se-45,90
۲/۳	۳۰۰	در زاویه ۹۰	300S		
۱/۶	۳۰۰	در زاویه ۹۰			
۱	۳۵۰	در زاویه ۴۵	300S	۰/۵×۰/۵	Sco-45
۱/۶	۳۰۰	در زاویه ۹۰	300S	۰/۵×۰/۵	Sco-90
۱	۳۵۰	در زاویه ۴۵	300S	۰/۵×۰/۵	Sco-45,90
۱/۶	۳۰۰	در زاویه ۹۰	300S		



شکل ۳ انواع تقویت دال‌ها

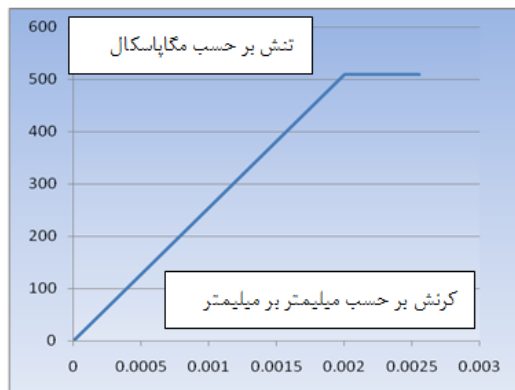
مطالعه حاضر به ترتیب برابر با 12° و $0/1$ در نظر گرفته شده است. با عنایت به این موضوع که در تحقیق حاضر، بار اعمالی به آهستگی به دال وارد می‌شود و از آنجا که بتن دال در منطقه فشاری تحت اثر تنش‌های دومتوری است و لذا مقاومت فشاری بتن در عمل بالاتر از مقاومت فشاری تک‌محوری است و نظر به اثر الیاف تقویتی CFRP که موجب افزایش کرنش‌های بتن در ناحیه فشاری و در نتیجه افزایش شکل‌پذیری بتن در منطقه فشاری می‌شود، لذا بر همین اساس و بر پایه مراجع [19] و [20]، بتن در ناحیه فشاری دال رفتار ترد نشان نمی‌دهد و نیازی به تعریف مدل آسیب فشاری برای بتن و کاهش ماتریس سختی دال براساس مدل آسیب نیست و می‌توان از مدل کلاسیک خمیری دراگر- پراگر برای مدل‌سازی رفتار بتن در فشار و کاهش سختی استفاده نمود. پر واضح است که در هنگام مدل‌سازی بارهای ضربه‌ای وارد به دال و یا بارهای معمولی در دال‌های بتن مسلح تقویت‌نشده با الیاف CFRP، باید اثر رفتار ترد بتن در فشار را در نظر گرفت و در این صورت استفاده از مدل‌های کلاسیک خمیری بتن مانند مدل به‌کار رفته در تحقیق حاضر نتایج دقیقی ارائه نخواهد داد. اما برای تعریف رفتار بتن در کشش از نظریه آسیب استفاده می‌شود. بر این اساس رفتار بتن در کشش تا هنگام بروز ترک، الاستیک خطی فرض می‌شود و پس از آن رفتار نرم‌شوندگی کرنش در

مشخصات ۶ گروه ثانوی دال‌های مدل‌سازی شده پیشنهادی براساس محدودیت‌های آیین‌نامه آبا ایران (Se-45, Se-90, Se-45, 90, Sco-45, Sco- (90, Sco-45, 90

همان‌طور که پیشتر اشاره شد در مطالعه حاضر ۶ گروه دیگر از دال‌ها به منظور بررسی محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای کشورمان مدل‌سازی شدند. گروه Se که دارای بازشو در لبه دال (محل تقاطع نوار ستونی و نوار میانی) و گروه Sco که دارای بازشو در گوشه دال (محل تقاطع دو نوار ستونی) می‌باشند. ابعاد این دال‌ها نیز مانند ۴ گروه اول $2600 \times 2600 \times 100$ mm می‌باشند. مشخصات و شکل این دال‌ها در جدول (۴) و شکل (۳) دیده می‌شوند.

مشخصات رفتاری بتن دال

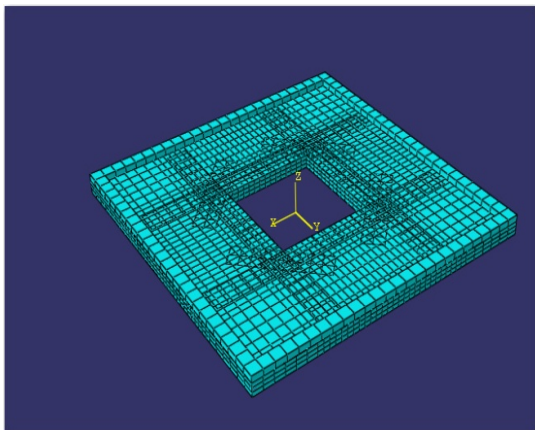
در این مطالعه رفتار بتن براساس کار ایناکسون و همکاران [18] تعریف شده است. بر این مبنا برای بیان رفتار بتن از ترکیب نظریه‌های خمیری، آسیب و مکانیک شکست استفاده شده است. به این ترتیب که رفتار بتن در فشار با فرض این‌که بتن یک ماده چسبنده- اصطکاکی است از روی نظریه کلاسیک خمیری و با استفاده از مدل دراگر- پراگر تعریف می‌شود [17]. زاویه اتساع Ψ مخروط ناقص دراگر- پراگر و مقدار خروج از محوریت e در این مدل برای



شکل ۵ رفتار میلگردهای دال

مشخصات رفتاری میلگردهای دال

در مطالعه حاضر رفتار میلگردهای فولادی دال یک رفتار الاستوپلاستیک ایده آل فرض می شود (شکل ۶). چسبندگی کامل بین بتن و فولاد فرض می شود و اثر سخت شوندگی کششی به سبب میلگردها در مسئله وارد نمی شود. صفحات تکیه گاهی فولادی با رفتار الاستیک خطی در نظر گرفته می شوند.



شکل ۶ مدل المان بندی شده دال

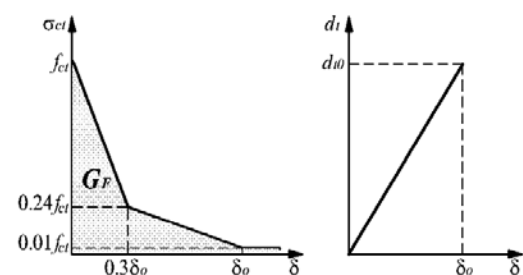
مشخصات رفتاری CFRP

مشخصات مصالح فیبر کربن که در این مدل سازی مورد استفاده قرار گرفت است و به نرم افزار معرفی شده است، به صورت زیر در جدول (۵) خلاصه شده است.

منطقه شکست فرض می شود. رفتار نرم شوندگی کرنش در این جا به صورت منحنی دوخطی توصیف می شود (شکل ۴) که در آن میان تابع آسیب کششی dt و بازشدگی ترک δ رفتار خطی توصیف می شود. ماکزیم مقدار تابع آسیب dt_0 در این مطالعه همانند پژوهش ایناکسون و همکاران [18] برابر $0/9$ و ماکزیم بازشدن ترکها δ_0 برابر 0.115mm منظور شده است (شکل ۵). فاکتور انرژی G_f برای مود اول شکست طبق نظریه مکانیک شکست بتن برابر مساحت زیر منحنی نرم شدگی و برابر 100 N/m برآورد می شود. همان طور که از شکل (۴) پیداست بعد از پیدایش ترک، مدلی عددی براساس اندازه گیری بازشدگی دهانه ترک، مقاومت کششی بتن را در راستای عمود بر امتداد ترک کاهش می دهد و میزان پارامتر آسیب را از صفر (بدون ترک) تا حداکثر مقدار $0/9$ (بازشدگی ترک برابر با $0/115$ میلی متر) افزایش می دهد. سپس براساس نظریه آسیب کششی، مقدار کاهش تنش و ماتریس رفتاری الاستیک آسیب دیده را محاسبه می نماید (رابطه ۱):

$$\sigma = (1-d)D_0^{\text{el}} : (\epsilon - \epsilon^{\text{pl}}) = D^{\text{el}} : (\epsilon - \epsilon^{\text{pl}}) \quad (1)$$

در رابطه بالا، d همان d_t یعنی پارامتر آسیب کششی بتن است و D_0^{el} و D^{el} به ترتیب ماتریس رفتاری الاستیک اولیه و آسیب دیده بتن در اثر بروز ترک می باشند. با استفاده از تنش و ماتریس رفتاری اصلاح شده بار داخلی و ماتریس سختی محاسبه و اصلاح می شوند. همان طور که از رابطه (۱) پیداست در این نظریه، آسیب کششی بتن همسان گرد در نظر گرفته می شود.



شکل ۴ نمودار نرم شدگی کششی

جدول ۵ مشخصات الیاف CFRP

E_1 (GPa)	۲۲۸	(MPa)	مقاومت کششی طولی	۳۶۰۰
E_2 (GPa)	۱۸.۲	(MPa)	مقاومت فشاری طولی	۲۵۰۰
ν	۰.۲۸	(MPa)	مقاومت کششی عرضی	۱۵۰
G_{12} (GPa)	۱۱.۱	(MPa)	مقاومت فشاری عرضی	۲۹۰
G_{13} (GPa)	۱۱.۱	(MPa)	مقاومت برشی طولی	۶۰
G_{23} (GPa)	۷.۱	(MPa)	مقاومت برشی عرضی	۸۵

صحت‌سنجی مدل عددی توسعه یافته

در این جا باتوجه به محدودیت بحث فقط به ارائه دو نمونه از نتایج صحت‌سنجی مدل اکتفا می‌کنیم. ابتدا مدلی را در نظر می‌گیریم که دارای بازشو در مرکز دال است و توسط الیاف CFRP به صورت ۹۰ درجه و موازی لبه‌های بازشو تقویت شده است. شکل (۷) دو نمودار را نشان می‌دهد که در آن منحنی توپر نشان‌دهنده منحنی شدت بار- تغییر مکان مدل و منحنی خط‌چین نمایش‌دهنده نتیجه شدت بار- تغییر مکان آزمایشگاهی می‌باشد. این منحنی‌ها هر دو برای یک نقطه در لبه بازشو که در شکل نشان داده شده است به دست آمده است. حداکثر شدت بار قابل تحمل به دست آمده از مدل عددی ۵۱ کیلونیوتن بر مترمربع و جابه‌جایی نظیر این شدت بار برابر با ۳۸ میلی‌متر به دست آمد. این در حالی است که مقادیر نظیر برای نمونه آزمایشگاهی به ترتیب برابر با ۴۸ کیلونیوتن بر مترمربع و ۳۲ میلی‌متر می‌باشد (جدول ۶). با مقایسه آشکار شد که درصد خطای مدل برای محاسبه بار تقریباً ۶ درصد می‌باشد. شکل (۸) نمایش‌دهنده تغییر شکل مدل عددی در لحظه نهایی مقاومت دال می‌باشد. نمونه دیگر برای صحت‌سنجی مدل، مدلی است که توسط الیاف CFRP نود درجه و ۴۵ درجه تقویت شده است. شکل (۹) نشان‌دهنده مقایسه نمودار شدت بار- تغییر مکان مدل عددی و نتایج تجربی و شکل (۱۰) نمایش تغییر شکل دال در لحظه گسیختگی است. شکل (۱۱) کرنش ایجاد شده در الیاف CFRP را در لحظه خرابی آنها نشان می‌دهد. حداکثر شدت بار قابل تحمل به دست آمده از مدل عددی ۵۵/۴ کیلونیوتن بر مترمربع و جابه‌جایی نظیر این شدت بار برابر با ۴۰ میلی‌متر به دست آمد. این در حالیست که مقادیر نظیر برای نمونه آزمایشگاهی به ترتیب برابر با ۵۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع و ۳۰/۵ میلی‌متر می‌باشد (جدول ۷). با مقایسه آشکار شد که درصد خطای مدل برای محاسبه بار تقریباً ۷ درصد می‌باشد.

مشخصات اجزای محدود مدل

برای مدل‌سازی بتن دال از المان C3D8R نرم‌افزار آباکوس استفاده شد. این المان سه‌بعدی مکعبی است و ۸ گرهی می‌باشد و در هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی است و از روش انتگرال‌گیری کاهش یافته استفاده می‌کند. برای شبیه‌سازی میلگردها از المان T3D2 استفاده شد که یک نوع المان خرپایی سه‌بعدی دارای دو گره می‌باشد. برای مدل‌سازی الیاف تقویتی CFRP از المان S4R که یک نوع المان غشایی است استفاده شد. این المان در جهت عمود بر صفحه خود هیچ‌گونه سختی ندارد. در شکل (۶) یک نمونه مدل المان‌بندی شده تقویت شده با الیاف CFRP و دارای بازشو در مرکز دال برای مثال دیده می‌شود.

ارائه نتایج و بحث

همان‌طور که پیشتر بحث شد در این مطالعه سعی شد تا با استفاده از نتایج آزمایشگاهی موجود در تحقیق ایناکسون و همکاران [18] یک مدل اجزای محدود کارا و صحت‌سنجی شده تهیه شود و از آن برای بررسی رفتار دال دوطرفه دارای بازشو در کنار و گوشه دال و تقویت شده با الیاف CFRP که تاکنون در مقالات علمی به آن پرداخته نشده است، استفاده شود؛ لذا در ادامه ابتدا نتایج مربوط به صحت‌سنجی مدل ارائه و پس از آن به مطالعه نتایج مدل عددی توسعه یافته خواهیم پرداخت.

ارائه برخی نتایج مدل عددی توسعه یافته

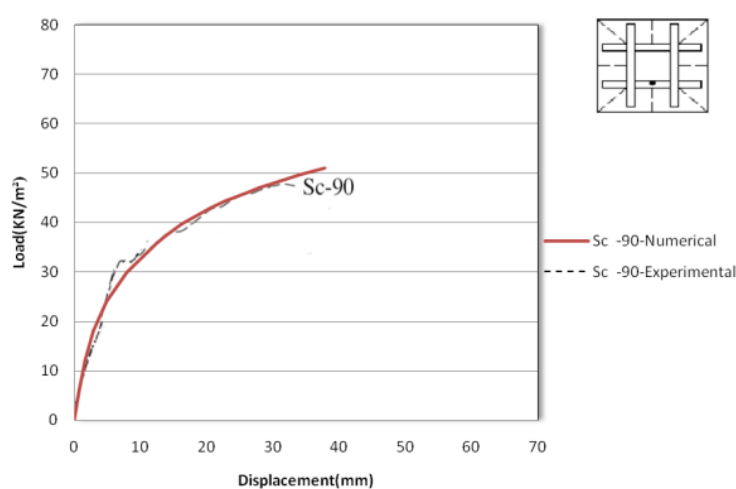
در این جا به ارائه مختصری از نتایج به دست آمده از مدل عددی پیشنهادی صحت سنجی شده برای پیش بینی رفتار دال های دوطرفه دارای بازشو در لبه کناری دال و گوشه آن می پردازیم.

دال های دارای بازشو در لبه کناری Se

در نمونه ای که این جا ارائه می شود ابعاد بازشوی کناری 1×0.5 می باشد (ابعاد بر حسب متر). علامت Scc در

این جا به معنی دال با بازشو در لبه کناری و تقویت شده با الیاف CFRP می باشد.

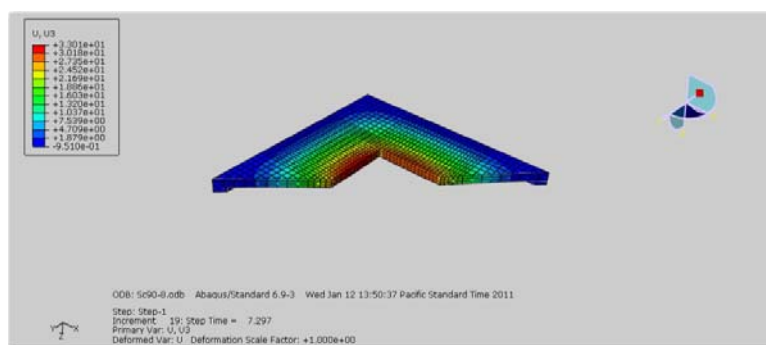
ظرفیت خمشی و شکل پذیری. همان گونه که از شکل (۱۲) مشخص است، به دلیل ایجاد بازشو در دال Se ظرفیت باربری دال نسبت به حالت همگن (دال بدون بازشو H) $23/8$ درصد کاهش یافته است. این یافته در تضاد با نتایج کار ایناکسون و همکاران [18] می باشد.



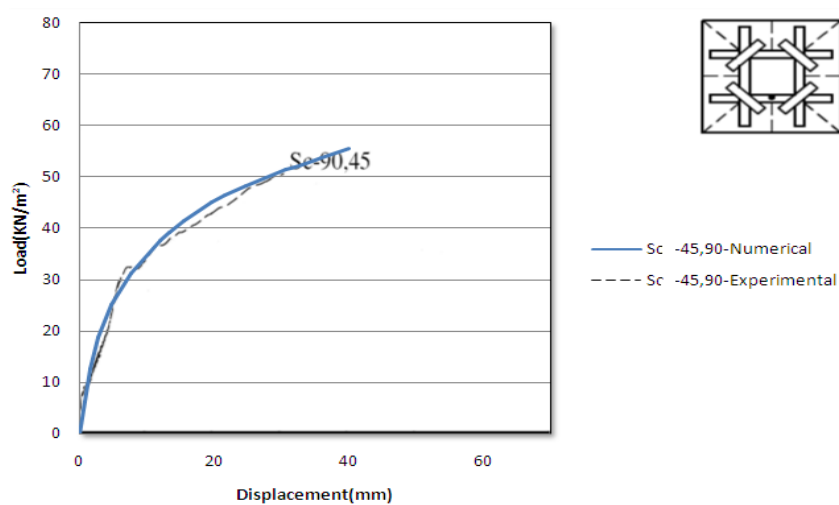
شکل ۷ نمودار شدت بار-تغییر مکان دال تقویت شده با الیاف CFRP نود درجه

جدول ۶ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی

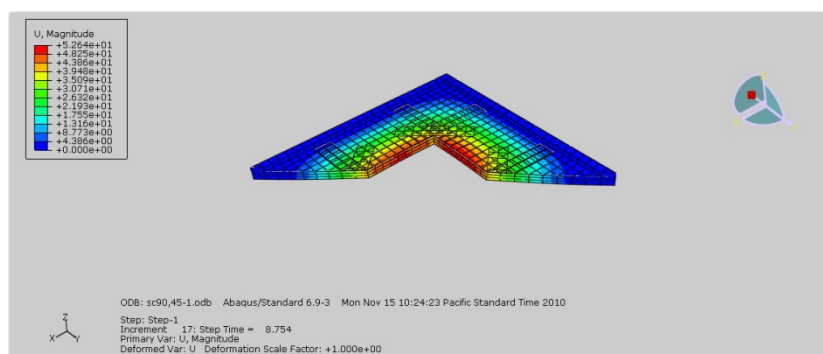
جابه جایی نظیر بار نهایی (میلی متر)	بار نهایی (کیلو نیوتن)	نمونه آزمایشگاهی [18]
۳۸	۵۱	نمونه آزمایشگاهی [18]
۳۲	۴۸	نمونه عددی



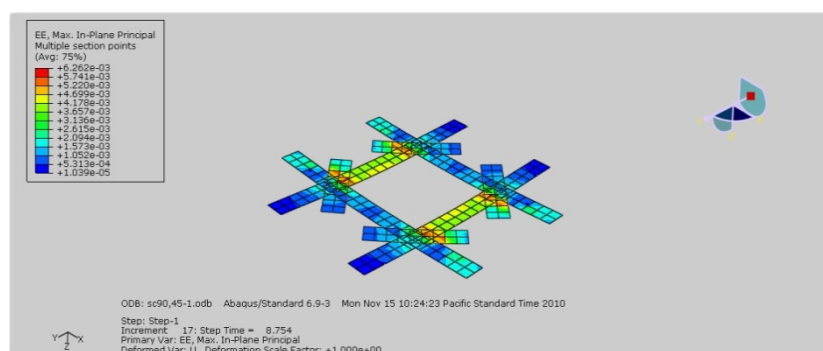
شکل ۸ نمودار تغییر شکل دال تقویت شده با الیاف CFRP نود درجه



شکل ۹ نمودار شدت بار- تغییر مکان دال تقویت شده با الیاف CFRP نود درجه و ۴۵ درجه



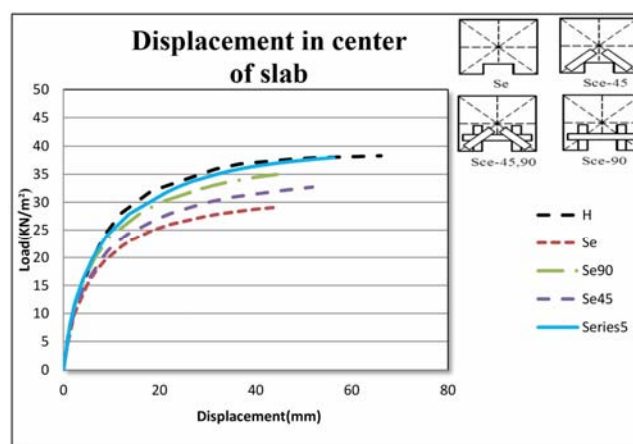
شکل ۱۰ نمودار تغییر شکل دال تقویت شده با الیاف CFRP نود درجه و ۴۵ درجه



شکل ۱۱ کرنش در الیاف CFRP

جدول ۷ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی

	بار نهایی (کیلو نیوتن)	جابه جایی نظیر بار نهایی (میلی متر)
نمونه آزمایشگاهی [18]	۵۵/۴	۴۰
نمونه عددی	۵۱/۵	۳۰/۵



شکل ۱۲ نمودار شدت بار - تغییر مکان برای نقطه ای در مرکز دال

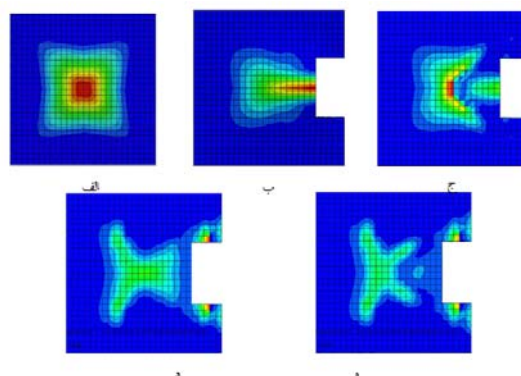
خواهد یافت. این نتیجه نشان‌دهنده ارجحیت استفاده از روش ترکیبی ۴۵ و ۹۰ درجه برای آرایش دادن الیاف CFRP است.

الگوی گسترش ترک. مدل پخش ترک در دال‌های این گروه در شکل (۱۳) نشان داده شده است. در دال Se، برخلاف دال‌های S که دارای بازشو در مرکز است ترک‌ها از گوشه بازشو ایجاد نمی‌شوند بلکه از وسط لبه شروع به گسترش به طرف مرکز دال می‌کنند (به تحقیق ایناکسون و همکاران [18] مراجعه شود). با مقایسه حالات مختلف دال تقویت‌شده (حالات ج، د، ه) و دال تقویت‌نشده (حالت ب) دیده می‌شود که در تمام حالات ترک‌ها گسترش بیشتری پیدا می‌کنند اما از طول آنها کاسته می‌شود (وسعت نواحی به رنگ زرد و قرمز را مقایسه کنید). همین امر سبب افزایش ظرفیت باربری دال تقویت‌شده با الیاف CFRP می‌شود. از سوی دیگر با مقایسه حالات مختلف تقویت دال مشخص می‌شود که در حالت ترکیبی ۹۰ و ۴۵ درجه (حالت ه) وسعت پخش ترک‌ها و تمرکز آنها نسبت به دو حالت ۹۰ درجه (حالت د) و ۴۵ درجه (حالت ج) کاهش می‌یابد و لذا ظرفیت باربری و شکل‌پذیری دال افزایش پیدا می‌کند.

در آن‌جا دال دارای بازشو در مرکز تقریباً ظرفیت خمشی معادل با دال همگن (دال بدون بازشو) دارد. تفسیر این تضاد شاید به دو دلیل باشد: یکی بزرگ‌تر بودن ابعاد بازشو مرکزی در مقایسه با ابعاد بازشوی کناری که سبب کاهش سطح باربری و در نتیجه جبران افت مقاومت خمشی دال ناشی از ایجاد بازشو باشد و دیگری وجود تقارن در حالت بازشوی مرکزی و عدم وجود آن در بازشوی کناری می‌باشد. وجود تقارن به افزایش ظرفیت باربری دال کمک می‌کند. اشکال مختلف تقویت دال با الیاف CFRP افزایش ظرفیت باربری بین ۱۲/۳ تا ۳۰/۶ درصد نسبت به حالت Se از خود نشان می‌دهند به‌طوری که در حالت Sce-45,90 (تقویت دال با الیاف ۴۵ و ۹۰ درجه)، ظرفیت خمشی دال به ظرفیت دال بدون بازشو می‌رسد و از آن فراتر هم می‌رود (۶/۸ درصد بیشتر از ظرفیت خمشی دال همگن). این نتیجه با یافته‌های ایناکسون و همکاران [18] که در آنها بازشو در مرکز دال می‌باشد هم‌خوانی دارد. نکته جالب دیگر این‌که با روش تقویت ۴۵ و ۹۰ درجه با الیاف CFRP هم ظرفیت خمشی دال نسبت به دال اولیه (دارای بازشو) بیشتر می‌شود، هم شکل‌پذیری دال افزایش می‌یابد. در حالی که اگر با روش ۴۵ درجه یا ۹۰ درجه تقویت دال انجام شود در حالی که ظرفیت خمشی دال افزایش می‌یابد شکل‌پذیری آن کاهش

ظرفیت باربری در اثر تقویت با الیاف CFRP جزئی می‌باشد که از دلایل آن می‌توان به این مورد اشاره نمود که طول الیاف‌هایی که در این حالت استفاده می‌شوند بسیار کم است و عملاً کارایی چندانی ندارند به‌طوری که حتی با اضافه نمودن چندباره سطح مقطع این الیاف‌ها (افزایش عرض) نتیجه مطلوب‌تری به‌دست نمی‌آید.

الگوی گسترش ترک. مدل پخش ترک در دال‌های این گروه در شکل (۱۵) نشان داده شده است. همان‌گونه که دیده می‌شود در این گروه دال‌ها نیز همانند دو گروه قبل (S و Se) در حالت همگن ترک‌ها از وسط شروع می‌شوند و به کناره‌ها گسترش می‌یابند. اما در دال Sco، این ترک‌ها از گوشه دال شروع می‌شوند و به سمت مرکز دال گسترش می‌یابند (شکل ۱۵ حالت ب). در حالت Sco-45 دیده می‌شود که این ترک‌ها به دلیل وجود الیاف CFRP، در گوشه دال ظهور نمی‌یابند بلکه به سمت مرکز دال نقل مکان می‌یابند. در دو حالت دیگر نیز ترک‌ها به سمت بازشو گسترش می‌یابد ولی بعد از رسیدن به الیاف‌ها به سمت لبه‌های خارجی دال گسترش می‌یابند. مشاهده می‌شود که در دو حالت قرارگیری ۹۰ و ترکیبی ۹۰ و ۴۵ درجه نسبت به حالت ۴۵ گسترش ترک‌ها بیشتر و بازشدگی آنها کمتر می‌شوند. همان‌طور که در شکل (۱۵) هم پیداست و تأییدی بر نمودار (۱۴) می‌باشد در حالت بازشوی گوشه الگوی ترک‌ها در دو حالت ۹۰ و ترکیب ۹۰ و ۴۵ درجه کاملاً مشابه است و لذا تفاوت معنی‌داری بین کاربرد این دو روش برای افزایش ظرفیت خمشی دال وجود ندارد. این مسئله برخلاف نتیجه به‌دست آمده در مورد دال‌های گروه قبل (بازشو در لبه کناری دال) است که در آنجا تفاوت دو روش نام‌برده کاملاً مشهود است. در شکل (۱۶) شکل شکست و الگوی گسترش ترک در نمونه‌های آزمایشگاهی برگرفته از کار ایناکسون و همکاران (۲۰۰۷) برای مقایسه با نتایج مدل حاضر ارائه شده‌اند.

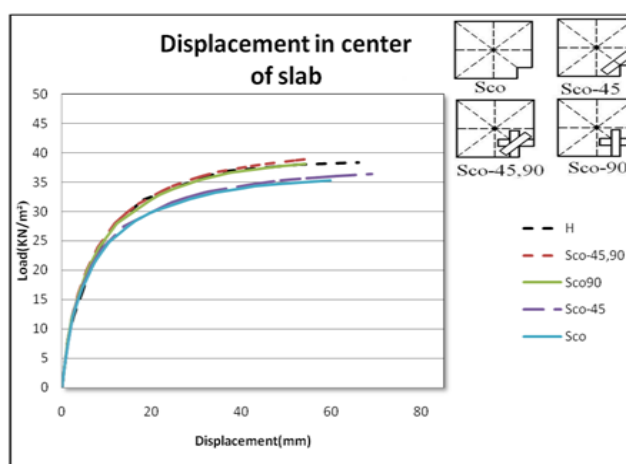


شکل ۱۳ نحوه توزیع ترک‌ها: (الف) دال هموزن، (ب) دال Se، (ج) دال Sco-45، (د) دال Sco-90، (ه) دال Sco-45,90

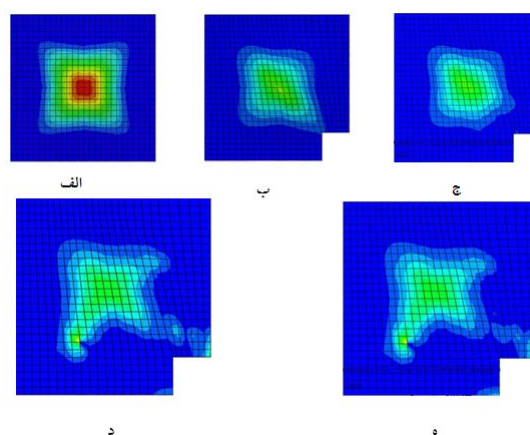
دال‌های دارای بازشو در گوشه دال Sco

این دال‌ها دارای بازشو در گوشه می‌باشند. اندازه بازشوی این نمونه‌ها برابر $0/5 \times 0/5$ (ابعاد به متر) است. این دال‌ها مانند دال‌های گروه Se شامل چهار نمونه می‌باشند که به تشریح و مقایسه آنها باهم و همچنین با دال بدون بازشو خواهیم پرداخت.

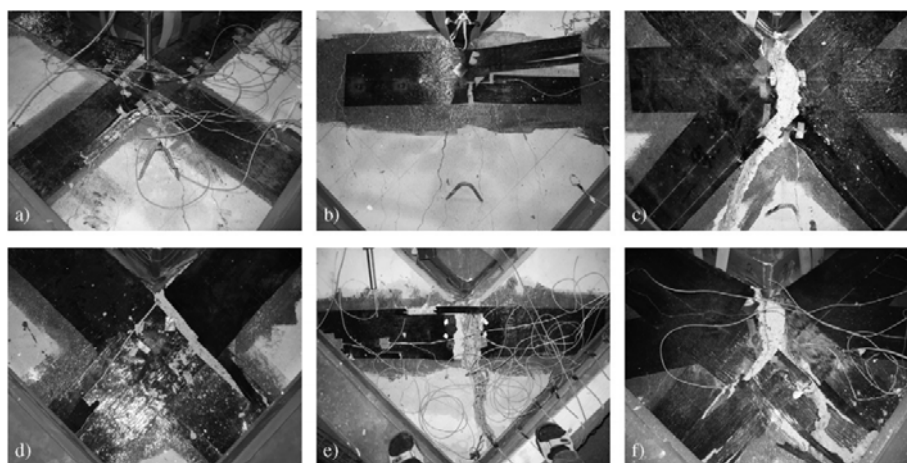
ظرفیت خمشی و شکل‌پذیری. همان‌گونه که از نمودار (۱۴) مشخص است، به دلیل ایجاد بازشو در دال Sco ظرفیت باربری دال نسبت به حالت همگن $7/5$ درصد کاهش یافته است. این نتیجه نشان می‌دهد در مقایسه با حالت بازشو در لبه کناری و با در نظر گرفتن نسبت مساحت بازشو $0/5$ متر مربع برای لبه کناری و $0/25$ متر مربع برای گوشه مشخص می‌شود که تأثیر بازشو در لبه کناری در کاهش ظرفیت باربری بیشتر از بازشوی گوشه با مساحت بازشوی برابر است. نمونه دال‌های مختلف با استفاده از الیاف CFRP افزایش ظرفیت باربری بین $1/4$ تا $10/2$ درصد نسبت به حالت Sco از خود نشان می‌دهند به‌طوری که در حالت Sco-90، ظرفیت خمشی دال به ظرفیت دال بدون بازشو می‌رسد و در حالت Sco-45,90 این ظرفیت حدود ۲ درصد بیش از ظرفیت دال دارای بازشو است. البته همان‌طور که مشاهده می‌شود در این دال‌ها در مقایسه با دال‌های گروه قبل (بازشو در لبه کناری) افزایش



شکل ۱۴ نمودار شدت بار- تغییر مکان برای نقطه‌ای در مرکز دال



شکل ۱۵ نحوه توزیع ترک‌ها: (الف) دال همگن، (ب) دال Sco، (ج) دال Sco-45، (د) دال Sco-90، (ه) دال Sco-45,90



شکل ۱۶ الگوی گسترش ترک‌ها در آزمایشگاه در گوشه دال با بازشوی مرکزی در نمونه‌های مختلف تقویت‌شده با الیاف CFRP (a) دال با بازشوی کوچک در مرکز تقویت‌شده با الیاف ۹۰ درجه- ترک‌ها در امتداد اضلاع بازشو، (b) ترک در گوشه‌های بازشوی کوچک در مرکز دال تقویت‌شده با الیاف ۴۵ درجه، (c) ترک در امتداد اضلاع و در گوشه‌های بازشوی کوچک در دال تقویت‌شده با الیاف ترکیبی ۹۰ و ۴۵ درجه، (d) دال با بازشوی بزرگ در مرکز تقویت‌شده با الیاف ۹۰ درجه- ترک‌ها در امتداد اضلاع بازشو، (e) ترک در گوشه‌های بازشوی بزرگ در مرکز دال تقویت‌شده با الیاف ۴۵ درجه، (f) ترک در امتداد اضلاع و در گوشه‌های بازشوی بزرگ در دال تقویت‌شده با الیاف ترکیبی ۹۰ و ۴۵ درجه [18]

جمع‌بندی نتایج

همان‌طور که ملاحظه شد در این مطالعه سعی بر آن بود تا با استفاده از یک مدل اجزای محدود بتوان اثر چسباندن الیاف پلیمری کربنی را در ظرفیت باربری نهایی دال‌های بتن مسلح دارای بازشو در کنار و گوشه‌ها بررسی نمود. در ادامه برخی از نتایج مهم به‌دست آمده به شکل خلاصه ارائه می‌شود:

۱. نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی پیشنهادی به‌روشنی نشان می‌دهد که نتایج این پژوهش در مورد سیستم مقاوم سازی می‌تواند برای دال‌های موجود که در آن ایجاد بازشو شده است، استفاده شود و ظرفیت باربری آنها در مقایسه با حالت همگن می‌تواند افزایش یابد به‌طوری که براساس نتایج به‌دست آمده از روش اجزای محدود مقاومت نهایی نسبت به نمونه شاهد (دارای بازشو و بدون تقویت) در گروه Scc (دال با بازشو در مرکز دال) از ۷ تا ۴۱ درصد، در گروه Se (دال با بازشو در لبه کناری) از ۱۲ تا ۳۰ درصد و در گروه Sco (دال با بازشو در گوشه دال) از ۱ تا ۱۰ درصد افزایش داشته است.

۲. کارایی الیاف CFRP در افزایش ظرفیت باربری دال‌های دوطرفه به این ترتیب است: (۱) دال با بازشو در مرکز، (۲) دال با بازشو در لبه کناری و (۳) دال با بازشو در گوشه. یعنی بیشترین تأثیر در مورد بازشوی وسط دال و کمترین تأثیر در مورد بازشوی گوشه دال به‌دست می‌آید.

۳. دال‌های تقویت‌شده با CFRP رفتار سخت‌تری در مقایسه با دال‌های مرجع به‌خصوص بعد از نقطه‌ای که گسیختگی اتفاق می‌افتد، نشان می‌دهند. این رفتار در دال‌های دارای بازشو در وسط به‌وضوح دیده می‌شود اما در دال‌های دارای بازشو

در گوشه و لبه تا حدود زیادی کمتر می‌گردد. شاید دلیل آن باشد که در هنگامی که بازشو در مرکز دال است عملکرد دوطرفه دال مختل می‌شود و به‌خصوص هنگامی که ابعاد بازشو بزرگ می‌شود عملکرد دال به‌صورت عملکرد چهار تیر محیطی در می‌آید. در حالی که زمانی که بازشو در لبه کناری یا گوشه است دال رفتار دوطرفه خود را همچنان حفظ می‌کند.

۴. طریقه نصب الیاف‌های CFRP تأثیر به‌سزایی در افزایش ظرفیت باربری دال‌ها دارد. به‌طوری که دیده شد نصب الیاف‌های CFRP به‌صورت موازی با لبه‌های بازشو حالت مناسب‌تری نسبت به حالت نصب آنها به‌صورت مورب، و نصب الیاف‌ها به‌صورت ترکیبی (موازی و مورب با لبه بازشو) نتایج مناسب‌تری نسبت به حالت موازی با بازشو دارد. در حالت ترکیبی حتی رفتار دال به‌جای سخت‌تر شدن نسبت به حالت همگن شکل‌پذیرتر می‌شود (در مورد دال‌های دارای بازشو کناری).

۵. استفاده از الیاف‌های CFRP در دال‌ها باعث تغییر الگوی ترک‌خوردگی در سطح زیرین دال‌ها می‌شود به‌گونه‌ای که سطح گسترش این ترک‌ها نسبت به حالت بدون بازشو که در لبه‌ها متمرکز هستند افزایش می‌یابد و به‌سمت قسمت میانی و تکیه‌گاه‌ها گسترده می‌شوند. همچنین با استفاده از این الیاف‌ها اندازه بازشدگی ترک‌ها کوچک‌تر می‌شود.

۶. در هیچ‌کدام از نمونه‌ها، الیاف CFRP به ظرفیت نهایی خود نمی‌رسند که این مطلب به سطح مقطع الیاف مورد استفاده مربوط می‌گردد. میزان کرنش در الیاف‌های CFRP در نمونه‌ها بین ۲۴ تا ۸۰ درصد کرنش گسیختگی می‌باشد.

مراجع

1. Erhard, G. "Designing with Plastics", Hanser Gardner Publication, Inc., (2006).
2. Arduini, M., D'Amrisi, A., and Tommaso, A. D. "Shear failure of concrete beams reinforced with

- FRP plates", In proceedings, infrastructures: A new materials and methods of repair, *proceedings of the third materials engineering conference*, San Diego, CA, USA, pp. 123-130, (1991).
3. GangaRao, H. V. S. and Vijay, P. V. "Bending behavior of concrete beams wrapped with carbon fabric", *Journal of structural engineering*, Vol. 124(1), pp. 3-10, (1998).
 4. Triantafillou, T. C. "Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites", *ACI Structural Journal*, Vol. 95(2), pp.107-115, (1998).
 5. Nitereka, C. and Neale, K. "Analysis of reinforced concrete beams strengthened in flexure with composite laminates", *Canadian journal for civil engineering*, Vol. 26, pp. 646-654, (1999).
 6. Julio, F. D., and Pizhong, Q. "A computational approach for analysis and optimal design of FRP beams", *Computers and Structures*, Vol. 70(2), pp. 169-183, (1999).
 7. Wu, Y., Zhu, Y., Lai, Y., and Pan, W., "Analysis of shear lags and shear deformation effects in laminated composite box beams under bending loads", *Composite Structures*, Vol. 55(2), pp. 147-156, (2002).
 8. Zheng, Z., and Taheri, F., "Numerical studies on dynamic pulse buckling of FRP composite laminated beams subject to an axial impact", *Composite Structures*, Vol. 56(3), pp. 269-277, (2002).
 9. Håkan, N., and Täljsten, B., "Testing of hybrid FRP composite beams in bending", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 35(1), pp. 27-33, (2004).
 10. Wegian, F. M., and Abdalla, H. A. "Shear capacity of concrete beams reinforced with fiber reinforced polymers", *Composite Structures*, Vol. 71(1), pp. 130-138, (2005).
 11. Jae, H. L., Lopez, M., and C., Bakis, Bakis, "Slip effects in reinforced concrete beams with mechanically fastened FRP strip", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 31(7), pp. 496-504, (2009).
 12. Naghipour, M., Nematzadeh, M., and Yahyazadeh, Q., "Analytical and experimental study on flexural performance of WPC-FRP beams", *Construction and Building Materials*, Vol. 25(2), pp. 829-837, (2011).
 13. Ebead, U., Marzouk, H. and Lye. M., "Strengthening of two-way slabs using FRP materials: a simplified analysis based on response surface methodology", *2nd World Engineering Congress*, Sarawak, Malaysia, 22-25 July, (2002).
 14. Ebead, U., and Marzouk. H., "Tension-stiffening model for FRP-strengthened RC concrete two-way slabs", *Materials and Structures*, Vol. 38, pp. 193-200, (2004).
 15. Mosallam, A. S., and Mosalam, K. M., "Strengthening of two-way concrete slabs with FRP composite laminates", *Construction and building materials*, Vol. 17, pp. 43-54, (2003).
 16. El-sayed, W. E., Ebead, U. A., and Neale, K. W., "Mechanically Fastened FRP-Strengthened Two-Way Concrete Slabs with and without Cutouts", *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol.

- 13(3), pp. 198-207, (2009).
17. Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S. and Onate, E. "A plastic-damage model for concrete", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25(3), pp. 229–326, (1989).
18. Enochsson, O., Lundqvist, J., Taˆljsten, B., Rusinowski, P. and Olofsson, T., "CFRP strengthened openings in two-way concrete slabs –An experimental and numerical study", *Construction and Building Materials*, Vol. 21, pp. 810-826, (2007).

تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها براساس روش ترکیبی کوچک‌ترین مربعات بردارهای پشتیبان و شبیه‌سازی مونت کارلوی پیشرفته*

(یادداشت پژوهشی)

^(۱) محمد مهدی مجاهد^(۲) بهروز احمدی ندوشن

چکیده باتوجه به کوچک بودن احتمال خرابی سازه‌ها، تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها هزینه زمانی بالایی را به همراه خواهد داشت. در این مقاله، به منظور کاهش زمان محاسبات، الگوریتمی براساس ترکیب روش رگرسیون کوچک‌ترین مربعات دستگاه بردارهای پشتیبان و دو روش شبیه‌سازی مونت کارلوی پیشرفته: نمونه‌برداری با اهمیت و ابرمکعب لاتینی، ارائه شده است. با ارائه دو مثال قاب و یک مثال خرپا کارایی الگوریتم‌های پیشنهادی مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج حاصل نشان می‌دهد که روش پیشنهادی می‌تواند احتمال خرابی را به خوبی تخمین زند و زمان محاسبات در مقایسه با دیگر روش‌های ارائه شده در سال‌های اخیر بسیار کمتر می‌باشد.

واژه‌های کلیدی قابلیت اعتماد سازه‌ها، روش‌های پیشرفته شبیه‌سازی مونت کارلو، دستگاه بردارهای پشتیبان، احتمال خرابی.

Least Squares Support Vector Machine-based Advance Monte Carlo Methods for Reliability Analysis of Structures

M. Mojahed

B. Ahmadi-Nedushan

Abstract The failure probability of structures are rather small and therefore calculation of structural reliability generally has a high computational cost. In order to reduce computational costs, this articles proposes a hybrid approach based on combination of the least squares support vector regression and two advanced Monte Carlo methods: importance sampling and Latin hypercube sampling. Two frames and one truss example are used to evaluate the performance of the proposed algorithm. Results demonstrate that proposed method provides an accurate estimation of failure probability and that the computational costs are lower than those of other methods.

Key Words Structural Reliability, Advanced Monte Carlo Methods, Support Vector Machine, Failure Probability.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۱۲/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۱۱/۹ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول، دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده عمران، پردیس فنی و مهندسی، دانشگاه یزد.

Email: mahdimojahed@gmail.com

(۲) دانشیار دانشکده عمران، پردیس فنی و مهندسی، دانشگاه یزد.

مقدمه

قابلیت اعتماد، موضوعی بااهمیت در تحلیل و طراحی سازه‌ها می‌باشد. بحث اصلی تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها، محاسبه تخمین احتمال خرابی ناشی از عدم قطعیت پارامترها خواهد بود. به دلیل ماهیت غیرقطعی پارامترهای سازه و در دسترس نبودن تابع حالت حدی به فرم ریاضی، محاسبه ایمنی مطلق غیرممکن می‌باشد [1].

باتوجه به مشکلات روش‌های تحلیلی و شبیه‌سازی، از اوایل دهه ۸۰ میلادی روش‌های سطح پاسخ به‌منظور کاهش حجم محاسبات و در نتیجه کاهش هزینه زمانی ناشی از روش‌های المان محدود به‌کار گرفته شدند. ایده اساسی این روش‌ها، جایگزینی توابع حالت حدی با توابع سطح پاسخ ساده‌تر می‌باشد. با تخمین تابع عملکرد مناسب، می‌توان تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها را به‌درستی انجام داد [2-4].

در دو دهه اخیر با پیشرفت تحقیقات در زمینه هوش مصنوعی، روش شبکه عصبی مصنوعی به‌منظور تقریب تابع عملکرد به‌سرعت جایگزین روش‌های پیشین شد. کاربرد و جوانب مختلف روش شبکه عصبی در بسیاری از مقالات مطرح شده است [5-7]. شبکه عصبی با تمام مزیت‌هایی که نسبت به روش‌های کلاسیک دارد، در بسیاری از مسائل سازه‌ای با تعداد متغیرهای زیاد می‌تواند هزینه زمانی نسبتاً زیادی، برای محاسبات دربر داشته باشد [8].

در همین راستا برای رفع مشکلات شبکه عصبی، روش رگرسیون دستگاه بردار پشتیبان (Support Vector Machine (SVM) به‌عنوان یک روش یادگیری هوشمند برای به‌دست آوردن مدل رگرسیونی مناسب، به‌کار گرفته شده است. واپنیک، برای اولین بار در سال ۱۹۹۸، این روش را براساس تئوری بهینه‌یابی پیشنهاد داد [9]. روش SVM برای تقریب توابع عملکرد با افزایش تعداد داده‌های آموزشی، کارایی مناسبی از خود نشان نمی‌دهد لذا کارایی آن برای سازه‌هایی که دارای

متغیرهای زیادی هستند، کمتر می‌شود و هزینه زمانی زیادی را برای آموزش مدل صرف می‌کند. برای رفع مشکلات ناشی از این روش، بای گانچن در سال ۲۰۰۹ به بررسی کاربردهای روش رگرسیونی کوچک‌ترین مربعات دستگاه بردارهای پشتیبان (Least Squares Support Vector Machine (LSSVM) و ترکیب آن با روش نمونه‌برداری مونت کارلوی معمولی پرداخت و با ارائه مثال‌های عددی نشان داد که این روش درمقایسه با روش SVM از کارایی بالاتری از لحاظ کاهش هزینه زمانی برخوردار است [10].

باتوجه به‌اینکه کاربرد روش LSSVM اخیراً به‌عنوان نسخه بهبودیافته‌ای از SVM در سایر رشته‌های علوم و مهندسی بسیار مورد توجه قرار گرفته است [10-13]، در تعیین قابلیت اعتماد سازه‌ها بسیار محدود است و هم‌چنین باتوجه به مشکلات روش‌های نوین دیگر برای کاهش زمان محاسبات؛ لذا در این مقاله از این روش استفاده شده است. زمان ناشی از تعداد تحلیل براساس روش شبیه‌سازی مونت کارلوی معمولی زیاد می‌باشد لذا در این مقاله بااستفاده از روش‌های نمونه‌برداری بااهمیت و ابرمکعب لاتینی و براساس اطلاعات اضافی مسئله، نواحی انتخابی نمونه‌ها در قسمت‌های مهم و موثر فضای متغیرها محدود شده و بدین ترتیب تعداد تحلیل‌های مورد نیاز و در نتیجه زمان کل محاسبات نسبت به روش شبیه‌سازی مونت کارلوی معمولی کاهش داده می‌شود.

در ادامه باتوجه به اصولی که هر کدام از روش‌های پیشنهادی در کاهش زمان محاسبات دارند، به بررسی روش‌های نمونه‌برداری بااهمیت و ابرمکعب لاتینی در جهت تولید نمونه‌ها برای تحلیل سازه‌ها و سپس به فرمول‌بندی LSSVM پرداخته می‌شود. در نهایت با ارائه نمونه‌هایی از سازه‌های اسکلتی (دو قاب و یک خرپا)، کارایی بالای الگوریتم‌های پیشنهادی درمقایسه با سایر روش‌های نوین ارائه‌شده در سالیان اخیر جهت تحلیل قابلیت اعتماد این سازه‌ها نشان داده شده

است.

خرابی واقعند برابر ۱ و در غیر این صورت برابر صفر در نظر گرفته می شود. تابع $h_v(v)$ نیز به عنوان تابع چگالی بااهمیت مناسب می باشد. یک تخمین نارایب از احتمال خرابی به صورت رابطه (۴) بیان می شود.

$$p_f = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (I(V_j) \frac{f_x(V_j)}{h_v(V_j)}) \quad (4)$$

در رابطه (۴) نمونه تصادفی V_i با استفاده از تابع توزیع بااهمیت $h_v(v)$ تولید شده و $f_x(v)$ نیز تابع توزیع احتمال اصلی متغیرها است [15].

روش نمونه برداری ابرمکعب لاتینی [16] (Latin Hypercube Sampling (LHS))

روش نمونه برداری ابرمکعب لاتینی برای اولین بار توسط «مکی» در سال ۱۹۷۹ ارائه شد [16]. این روش براساس روش لایه لایه شده (The Layered Method) به تقسیم محدوده تغییرات هر متغیر به صورت احتمال مساوی می پردازد. بدین ترتیب فضای متغیرها عملاً به صورت ابرمکعب هایی تقسیم می شود. سپس نمونه گیری از محدوده هر یک از این ابرمکعب ها به عمل می آید و براساس قضیه احتمال کل، P_f به دست می آید. در این روش تعدادی از مقادیر ممکن هر متغیر که به لایه هایی جزء بندی شده است، انتخاب می شود و یک مقدار از هر لایه به طور تصادفی به عنوان مقدار نماینده انتخاب می گردد. تابع حالت حدی Y با K متغیر تصادفی به صورت رابطه (۵) می باشد.

$$Y = f(x_1, x_2, \dots, x_k) \quad (5)$$

برای به دست آوردن اولین ترکیب، از هر متغیر تصادفی K ، یک نماینده به طور تصادفی انتخاب می شود. برای به دست آوردن دومین ترکیب، یک نماینده به طور تصادفی از $N-1$ مقدار باقی مانده هر متغیر تصادفی K ، انتخاب می شود و این مراحل تا به دست آوردن N ترکیب از متغیرهای تصادفی ادامه داده می شود و در نهایت N مقدار نماینده برای هر کدام از K متغیر تصادفی به دست می آید. در کل، N^K ترکیب محتمل از

روش نمونه برداری بااهمیت

(Importance Sampling Method (ISM))

روش نمونه گیری بااهمیت یکی از روش های پیشرفته مونت کارلو می باشد که برای تخمین میزان احتمال خرابی و همچنین تعیین محدوده های خرابی، مورد استفاده قرار می گیرد. اگر ناحیه خرابی به دست آمده از تحلیل سازه ها D باشد، آن گاه در حالت کلی احتمال خرابی هر سازه براساس تحلیل قابلیت اعتماد در این ناحیه، براساس رابطه (۱) بیان می شود [14].

$$p_f = \int_D \dots \int f_x(x) dx \quad (1)$$

در رابطه (۱)، $f_x(x)$ تابع چگالی احتمال مشترک متغیرها، D ناحیه خرابی معین شده به وسیله یک یا چند تابع حالت حدی و P_f میزان احتمال خرابی سازه می باشد. با تعریف تابع نشانگر $I(x)$ به گونه ای که به ازای نمونه های واقع در ناحیه خرابی $I(x) = 1$ و در سایر موارد $I(x) = 0$ باشد، می توان رابطه (۱) را برای همه متغیرها به صورت رابطه (۲) بیان نمود [۳].

$$p_f = \int_D \dots \int I(x) f_x(x) dx \quad (2)$$

برای تولید و شبیه سازی نمونه ها، به جای استفاده از تابع توزیع احتمالی اصلی متغیرها، $f_x(x)$ از یک تابع چگالی احتمال جدید $h_v(v)$ با عنوان تابع چگالی نمونه گیری بااهمیت استفاده می شود. بنابراین نتایج شبیه سازی باید به صورت توابع وزنی برای تخمین تابع چگالی بااهمیت، به کار گرفته شوند. با توجه به موارد ذکر شده، احتمال خرابی رابطه (۲) به صورت رابطه (۳) تصحیح می شود.

$$p_f = \int_D \dots \int \left\{ I(V) \frac{f_x(V)}{h_v(V)} \right\} h_v(V) dx \quad (3)$$

در رابطه (۳)، تابع $I(V)$ به عنوان یک تابع نشانگر می باشد. مقدار این تابع برای نقاطی که در محدوده

نمونه اصلی تبدیل می‌کند.

$$f(x, w) = W \cdot \Phi(x) + b \quad (8)$$

بنابراین الگوریتم LSSVM قادر به تعیین تابع رگرسیون براساس یک مسئله بهینه‌سازی بر مبنای برنامه‌ریزی غیرخطی ($\|w\|^2$) طبق رابطه (۹) و با قید تساوی (۱۰) می‌باشد.

$$\min j(w, e) = \frac{1}{2} w^T w + \gamma \sum_{i=1}^l e_i^2 \quad (9)$$

$$y_i = w^T \Phi(x_i) + b + e_i \quad (10)$$

$$i = 1, \dots, l$$

تابع لاگرانژ به صورت رابطه (۱۱) به دست می‌آید و با مشتق‌گیری از تابع لاگرانژ جمله‌ای قیود بهینه‌یابی نیز به صورت روابط (۱۲) به دست می‌آیند.

$$L(w, b, e, a) = j(w, e) - \sum_{i=1}^l a_i (w^T \Phi(x_i) + b + e_i - y_i) \quad (11)$$

$$\frac{\partial L}{\partial b} = 0 \rightarrow -\sum_{i=1}^l a_i = 0$$

$$\frac{\partial L}{\partial w} = 0 \rightarrow w = \sum_{i=1}^l a_i \Phi(x_i)$$

$$\frac{\partial L}{\partial e_i} = 0 \rightarrow a_i = \gamma e_i$$

$$\frac{\partial L}{\partial a_i} = 0 \rightarrow w^T \Phi(x_i) + b + e_i - y_i = 0$$

(۱۲)

روابط (۱۲) را برای سادگی می‌توان به صورت ماتریسی به شکل رابطه (۱۳) نمایش داد.

$$\begin{bmatrix} I & 0 & 0 & -Z^T \\ 0 & 0 & 0 & -I^T \\ 0 & 0 & \gamma I & -I \\ Z & 1 & I & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w \\ b \\ e \\ a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ y \end{bmatrix} \quad (13)$$

در رابطه ماتریسی (۱۳)، پارامترها براساس روابط (۱۴) به دست می‌آیند.

$$y = [y_1 \ y_2 \ \dots \ y_l]^T \quad (14)$$

این مقادیر می‌تواند وجود داشته باشد. هدف روش ابرمکعب لاتینی این است که با انتخاب N ترکیب از این مقادیر نماینده، یکی و تنها یک مقدار از N ترکیب را به دست آورد.

فرمول‌بندی روش رگرسیون کوچک‌ترین مربعات دستگاه بردارهای پشتیبان (LSSVM) [10-11]

تابع توزیع معین $P(x, y)$ که در آن $x \in R^n, y \in R$ را در نظر بگیرید، در نتیجه می‌توان نقاط نمونه‌برداری را براساس رابطه (۶) به صورت نگاشت نقاط در فضای R^d به R تولید نمود.

$$D: \{(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_l, y_l)\} \subset R^d \times R \quad (6)$$

در رابطه (۱۱)، x_i بردارهای ورودی، y_i مقدار تابع حالت حدی، $t = 1, 2, \dots, l$ ابعاد بردار و l تعداد مشاهدات ورودی‌ها و خروجی می‌باشد. می‌توان رابطه بین بردارهای ورودی x و خروجی y را به صورت $y = f(x)$ در نظر گرفت. اگر رابطه خطی بین نقاط نمونه‌برداری، فرض شود، آن‌گاه تابع رگرسیون به صورت $f(x) = W^T(X) + b$ به دست می‌آید. در این تابع W و b به ترتیب بردار وزن و عرض مدل به دست آمده می‌باشد. خطای آموزشی تابع براساس کمترین ریسک به صورت رابطه (۷) به دست می‌آید.

$$\min j(w, e) = \frac{1}{2} w^T w + \gamma \sum_{i=1}^l e_i^2 \quad (7)$$

در رابطه (۷)، $\square > 0$ و تابع f براساس روابطی که در ادامه ذکر می‌شود به دست می‌آید؛ اما در اغلب موارد، ارتباط غیرخطی بین بردارهای ورودی و خروجی برقرار می‌باشد. در نتیجه تابع رگرسیون براساس تابع غیرخطی Φ به فضایی با ابعاد بزرگ‌تر تبدیل می‌شود و در نتیجه رگرسیون خطی به رگرسیون با ابعاد بالاتر تبدیل می‌شود. در نتیجه اگر بین نقاط نمونه‌برداری ورودی و خروجی رابطه غیرخطی (۸) فرض شود، آن‌گاه روش LSSVM به وسیله تابع غیرخطی Φ ، تابع رگرسیون خطی را به یک تابع غیرخطی در فضای

تخمین دقت مناسب برای داده‌های آزمایشی می‌باشد. برای ایجاد چنین مدلی، باید براساس میزان‌سازی بین مدل آموزش‌دیده و مقادیر تابع حالت حدی واقعی، تابع پاسخ مناسبی را به‌دست آورد، این در حالی است که مدل‌های دیگر باتوجه به عدم میزان‌سازی ممکن است توابع نامناسبی را به‌دست آورند. باتوجه به این‌که حل انتگرال مونت کارلوی معمولی رابطه (۲) در سازه‌های خرابی و قاب‌های فولادی که دارای توابع حالت حدی با متغیرهای زیادی هستند، نیاز به زمان بسیار زیادی خواهد داشت. بنابراین برای تسهیل در انتگرال‌گیری، از روش‌های نمونه‌برداری بااهمیت و ابرمکعب لاتینی استفاده شده است. با توجه به این‌که واریانس مقدار P_f با $\sigma_{I(x)}^2$ (واریانس متغیرها) رابطه مستقیم و با تعداد نمونه‌های تولیدشده رابطه عکس دارد در نتیجه انحراف معیار مقدار P_f و حاصل تخمین مونت کارلو با نسبت $N^{\frac{1}{2}}$ کاهش می‌یابد و این حکایت از همگرایی کند روش مونت کارلو دارد. همگرایی کند روش مونت کارلو با روش‌های ISM و LHS که بر مبنای کاهش واریانس هستند جبران خواهد شد. باتوجه به این‌که روش نمونه‌برداری بااهمیت برای افزایش تعداد نقاط نمونه‌گیری در ناحیه خرابی، از یک تابع چگالی احتمال که تأکید آن بر روی ناحیه خرابی است، استفاده می‌نماید، روش مناسبی برای نمونه‌برداری داده‌ها می‌باشد. برای انجام نمونه‌گیری و پخش نمونه‌ها در قسمت‌های مختلف خرابی، به شناسایی قسمت‌هایی که چگالی احتمال در آنها بزرگ است، اقدام می‌شود. روش نمونه‌برداری ابرمکعب لاتینی نیز برای تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌های پیچیده‌ای که زمان محاسبه فقط یک نمونه شبیه‌سازی آن ممکن است بسیار زیاد باشد، به‌منظور کاهش تعداد نمونه‌های مورد نیاز مناسب است. باتوجه به مطالب ارائه‌شده، براساس روش‌های پیشرفته مونت کارلو تعداد تحلیل سازه نسبت به روش مونت کارلوی معمولی به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد اما هم‌چنان تحلیل المان محدود امری ضروری می‌باشد.

$$Z = [\Phi(x_1) \quad \Phi(x_2) \quad \dots \quad \Phi(x_l)]^T$$

$$e = [e_1 \quad e_2 \quad \dots \quad e_l]^T$$

$$a = [a_1 \quad a_2 \quad \dots \quad a_l]^T$$

$$1 = [1 \quad 1 \quad \dots \quad 1]^T$$

باتوجه به این‌که در مسائل بهینه‌یابی محاسبه ضرب داخلی $\Phi(x_i) \cdot \Phi(x_j)$ مشکل می‌باشد، بنابراین به‌منظور تسهیل در محاسبات می‌توان تابع کرنل $\Psi(x_i, x_j)$ را در روابط (۱۴) به جای ضرب داخلی نمود.

$$\Omega_{kj} = (\Phi(x_i))^T \Phi(x_j) = \Psi(x_i, x_j) \quad (15)$$

$$(k, j=1, 2, \dots, l)$$

برای تعیین پارامترهای تابع رگرسیونی انتخابی a) و b) می‌توان با حذف e و w در رابطه (۱۴) و با استفاده از رابطه (۱۵)، رابطه (۱۶) را به‌دست آورد.

$$\begin{bmatrix} 0 & 1^T \\ 1 & \Omega + \gamma^{-1}I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b \\ a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ y \end{bmatrix} \quad (16)$$

در رابطه (۱۶) با فرض $A = \Omega + \gamma^{-1}I$ و باتوجه به معین بودن ماتریس فرض شده، می‌توان پارامترهای تابع رگرسیونی را براساس روابط (۱۷) به‌دست آورد.

$$a = A^{-1}(y - b1) \quad (17)$$

$$b = \frac{1^T A^{-1} y}{1^T A^{-1} 1}$$

با استفاده از اولین رابطه از روابط (۱۲) و جایگزینی آن با رابطه (۱۵)، تابع رگرسیونی انتخابی به‌صورت رابطه (۱۸) به‌دست می‌آید.

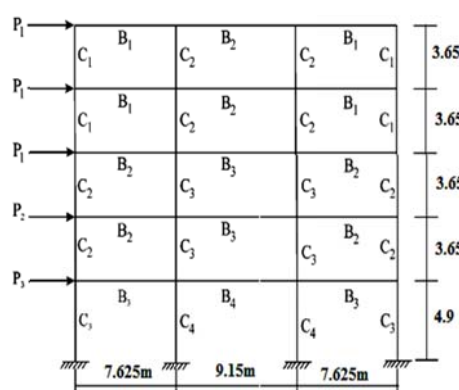
$$f(x) = \sum_{i=1}^l a_i \Psi(x, x_i) + b \quad (18)$$

الگوریتم‌های پیشنهادی براساس ترکیب LSSVM با روش‌های نمونه‌برداری بااهمیت و ابرمکعب لاتینی (LSSVM-ISM, LSSVM-LHS)

ایده روش‌های پیشنهادی، به‌دست آوردن مدلی کارا و مناسب برای توصیف مجموعه داده‌های آموزشی و

در انتگرال‌گیری عددی به‌کار می‌رود. در ادامه به بررسی تحلیل قابلیت اعتماد سه سازه با توابع حالت حدی و تعداد متغیرهای مختلف پرداخته و کارایی بالای الگوریتم‌های پیشنهادی نسبت به دیگر روش‌های نوین نشان داده می‌شود. تعداد داده‌های آزمایش برابر ۲۵ و تعداد تحلیل‌ها برابر ۵۰ در نظر گرفته شده است. نتایج نشان‌دهنده کارایی بالای روش‌های پیشنهادی نسبت به دیگر روش‌ها می‌باشد. به‌منظور تشکیل مدل کارا، برای هر سازه، تحلیل حساسیت بر روی مجموعه داده‌های آموزشی انجام شده و مناسب‌ترین تعداد داده برای آموزش به‌دست آمده است.

مثال ۱: قاب پرتال فولادی با ۳ دهانه و ۵ طبقه.
تحلیل این قاب برای اولین بار توسط آقایان بوچر و بورگاند ارائه شد [15]. شمای این قاب در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱ شمای قاب پرتال خطی ۳ دهانه ۵ طبقه

این قاب پرتال شامل ۲۱ متغیر تصادفی می‌باشد. این متغیرها شامل مدول یانگ، ممان اینرسی، سطح مقطع اعضا با توزیع نرمال و همچنین بارهای جانبی با تابع توزیع رایی می‌باشد. خصوصیات و پارامترهای آماری این متغیرها براساس جداول (۱) و (۲) می‌باشند. اگر جابه‌جایی مجاز این طبقه برابر با ۱۰ سانتی‌متر باشد، آن‌گاه معیار خرابی براساس تحلیل المان محدود به‌صورت تابع حالت حدی رابطه (۱۹) می‌باشد.

همان‌طور که در قسمت‌های قبل ذکر شد، روش‌هایی از قبیل شبکه عصبی بر پایه اصل مینیمم‌سازی ریسک تجربی و براساس توپولوژی مناسب تنها می‌توانند خطای آموزش را کاهش دهند و تعمیم‌دهنده کل داده‌ها نمی‌باشند و در نتیجه روش تحلیلی مناسبی برای پیش‌بینی رفتار سازه نمی‌باشند، این در حالی است که روش LSSVM بر پایه اصل مینیمم‌سازی ریسک سازه‌ای و بدون نیاز به توپولوژی با ایجاد مدلی مناسب و تعمیم آن به کل داده‌ها، روش تحلیلی مناسبی برای پیش‌بینی رفتار سازه ارائه می‌دهد و علاوه بر به‌دست آوردن خطای مناسب، زمان محاسبات را نیز به‌مقدار قابل توجهی کاهش خواهد داد.

در این مقاله الگوریتمی براساس ترکیب روش رگرسیون LSSVM با روش‌های نمونه‌برداری بااهمیت و ابرمکعب لاتینی ارائه شده است. اصول کلی این الگوریتم بدین صورت است که ابتدا مجموعه‌ای از داده‌ها که براساس روش‌های نمونه‌برداری بااهمیت و ابرمکعب لاتینی ایجاد شده‌اند، به دو گروه داده‌های آموزشی و آزمایشی تقسیم می‌شوند و پارامترهای مدل با استفاده از آموزش مجموعه داده‌های آموزشی (آموزش مدل LSSVM) و براساس توابع مختلف کرنل، به‌دست می‌آیند. براساس مدل آموزش یافته، تابع رگرسیونی جدیدی محاسبه می‌شود و در نهایت مقادیر تابع رگرسیونی به‌ازای داده‌های نمونه‌برداری شده محاسبه می‌شود و میزان احتمال خرابی تخمین زده می‌شود. الگوریتم‌های ترکیبی براساس اصولی که هر کدام از روش‌ها دارند، برتری‌های خاصی نسبت به تک‌تک آنها دارد. یکی از این مزیت‌ها، کاهش تعداد نمونه‌ها توسط روش‌های نمونه‌برداری پیشنهادی و کاهش تعداد تحلیل‌های المان محدود برای تعیین احتمال خرابی است که در صورت استفاده از مدل رگرسیونی LSSVM به‌صورت قابل توجهی کاهش می‌یابد. روش‌های نمونه‌برداری برای تعیین نمونه‌ها و مدل LSSVM برای تقریب محدوده خرابی به‌منظور تسهیل

(۱۹)

$$G(X) = 10 - U_x$$

می باشد.

در رابطه (۱۹)، U_x جابه‌جایی افقی واقعی

برحسب تابعی از متغیرهای تصادفی می‌باشد. نتایج به‌دست آمده براساس الگوریتم‌های پیشنهادی هم‌چنین نتایج روش‌های مراجع دیگر در جدول (۳) ارائه شده است (مقدار احتمال خرابی دقیق براساس روش شبیه‌سازی مونت‌کارلوی معمولی و با ۵۰۰۰۰۰ نمونه بعد از ۱۰ بار تحلیل پیاپی در زمان ۹۵۱۲ ثانیه برابر با ۰/۰۰۰۲۸۹ به‌دست آمده است). نتایج به‌دست آمده در جدول (۳) نشان‌دهنده کارایی بالای روش‌های پیشنهادی از لحاظ دقت محاسبات و کاهش هزینه محاسبات نسبت به دیگر روش‌های تحلیل این قاب

جدول ۱ خصوصیات اعضای قاب ۳ دهانه ۵ طبقه

سطح مقطع	ممان اینرسی	مدول یانگ	اعضا
A5	I5	E1	B1
A6	I6	E1	B2
A7	I7	E1	B3
A8	I8	E1	B4
A1	I1	E2	C1
A2	I2	E2	C2
A3	I3	E2	C3
A4	I4	E2	C4

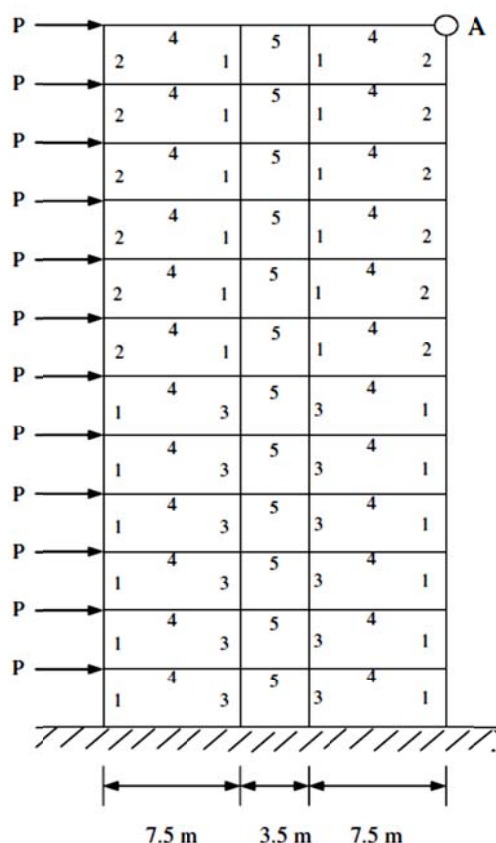
جدول ۲ پارامترهای آماری قاب ۳ دهانه ۵ طبقه

واحد	انحراف معیار	میانگین	تابع توزیع	متغیر تصادفی
KN	9	30	Rayleigh	P1
KN	8	20	Rayleigh	P2
KN	6.4	16	Rayleigh	P3
KN/m ²	4000	45400	Normal	E1
KN/m ²	4000	49700	Normal	E2
m ⁴	13.72057	107.47	Normal	I1
m ⁴	17.15071	152.06	Normal	I2
m ⁴	34.3014	282.415	Normal	I3
m ⁴	40.018	343.014	Normal	I4
m ⁴	34.3014	142.92	Normal	I5
m ⁴	45.7352	186.3711	Normal	I6
m ⁴	74.319	307.569	Normal	I7
m ⁴	85.753	343.014	Normal	I8
m ²	6.4157	35.9281	Normal	A1
m ²	8.5543	42.7716	Normal	A2
m ²	10.692	58.1693	Normal	A3
m ²	12.8314	64.1574	Normal	A4
m ²	10.69	29.084	Normal	A5
m ²	11.762	33.468	Normal	A6
m ²	13.900	42.878	Normal	A7
m ²	15.504	48.11805	Normal	A8

جدول ۳ نتایج روش‌های پیشنهادی و مرجع در مثال ۱

روش	تعداد نمونه	تعداد داده آموزشی	احتمال خرابی	زمان (ثانیه)	خطای نسبی (%)
LSSVM-MCS	500000	150	0.00029	44.62	0.34482
LSSVM-ISM	3000	50	0.000291	24.67	0.82361
LSSVM-LHS	3500	200	0.000292	44.11	1.027397
FORM [8]	-	-	0.000291	-	0.6872852
KRIGING [8]	-	-	0.00022	-	-31.36363
روش سطح پاسخ کلاسیک [8]	-	-	0.000312	-	7.494838

پیشنهادی هزینه زمانی را به نحو مؤثری کاهش می‌دهند و برآورد احتمال خرابی را با دقت مناسب ارائه می‌دهند (مقدار احتمال خرابی دقیق با ۱۰۰۰۰۰ نمونه مونت‌کارلو و با ۱۰ بار تحلیل پیاپی در زمان ۵۲۴۶ ثانیه برابر با ۰/۰۷۵۱ به دست آمده است، این میزان برابر مقدار دقیق ارائه شده در مرجع ۷ می‌باشد).



شکل ۲ شمای قاب ۳ دهانه ۱۲ طبقه

مثال ۲: قاب پرتال فولادی با ۳ دهانه و ۱۲ طبقه.

قاب مفروض شامل یک قاب پرتال الاستیک خطی با ۳ دهانه و ۱۲ طبقه می‌باشد [7,13]. شکل (۲) این قاب را به همراه تیپ‌بندی تیر و ستون‌های آن نشان می‌دهد (ارتفاع هر طبقه ۴ متر می‌باشد). سطح مقطع تیر و ستون‌ها و هم‌چنین بار افقی وارد به قاب به عنوان متغیرهای تصادفی مستقل در نظر گرفته شده‌اند. مدول یانگ به عنوان پارامتر قطعی برابر با 2×10^7 می‌باشد. ممان اینرسی اعضای این قاب نیز به عنوان متغیری وابسته به سطح مقطع‌ها، براساس رابطه (۲۰) بیان می‌شود.

$$I_i = a_i A_i^2 \quad (20)$$

با فرض این که ماکزیمم جابه‌جایی افقی گره A برابر با ۰/۰۹۶ متر باشد، آن‌گاه تابع حالت حدی براساس پارامترهای تصادفی فرض شده، به صورت رابطه (۲۱) در نظر گرفته می‌شود.

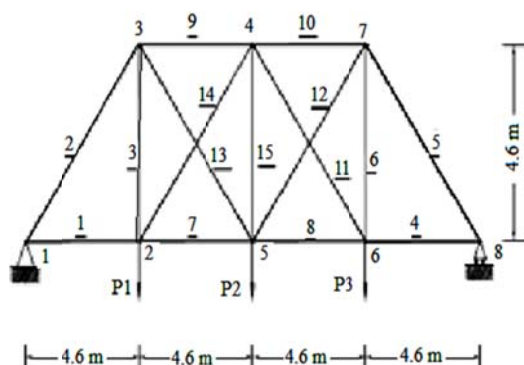
$$G(x) = 0.096 - u_A(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, P) \quad (21)$$

پارامترهای آماری نمونه‌های تصادفی اصلی و ضرایب ممان اینرسی این قاب نیز مطابق جدول (۴) می‌باشد. نتایج به دست آمده از روش‌های پیشنهادی براساس تعداد نمونه‌های آموزشی که براساس تحلیل حساسیت به دست آمده‌اند، به همراه نتایج روش‌های پیشنهادی مرجع اصلی به صورت جدول (۵) می‌باشد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که روش‌های

جدول ۴ پارامترهای آماری قاب ۳ دهانه ۱۲

ضرایب a_i	توزیع	واحد	انحراف معیار	میانگین	متغیر
0.0833	Lognormal	m ²	0.025	0.25	A ₁
0.0833	Lognormal	m ²	0.016	0.16	A ₂
0.0833	Lognormal	m ²	0.036	0.36	A ₃
0.2667	Lognormal	m ²	0.02	0.2	A ₄
0.2	Lognormal	m ²	0.015	0.15	A ₅
-	Type I Largest	KN	7.5	30	P

با ۷/۵ سانتی متر به دست آمده است. پارامترهای آماری متغیرها، در جدول (۶)، ارائه شده است. هم چنین نتایج به دست آمده از روش های پیشنهادی براساس تعداد نمونه های آموزشی که براساس تحلیل حساسیت به دست آمده اند، به همراه نتایج روش پیشنهادی مرجع اصلی به صورت جدول (۷)، می باشد. میزان احتمال خرابی دقیق در مرجع ۳ برابر ۰/۰۱۴ به دست آمده است.



شکل ۳ هندسه خرابی ۱۵ عضوی

مثال ۳: خرابی ۱۵ عضوی با تابع حالت حدی جابه جایی. مثال آخر یک خرابی ۱۵ عضوی است که از مرجع ۳ برگرفته شده است. هندسه این خرابی در شکل (۳) نشان داده شده است. سطح مقطع همه ۱۵ عضو و ۳ بار متمرکز که بر گره های ۲، ۵ و ۶ وارد شده است، به عنوان متغیرهای تصادفی مستقل از هم می باشند. مدول یانگ نیز به عنوان پارامتر قطعی برابر با ۲۰۰ GPA فرض می شود. براساس تحلیل الاستیک خطی، میزان جابه جایی مجاز گره میانی (گره ۵) برابر

جدول ۵ نتایج روش های پیشنهادی و مرجع در مثال ۲

خطای نسبی	زمان (ثانیه)	احتمال خرابی	تعداد داده	تعداد نمونه	روش
0.0665	17.09	0.07515	100	100000	LSSVM-MCS
0.0931	8.7	0.07517	60	1000	LSSVM-ISM
0.0665	5.75	0.07515	50	1000	LSSVM-LHS
-4.596	491.7	0.0718	-	-	GA-ANN [7]
3.346	80.7	0.0777	160	-	GA-ANN-MCSIS [7]
-1.417	-	0.07405	257	-	RBF-MCS [14]

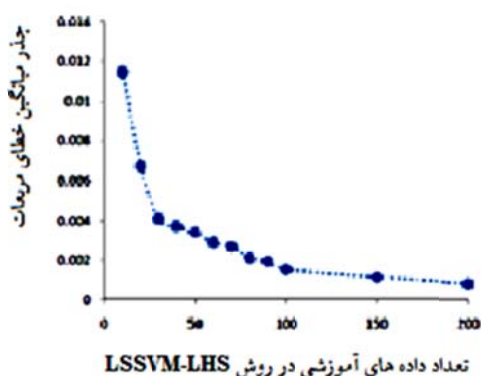
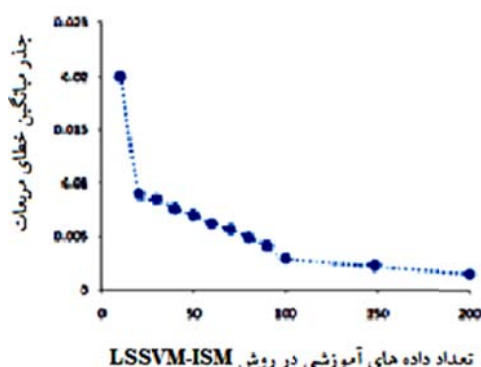
جدول ۶ پارامترهای آماری قاب ۳ دهانه ۱۵ عضوی

تابع توزیع	واحد	انحراف معیار	میانگین	متغیر
Normal	cm ²	0.516	10.32	A1-A6
Normal	cm ²	0.323	6.45	A7-A15
Lognormal	KN	0.09975	4.483	Ln P1
Lognormal	KN	0.09975	5.582	Ln P2
Lognormal	KN	0.09975	4.483	Ln P3

جدول ۷ نتایج روش‌های پیشنهادی در مثال ۳

خطای نسبی (%)	زمان (ثانیه)	احتمال خرابی	تعداد داده‌های آموزشی	تعداد نمونه‌ها	روش‌های پیشنهادی
-0.8645	15.36	0.001388	50	1000000	LSSVR-MCS
-0.3584	3.892	0.001395	50	3500	LSSVR-LHS
-0.7194	8.375	0.00139	60	1000	LSSVR-ISM

خطای نسبی مقادیر احتمال خرابی کاهش می‌یابد. باتوجه به این‌که مقادیر ضریب تغییرات و درصد خطای احتمال خرابی به‌دست آمده براساس تعداد ۵۰ و ۶۰ داده به‌ترتیب برای روش‌های LSSVM-LHS و LSSVM-ISM، در بازه مناسبی قرار دارد، در نتیجه می‌توان براساس تحلیل حساسیت داده‌های آموزشی، این تعداد را به‌عنوان تعداد داده‌های آموزشی مناسب در نظر گرفت.



شکل ۴ نمودارهای جذر میانگین خطای مربعات براساس تعداد داده‌های آموزشی مختلف

تحلیل حساسیت بر روی داده‌های آموزشی و تعیین میزان خطای داده‌های تست در مثال ۲. تحلیل حساسیت بر روی مدل، براساس تعداد مختلفی از داده‌های آموزشی و با ثابت در نظر گرفتن تعداد داده‌های تست (تعداد داده‌های تست برابر با ۲۵ در نظر گرفته شده است)، انجام می‌شود. براساس این تحلیل حساسیت، محدوده مناسبی از داده‌های آموزشی به‌دست می‌آید. همان‌طور که در شکل (۴) قابل مشاهده است، در هر دو روش پیشنهادی LSSVM-LHS و LSSVM-ISM، میزان جذر میانگین خطای مربعات (RMSE)، ناشی از مقادیر تابع حالت حدی مدل ایجاد شده برای داده‌های تست، با افزایش تعداد داده‌های آموزشی، کاهش می‌یابد.

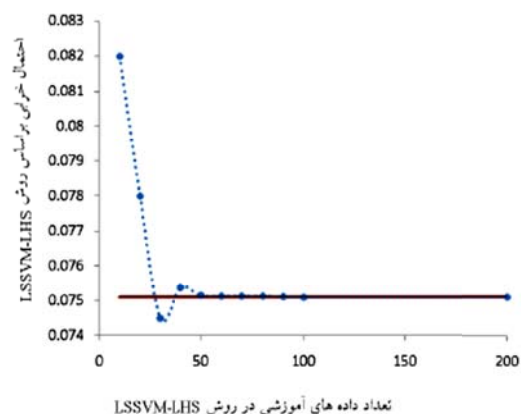
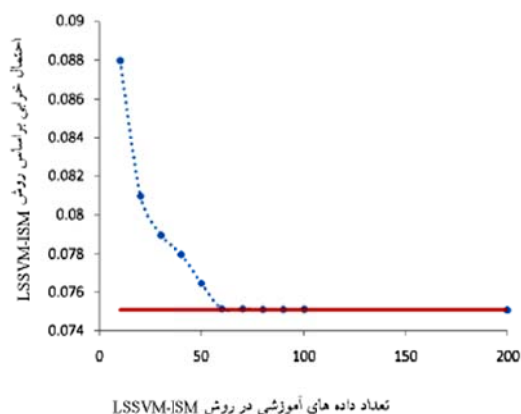
تحلیل حساسیت بر روی داده‌های آموزشی و تعیین میزان احتمال خرابی در مثال ۲. در این قسمت، تحلیل حساسیت برای یافتن بهترین مجموعه از داده‌های آموزشی، براساس میزان احتمال خرابی به‌دست آمده انجام شده است. این تحلیل بدین صورت است که در هرکدام از روش‌های پیشنهادی، با در نظر گرفتن تعداد مختلفی از داده‌های آموزشی، میزان احتمال خرابی سازه براساس ۱۰۰ بار تحلیل به‌دست می‌آید. نتایج به‌دست آمده در جداول (۸) و (۹) نشان داده شده است. شکل (۵) نیز مقادیر احتمال خرابی را برای تعداد داده‌های آموزشی مختلف برای هر دو روش نشان می‌دهد. مقدار ضریب تغییرات کمتر از ۰/۱ و درصد خطای کمتر از یک درصد به‌عنوان مقادیر مناسب در نظر گرفته می‌شوند. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که با افزایش تعداد داده‌های آموزشی، میزان ضریب تغییرات و درصد

جدول ۸ تحلیل حساسیت بر روی داده‌های آموزشی و تعیین احتمال خرابی در روش LSSVM-LHS

زمان	خطای نسبی	ضریب تغییرات	انحراف معیار خرابی	احتمال خرابی	تعداد داده های آموزشی	تعداد نمونه	روش
1.45	8.414	0.93902	0.077	0.082	10	1000	LSSVR-LHS
2.05	3.717	0.355128	0.0277	0.078	20		
3.18	-0.805	0.21610	0.0161	0.0745	30		
4.42	0.3978	0.102122	0.0077	0.0754	40		
5.75	0.0665	0.035928	0.0027	0.07515	50		
7.15	0.0598	0.03526	0.00265	0.075145	60		
12.1	0.0266	0.019968	0.0015	0.07512	90		
14.95	0.0133	0.010065	0.000756	0.07511	100		
50.8	0.0066	0.006018	0.000452	0.075105	200		

جدول ۹ تحلیل حساسیت بر روی داده‌های آموزشی و تعیین احتمال خرابی در روش LSSVM-ISM

زمان	خطای نسبی	ضریب تغییرات	انحراف معیار خرابی	احتمال خرابی	تعداد داده های آموزشی	تعداد نمونه	روش
2.04	14.659	0.2867045	0.02523	0.088	10	1000	LSSVR-ISM
3.05	7.2839	0.2864197	0.0232	0.081	20		
4.076	4.936	0.2822784	0.0223	0.079	30		
6.23	3.717	0.2323076	0.01812	0.078	40		
7.51	1.830	0.1359477	0.0104	0.0765	50		
8.7	0.0931	0.098443	0.0074	0.07517	60		
12.05	0.05323	0.0598882	0.0045	0.07514	90		
15.74	0.0266	0.02808	0.00211	0.07512	100		
54.14	0.0106	0.0061	0.000463	0.075108	200		



شکل ۵ نمودارهای میزان احتمال خرابی براساس تعداد مختلفی از داده‌های آموزشی

جمع‌بندی

هستند که دارای فرم ریاضی نیستند و جهت تحلیل قابلیت اعتماد نیاز به زمان زیادی جهت تحلیل المان محدود خواهند داشت. هزینه زمانی صرف شده از طریق روش‌های پیشنهادی به‌طور قابل توجهی از روش‌های دیگر کمتر می‌باشد. در ضمن، دقت محاسبات نیز در حد معقول و حتی بهتر از روش‌های دیگر خواهد بود.

در این مقاله به بررسی کارایی روش‌های LSSVR-LHS و LSSVM-ISM پرداخته شد. براساس این روش‌ها و با استفاده از داده‌های آموزشی، مدل مربوط ایجاد شد و در نهایت براساس روش‌های پیشنهادی، میزان احتمال خرابی تخمین زده شد. با ارائه ۲ مثال از قاب و یک مثال خرپایی، نشان داده شد که روش‌های پیشنهادی جهت تقریب تابع رگراسیونی، برای توابعی بسیار مفید

مراجع

1. Nowak, A.S., Collins, K.R., "Reliability of Structures", McGraw-Hill., Boston, pp. 1-6, (2000).
2. Hurtado, J.E., "An Examination of Methods for Approximating Implicit Limit State Functions From the Viewpoint of Statistical Learning Theory", *Structural Safety*, Vol. 26, pp. 271-293, (2004).
3. Zhang, H., Robert, L., Muhanna, R., and Almgren, R., "Interval Monte Carlo Methods for Structural Reliability", *Structural Safety*, Vol. 32, pp. 183-190, (2010).
4. Rackwitz, R., "Response Surfaces in Structural Reliability", *Berichte Zur Zuverl Assign Keits Theorie der Bauwerke*, Heft 67 Munchen, (1982).
5. Deng, J., Gu, D., Li, X. and Yue, Z.Q., "Structural Reliability Analysis for Implicit Performance Functions Using Artificial Neural Network", *Structural Safety*, Vol. 27, pp. 25-48, (2005).
6. Gomes, H.M., Awruch, A.M., "Comparison of Response Surface and Neural Network With Other Methods for Structural Reliability Analysis", *Structural Safety*, Vol. 26, pp. 49-67, (2004).
7. Cheng, J., "Hybrid Genetic Algorithms for Structural Reliability Analysis", *Computers and Structures*, Vol. 85, pp. 1524-1533, (2007).
8. Kaymaz, I., "Application of Kriging Method to Structural Reliability Problems", *Structural Safety*, Vol. 27, pp. 133-151, (2005).
9. Vapnik V. "Statistical Learning Theory", John, Wiley and Sons., New York, (1998).
10. Zhiwei, G., Guangchen, B., "Application of Least Squares Support Vector Machine for Regression to Reliability Analysis", *Chinese Journal of Aeronautics*, Vol. 22, pp. 160-166, (2009).
11. Li, H.S. And Lu, Z.Z., "Support Vector Regression for Structural Reliability Analysis", *Applied Mathematics and Mechanics*, Vol. 27(10), pp. 1295-1303, (2006).
12. Zhao, W., Qiu, Z., "An efficient response surface method and its application to structural reliability and reliability-based optimization", *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 67, pp. 34-42, (2013).
13. Deng, J. "Structural Reliability Analysis for Implicit Performance Function using Radial Basis

- Function Network", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 43, pp. 3255-3291 (2006).
14. Tang, C.X., Jin, W.L. and Chen, J., "Importance Sampling Method based on SVM", *J Yangtze River Scientific Res Inst*, Vol. 24(6), pp. 62-5, (2007).
15. Bucher, C.G., Bourgund, U., "A fast and Efficient Response Surface Approach for Structural Reliability Problems", *Structural Safety*, Vol. 7(1), pp. 57-66, (1990).
16. McKay, M.D., Beckman, R.J., "A comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code", *Technometrics*, Vol. 42(1), pp. 239-45, (2000).

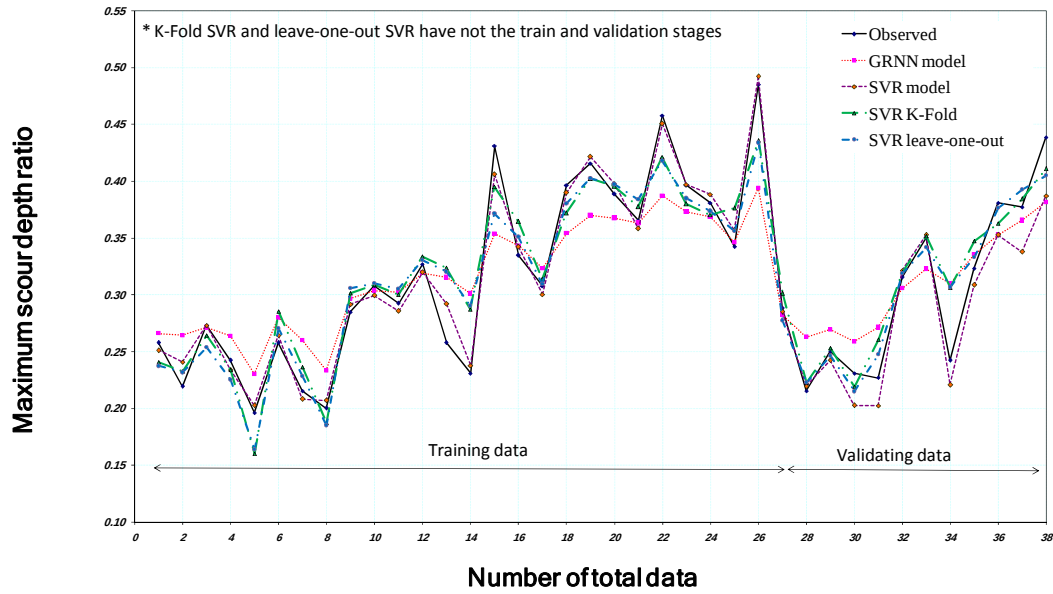


Fig. 1 Comparison of efficiency of SVR and GRNN models

Table 1. Accuracy assessment of artificial intelligent models using statistical error indices

Model		Statistical error indices				
		R ² (%)	MAE (m)	MARE (%)	RMSE (m)	NSE
GRNN	Training data	88.83	0.0293	9.24	0.0387	0.7644
	Validating data	88.95	0.032	10.5	0.0370	0.7389
	Total data	88.77	0.03	9.6	0.0382	0.758
SVR (train-test)	Training data	98	0.009	3	0.0114	0.9976
	Validating data	94.41	0.0207	7.37	0.0255	0.8757
	Total data	95.66	0.0124	4.26	0.0168	0.993
SVR (K-Fold)	Total data	88.9	0.0208	6.79	0.0266	0.8828
SVR (leave-one-out)	Total data	88.62	0.02	6.62	0.0265	0.9776

4- Conclusion

Based on the results obtained from the developed SVR and GRNN artificial intelligent models, the following conclusions are drawn:

- In this study, the K-Fold SVR model is more accurate while k=9 (MARE=6.79). It should be noted that k represent the number of folds in the SVR model.
- Although all models show approximately good results, the accuracy assessment shows that the train-test SVR can be introduced as the best model of this study. Moreover, after train-test SVR model, the leave-one-out SVR, K-Fold SVR and GRNN models are respectively more accurate to estimate the maximum scour depth under river confluence under live bed conditions.

Application of SVR and GRNN Models in Estimating Scour Depth at River Confluences under Live-Bed Conditions

B. Balouchi¹ M. R. Nikoo^{2*}
M. Shafai Bajestan³ M. Dehghani⁴

1. Introduction

River confluences have a complex flow and sedimentation pattern due to the three dimensional flow structure. Hence, researchers have become interested in evaluating these complex patterns in recent years.

A review of the literature on the subject under study here showed that there is a lack among the previous studies of work done for estimating the maximum scour depth at river confluences under live bed conditions using support vector regression (SVR) and Generalized Regression Neural Networks (GRNN). On the other hand, these artificial intelligent models show a very good efficiency for estimating the river engineering parameters in the literature. Therefore, the main goal of the current study is to evaluate the application of two well-known models named SVR and GRNN for estimating the scour depth at river confluence under live bed conditions, and compare the results of the models with each other.

2. Materials and methods

In the present study, the experimental data from Balouchi (2012) [30] are used for training and validating the artificial intelligent models. Besides, dimensional analysis is done by using the Buckingham theorem in order to find the important dimensionless parameters of this study. Finally, by doing some simplifications, one can reach the following dimensionless parameters:

$$\frac{D_s}{B_3} = f_2\left(\frac{Q_2}{Q_3}, \frac{Q_b}{Q_3}, F_g\right) \quad (1)$$

In which, Q_2 is the flow discharge of the lateral channel, Q_3 is the flow discharge of the main

channel (downstream of confluence), g is the gravity, B_3 is the width of the main channel, Q_b is the sediment load from the lateral channel, D_s is the maximum scour depth and F_g is the densimetric Froude number of the downstream channel. It should be noted that the three dimensionless parameters on the right side of Eq. 1 are the inputs and the one on the left side is the output of the SVR and GRNN artificial intelligent models in this study.

3. Results

In order to reach the goals of this study, 3 kinds of SVR model and a GRNN model are developed. Figure 1 shows the results of artificial intelligent models used in this study named: train-test SVR (this model used train-test method for training stage), K-Fold SVR, leave-one-out SVR and GRNN, versus the observed maximum scour depth ratio for the total number of data. It is obvious from Figure 1 that the train-test SVR model shows better results when compared with other models.

In addition, Table 1 shows the results of accuracy assessment of models based on five well-known statistical error indices (R^2 , MAE, MARE, RMSE and NSE). In order to compare the results better, these five statistical error indices were computed for the total data, train and validation data sets (It should be noted that the K-Fold SVR and leave-one-out SVR models do not have the train and validation stages).

According to Table 1, the values of R^2 , MAE, MARE, RMSE and NSE for the total data of train-test SVR model are 95.66, 0.0124, 4.26, 0.0168 and 0.993, respectively. These values show that the train-test SVR model is more accurate among the models used in this study. The values of R^2 for other models (GRNN, K-Fold SVR and leave-one-out SVR) are approximately similar to each other (88.77, 88.9 and 88.62, respectively). Besides, the values of MAE for both K-Fold SVR and leave-one-out SVR are near to each other (0.0208 and 0.02, respectively). However, this statistical index (MAE) with the value of 0.03 shows a weak efficiency for GRNN compared with the other models. Moreover, there is the same trend as MAE of GRNN, K-Fold SVR and leave-one-out SVR models for MARE (9.6, 6.79 and 6.62, respectively), and RMSE (0.0382, 0.0266 and 0.0265, respectively).

The values of the NSE index for GRNN, K-Fold SVR and leave-one-out SVR models are 0.758, 0.8828 and 0.9776, respectively. It can be concluded from the values of all statistical indices used in this study that after the train-test SVR model, the leave-one-out SVR, K-Fold SVR and GRNN models are respectively more accurate to estimate the maximum scour depth at river confluence under live bed conditions.

¹ PhD candidate, Dept. of Civil and Environmental Engineering, College of Engineering, Shiraz University, Shiraz, IRAN.

^{2*} Corresponding Author, Assistant Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, College of Engineering, Shiraz University, Shiraz, IRAN. Email: nikoo@shirazu.ac.ir.

³ Professor, Dept. of Hydraulic structure, College of Water Engineering, Shahid Chamran University, Ahvaz, IRAN.

⁴ Assistant Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, College of Engineering, Shiraz University, Shiraz, IRAN.

3- Conclusion

In this study, zeolite has been introduced as a pozzolanic mineral to reduce environmental problems of cement in cement sand. According to standard density test results on samples of cement zeolite it was observed that:

1. The maximum dry density increases with increasing the amount of cement.
2. The maximum dry density decreases with increasing cement replacement percent of zeolite.
3. The optimal moisture content for all scenarios is approximately 14%.
4. The maximum reduction of dry density resulting from the use of zeolite instead of cement is between 2 and 2.5 percent.

The effect of zeolite and cement on Babolsar sandy soil compression

I. Shooshpasha^{1*} M. Abbasi²

H. Molla Abbasi³

1- Introduction:

The major features of loose sandy soil are the weak resistance and volume instability. Using the technique of adding cement is one of the most frequently used options for engineers to stabilize the soil type. Cement has attracted special attention since on the one hand, it requires a high amount of energy to produce and on the other hand it produces about 8% of carbon dioxide of the world. Therefore, optimization of its composition is considered to be the main objective such that the least amount of energy is used to produce it and the least harm is done to natural resources and finally, it yields the best possible performance.

Hence, finding a suitable replacement for cement in construction projects can be viewed as one of the best ways to protect the environment. Pozzolan which has long been used as a substitute for cement in construction can reduce the problems related to cement production and its environmental impact. Zeolite is one form of pozzolan.

Extensive use of zeolite in the world, especially in the industrial and developed countries has started many years ago. Moreover, in terms of cost and access, preparation of these minerals in Iran is very cheap and easily available. For this reason, their use is very effective in economic terms in addition to reducing environmental problems. Accordingly, the effects of zeolite as a cement replacement on sandy soil compression are discussed in this study.

Materials used

Materials used in this study consist of sandy soil of Babolsar, Portland cement type II of Neka and zeolite of Semnan. In choosing materials to be tested, we tried to prepare suitable materials for stabilizing soils of the coastal strip of north of the country.

2-The compression testing

Sample preparation was done as soon as possible after the completion of mixing and testing was performed according to standard D 698 -07E1. Standard compression tests on mixing designs of 24

cement and zeolite states including different percentages of 2, 4, 6 and 8 percent of dry weight of the sample and the replacement percentage of 0, 10, 30, 50, 70 and 90 zeolite was done with cement. In each design, a total of five samples were used to obtain the optimum moisture for compression. Different amounts of sand, cement and zeolite dried in the oven were isolated based on percentages stated for each sample (a total of 3 kg) and they were mixed with a relatively low moisture and the mixture was compressed in a standard proctor cast using a hammer with free fall. This method was repeated until the weight of the soil in the cast passes the maximum value and it starts to decline.

Results:

The results showed that, with increasing replacement of zeolite instead of cement, maximum dry density of the samples compared to samples with only cement is reduced. The amount of this reduction in the design of 2% cement is, 1.2% and in the cement 8% is 2 percent. However, the optimum moisture content in all mixtures has been approximately 14%.

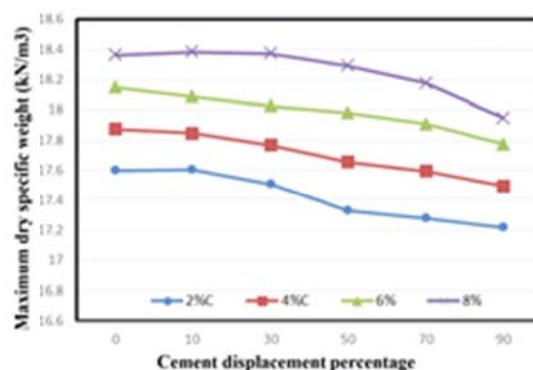


Fig. 1: Overall results of compression using different percentages of zeolite replacement for cement

According to density test results on samples in which cement is used it can be observed that with the increased percentage of cement, with almost constant optimal moisture at 14%, the maximum dry density of the samples increases. The reason for this issue is the finer cement compared to sand and filling the empty space between the sand particles. On the other hand, the higher weight of cement (GS) solid grains compared to sand also contributes. However, the density of the samples decreases with increasing zeolite replacement percent, because of the low density of zeolite grains compared to the cement and sand. Because according to the test results to (GS) density test performed in this study, the parameter (GS) was 2.22 in zeolite, 2.71 in sand and 3.11 in cement. However, the optimum moisture content in all mixing designs is almost constant and equal to 14%.

¹ *Corresponding Author, Associate Professor, Faculty of Civil Engineering of Babol Nooshirvani University of Technology.
Email: shooshpasha@nit.ac.ir.

² M. S. Engineering Mazandaran Institute of Technology

³ PhD candidate, Babol Nooshirvani University of Technology

4-Conclusions

In this study, for the first time, the factors affecting the performance of the tubes as the main parts of the umbrella (pin-hole) drainage system are investigated using the 3 monitored outputs, i.e., maximum effective principle strain, hydraulic gradient and pore water pressure. The following conclusions are made based on the presented results:

1. There is only one optimum pattern (out of many patterns assumed for various numbers of the drains) that produces the least maximum effective principle strain. The pattern does not necessarily the same optimum pattern for the least hydraulic gradient.
2. There is a need for adverse drainage system in the tunnels with different patterns assumed for various numbers of the drains.
3. If we assuming an even number of tubes in the umbrella drainage system, then there is an effective reduction in the hydraulic gradient.
4. The behavior of the hydraulic parameters (hydraulic gradient and pore water pressure) is very similar for the different values of the tubes parameters. This indicates that hydraulic parameters are dominant as compared to mechanical parameters in tunnels under seepage.
5. The three monitored parameters (maximum effective principle strain, hydraulic gradient and pore water pressure) are reduced with increase in number, length, angle of the drains and with decrease in distance.
6. The length, number and distance are the most important parameters in the design of the drain tubes.
7. The optimum pattern for the tubes in the umbrella drainage system includes number ($n=10$), length ($l=4$ m), distance ($d=8$ m) and angle ($a=90^\circ$) of the drains. The optimum pattern is applicable for the tunnels excavated in the materials with properties assumed in the current paper.

Numerical Statical Analysis of Umbrella Drain Performance in Deep Circular Unlined Tunnel for Steady-State Seepage

A. Hosseinbalam¹ M. Hashemi^{2*}

1-Introduction

One of the major issues in tunnels is seepage which has been modeled by an extra force which is generated by pore water pressure and applied on the tunnel walls. Since this extra seepage force may lead to instability in soils and weak rocks with low permeability, the need for drainage in such tunnels is obvious. There are different types of drainage systems in tunnels. The most common ones are peripheral filter and pin-hole drainage systems. Despite their importance, very limited studies have been conducted on these systems (especially pin-hole type) and the factors that affect their performance. In this study, the new umbrella drainage system is introduced. The arrangement of the system is a combination of pin-hole drainage and forepoling support systems (Fig. 1).

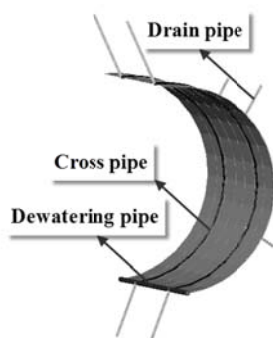


Fig.1 Umbrella drain system

2- Simulation in the Software

The factors affecting the system performance include number (n), length (l), distance (d) and angle (a) of the drains. Therefore, an abbreviation is introduced as NnLlDdAa (Fig. 2). Also a basic primary model for the drains is assumed based on the research by Shin and coworkers. The model includes 6 4m-length drains having a distance of 4 m and an angle of 45 degrees with the tunnel axis (N6L4D4A45).

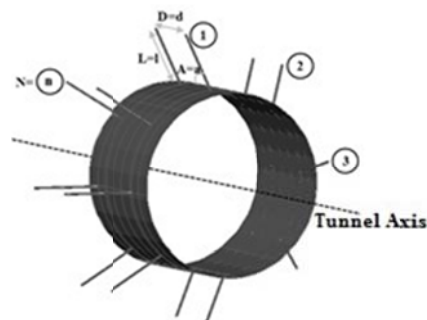


Fig.2 NnLlDdAa model

In this study, the performance of the drainage system is investigated through numerical statical analysis in deep circular unlined tunnels subjected to steady-state seepage by using the ABAQUS finite element software.

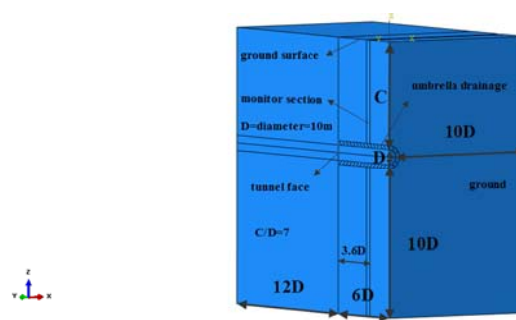


Fig. 3 The domain

The domain dimension is a very important parameter in any numerical analysis. A domain with optimum dimensions is assumed based on the results of stabilization of various analyses for variation of important parameters (Fig. 3). A monitoring section for extracting stabilized outputs is assumed at 3.6D distance from the tunnel face in-between the drains. Also, based on the sensitivity analysis of the model, the need for 3D modeling of the issue is underlined.

1-The effect of drains' parameters

In this study, a series of parametric studies were conducted using the basic model, i.e., by changing one of the effective parameters while the others were held constant. The parameters values included number (1-14), length (1-7 m), distance (1-9 m) and angle (5, 25, 45, 70, 90) of the drains.

The factors affecting the performance of the tubes as the main parts of the umbrella (pin-hole) drainage system are investigated by choosing the maximum effective principle strain as the monitoring parameter. Moreover an optimum arrangement for the drainage tubes of the system is presented. Also, the effects of changes of the tubes' parameters on the hydraulic outputs such as hydraulic gradient and pore water pressure are studied.

¹ MSc Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan.

^{2*} Corresponding Author :Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan.
Email: M.hashemi@eng.ui.ac.ir

furnace to enhance the stability of the coatings against mechanical attrition and washed to eliminate the excess Titani. The photo-reactor was oriented southward at an angle of 37° with respect to the horizontal. The experimental set-up was located on the rooftop of the school of engineering of the Tarbiat Modares University. The data were registered every 30 minutes from 9 a.m. to 5 p.m. for 6 months. The operating parameters affecting the photocatalytic degradation include pH, mass loading of TiO_2 per unit area, H_2O_2 dosage, initial concentration and exposure time. Each of these factors was examined at different exposure times to reach optimal conditions. To ensure proper coating of TiO_2 on the plates, SEM images of the original and coated concrete (Figure 2) were taken and they showed that TiO_2 loading of 60 gm^{-2} provides sufficient coating. Finally, the reactor was run under optimum conditions that are pH of 5, TiO_2 mass loading of 60 gm^{-2} , UV equivalent irradiation time of 200 min, initial concentration of 100 mgL^{-1} and H_2O_2 dosage of 2000 mgL^{-1} .

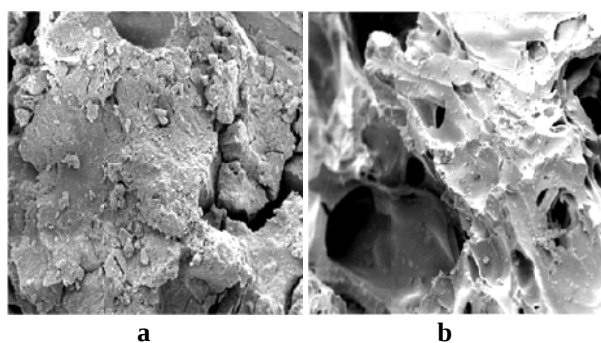


Fig. 2 SEM images of a) original b) coated concrete

3- Conclusions

The results demonstrated that under optimal conditions the removal efficiency total petroleum hydrocarbons (TPH) and poly aromatic hydrocarbons (PAHs) of chemical oxygen demand (COD) were 67.63, 84.75 and 70.48 percent, respectively (Figure 3).

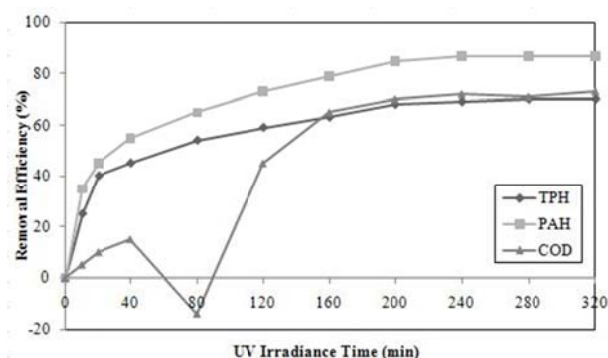


Fig. 3 Variation of TPH, PAH & COD removal efficiency at optimal conditions

The results of GC/FID analysis of wastewater

before and after the photo-degradation under optimum conditions showed that a majority of the aromatic compounds have been eliminated at relatively high efficiencies (Figure 4), and the aliphatic compounds that had remained have no toxicity.

The results showed that at low concentrations and exposure time of 200 min (solar reactor operation of 5 day) discharge standards of treated effluent can be met. Therefore, we can expect that the use of the solar photocatalytic system for treatment of wastewater of refineries and oil fields at industrial scale would be economically effective, especially in the southern region. In addition, the immobilization of the photocatalyst on the concrete surface, which is a main element of WWTPs structures will double the efficiency of this method.

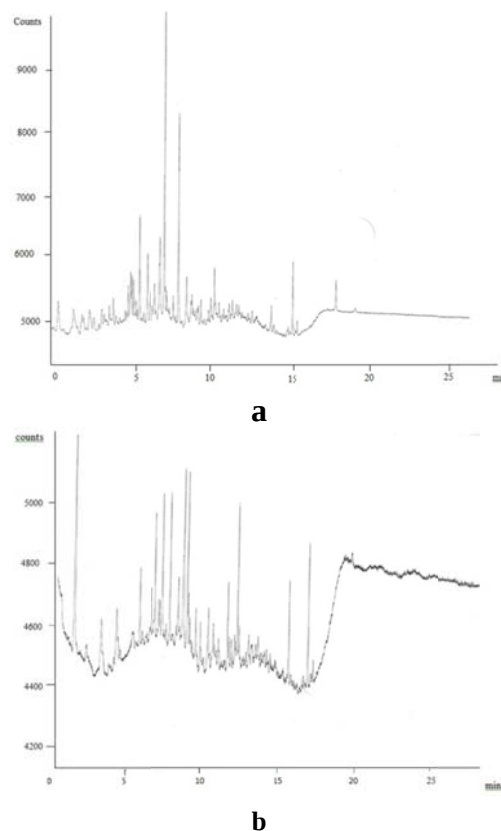


Fig. 4 The results of GC/FID analysis of wastewater a) before and b) after the photo-degradation under optimum conditions

Removal of petroleum hydrocarbons from contaminated waters using a solar photocatalytic process

F. Soroush¹ H. Ganjidoust^{2*} B. Ayati³

1- Introduction

Petroleum compounds include aromatic and aliphatic hydrocarbon components. The aromatics are forms of stable, hard-biodegradable, toxic and carcinogenic complexes. Sources of oil pollution in the aquatic environment, including oil spill, refinery wastewater, the water produced in the oilfields, fuel leaks from storage tanks or pipelines balance water of oil tankers, and runoff dispersed in the surface of the gas stations. In Iran where we have 10% of the world's oil reserves, storage facilities with a capacity of 8.8 billion liters, more than 2,300 fueling stations, more than 8000 oil tankers carrying petroleum products, 82 crude oil storages, and daily distribution of over 233 million liters of petroleum products, there are always hazards of pollution to oil compounds to our water resources. Treatment of contaminated water with petroleum compounds may be done by applying absorption, filtration, membrane, coagulation, advanced oxidation, stabilization pond and anaerobic methods. Physical methods such as adsorption only transfer pollution from one phase to another phase. The efficiency of biological processes is low, but they are inexpensive whereas the efficiency of chemical methods is high while they are expensive. Among the AOPs, the heterogeneous photocatalysis process has been used extensively.

2- Experimental Program

In this method, immobilized titanium dioxide through the generation of a hydroxyl radical ($\bullet\text{OH}$) in the presence of UV light, can potentially destroy a wide range of organic complex. According to the activity of TiO_2 in the near ultraviolet region ($\lambda=400\text{-}300\text{ nm}$), this process was commonly carried out with UV-A lamps using which is costly. In addition, 5% of the solar radiation on the earth's surface is UV light 98% of which is UV-A and the radiation intensity is about $30\text{-}20\text{ Wm}^{-2}$ near the surface at noon of a sunny day. So far, the photocatalytic treatment process has been used for wastewater

treatment of paper, textile, paint industries and power plants. In a recent study, nano TiO_2 was immobilized on a light-weight concrete plate by concrete paste. Generally, the purpose is the use of UV solar light instead of UV lamps in photocatalytic process for the removal of petroleum hydrocarbons with the aim of saving energy saving and using clean energy. Removal of hydrocarbons from water contaminated synthetically with petroleum hydrocarbons was performed by TiO_2 nanoparticles coated on light-weighted concrete plates in the reactor.

The solar reactor (Figure 1) consisted of five concrete rectangular plates $24 \times 12 \times 4\text{ cm}$ at a slope of 2.50%. The weir of 5 L that has been located at the upstream of the plates distributed the flow uniformly. The reactors are covered with a 3-mm glass in order to prevent evaporation of the compounds and to ensure that the reactors remains waterproof. A storage tank with a volume of 60 L along with a floating pump circulated the flow at the rate of 200 L.hr^{-1} . An aerated pump at the rate of 270 L.hr^{-1} supplied sufficient oxygen. The slurry method was used for stabilizing the nanoparticles.



Fig. 1 The studied solar reactor

Mixing of 100 mL of two-component epoxy paste was done in 1000 mL of deionized water. After 5 min of stirring, the concrete surface was polished by applying a paint brush. The concrete plates were impregnated with a suspension of TiO_2 (12 gr TiO_2 in water-ethanol solution), then dried under ambient conditions, heated at $450\text{ }^\circ\text{C}$ for 120 min in a muffle

¹ M.Sc. Student, Tarbiat Modares Univ., Civil & Env. Engineering Faculty, Tehran, Iran.

² *Corresponding Author, Professor., Tarbiat Modares University Civil & Env. Engineering Faculty, Tehran, Iran.

Email: h-ganji@modares.ac.ir.

³ Associate Professor, Tarbiat Modares University, Civil & Env. Engineering Faculty, Tehran, Iran.

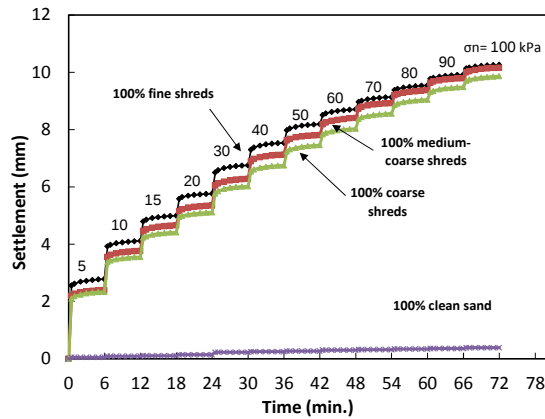


Fig. 2. Variation of settlement of the samples with time for different levels of vertical loading

4- Concluding Remarks

Based on the experimental results, the following conclusions were drawn:

- The rate of loading (displacement) did not influence the mechanical behavior of sand and sand-rubber mixtures.
- According to the first stage of loading (vertical loading), the compressibility of the shredded tires are 20 times bigger than the sand alone. The bigger the grain size of the shredded tire, the more is the settlement of the mixture.
- As expected, the settlement of the mixtures increases with the increase in the shredded tire content. In addition, the density of the mixtures decreases with the increase in the rubber content.
- The equivalent friction angle of the mixture decreases as the rubber content is increased. The samples with coarser shredded tires have larger friction angles.
- The equivalent friction angle increases as the deformation in the samples augments.
- Although the sand alone shows a dilative behavior, the mixtures only behave contractively. The grain size does not have much influence on the deformational regime.
- According to the elastic theory, the confined elastic modulus was determined. For the mixtures, the samples with the rubber content of 30% have stiffness similar to the content of 100%. as shown in Fig.3. The samples with 20% content have the highest stiffness.
- The size of shredded rubber has an increasing effect on stiffness. This effect is small when it is mixed with sand, while the increase in stiffness with grain size is more obvious in pure samples.

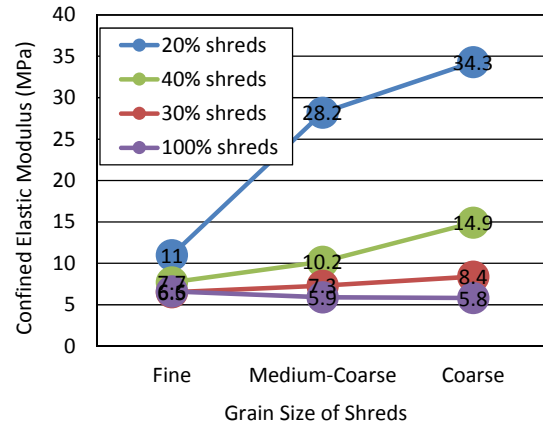


Fig. 3. Confined elastic modulus of the mixtures

A Study of the Effect of Shredded Tire Size on the Mechanical Behavior of Sand and Shredded Tire Mixtures Using Direct Shear Test

A. Rezapour¹ E. Seyedi Hosseininia^{2*}

1- Introduction

In the recent times of industrialization era, the consumption of rubber is growing. For instance, almost 26 million tons of rings of vehicle cars have been spoiled in the year 2003 in Europe. The same problem exists in Iran. It is expected that in the next 10 years, about 930 thousand tons of consumed tires would be produced. So far, attempts were made to use these materials for various purposes in order to get rid of the environmental problems of burying these worn out tires. Almost half of the materials are used as fuel for burning furnaces of cement production facilities. Other applications are for pavement covers or seismic elastomer absorbers. In the domain of civil engineering problems, these materials have been used in the form of shred (powders) or bigger sizes named as rubber chips with a mixture of soil as for the backfill of retaining walls. The soil-rubber mixture facilitates the role of water drainage from the back of the retaining walls. In geotechnical engineering practice, the main question regards the mechanical behavior of these materials including the shear strength and deformational properties.

In the literature review, there are some works that studied different types of rubber chips. The works were mostly focused on the shear strength parameters and the deformational properties were paid less attention. In the laboratory, the mixtures have been tested with the help of triaxial compression as well as direct shear test apparatus.

2- The aim of this study

In this paper, the effect of grain size of shredded tire on the mechanical behavior of the sand-shredded tire mixture is studied experimentally. To this aim, one type of sand as well as three different sizes of shredded rubbers were considered for the materials. In order to study the mechanical behavior, the direct shear test apparatus was implemented for the test programs. The effect of the admixture of the rubber shreds was investigated by virtue of the variations of friction angle as well as the stiffness of the mixtures.

3- Methodology

The study is based on experimental tests in the laboratory. The mixture of sand-rubber shred with different weight percentage values were mixed and the samples were sheared by Direct Shear Test (DST) apparatus. Three different sizes of shredded tires (fine, medium-coarse and coarse) were added to the sand with different percentages. For all types of rubber shreds, the weight percentage of zero, 0, 40, 70, 100 were used.

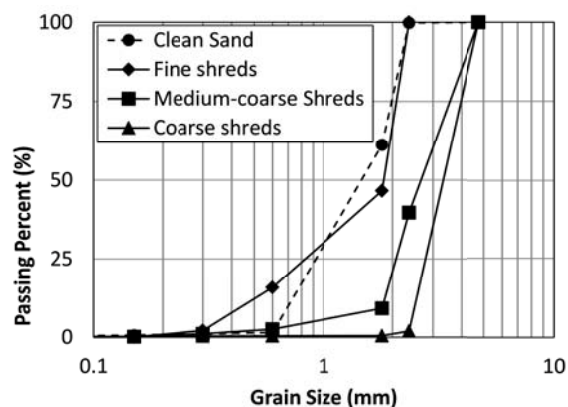


Fig. 1. Grain size distribution of the materials

The size and distribution of sand and the shredded tires are depicted in Fig. 1. The specific gravity (G_s) of the materials was determined according to ASTM D854-02. In all series of the tests, the mixtures of the soil-rubber were tested at the relative density of $75 \pm 5\%$. The maximum and minimum densities were measured according to ASTM D4253-93 and ASTM D4254-93, respectively.

The dimension of the direct shear box was 100×100 mm and the rate of displacement was considered to be 2 mm/min. It is also noted that the effect of displacement rate on the mechanical behavior was examined by using three different rates of 0.2, one and two mm/min and it was found that it has no influence on the behavior. All the samples were tested in dry conditions. Each test includes two stages. At first, the samples were loaded with vertical loads that impose vertical stresses of 25, 50, and 100 kPa and then, the samples were loaded by lateral movement which causes the sample to be sheared. According to Fig. 2, the vertical loading was imposed with different steps in order to see the compressibility behavior of the mixtures. Totally, 45 direct shear tests were performed.

¹ Graduate, Civil engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad

^{2*} Corresponding Author: Associate Professor, Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.
Email: eseyedi@um.ac.ir

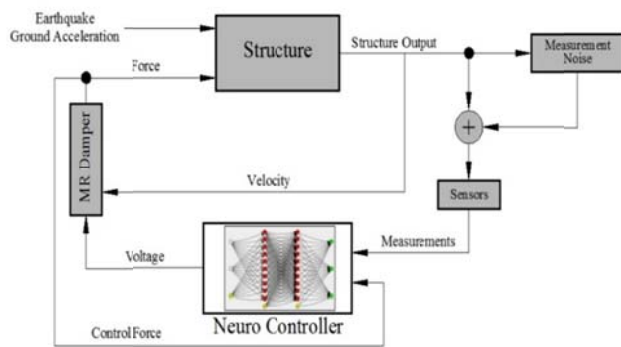


Fig. 3. Control System

In these equations q is the displacement of the device and z is an evolutionary variable that accounts for the history dependence of the response. By adjusting the parameters of the model α , β , n , and A , one can control the linearity in the unloading and the smoothness of the transition from the pre yield to the post yield region. The functional dependence of the device parameters on the effective voltage u is modeled by eqs. 3 and 4. The parameters of the MR damper were selected so that the device has a capacity of 1,000 kN.

3. Neuro-GA controller

A neuro-GA controller is a neuro controller that is trained by a genetic algorithm. In this study, the structure of the neural network is selected by trial and error and the connection weights of the layers are defined by the GA. The connection weights are so defined that the Park & Ang damage index of the structures can be minimized. Two scales of the El Centro Earthquake have been used to train the controller. The fitness function is the ratio of the controlled damage index to the uncontrolled damage index. The best fitness function after 50 populations is gained to be 0.517. This means that the damage index of the controlled structure is reduced by %48.3.

4. Evaluation and results

To evaluate the efficiency of the controller 11 evaluation criteria are defined. The first criterion, J1, is the ratio of maximum story drifts of the controlled to the uncontrolled structure. The second, J2, is the ratio of maximum story acceleration of the controlled to the uncontrolled structure. The third criterion, J3, is defined as ratio of the maximum base shear of the controlled to the uncontrolled structure. The next three criteria, J4, J5 and J6 are the ratio of mean root square of story drifts, accelerations and base shear of the controlled to the uncontrolled building. J7 is the ratio of the largest ductility of members in the

controlled to the uncontrolled structure. J8 is defined as the ratio of dissipated energy in the controlled to the uncontrolled structure. The ninth criterion, J9, is the ratio of plastic hinges of the controlled to the uncontrolled building. J10 is defined as the ratio of mean root square of ductility of members in the controlled to the uncontrolled structure. Finally J11 is the ratio of damage index of the controlled to the uncontrolled building.

These criteria are evaluated for four earthquakes with different intensities. These are 0.5, 1.0 and 1.5 scales of Hachinohe and El Centro earthquakes with 0.5 and 1.0 scales of Northridge and Kobe earthquakes.

The results show that the average value of J11 for different earthquakes is 0.238. This means that the damage to the controlled structure is reduced by %76.2. The average values of other criteria are shown in Table 1.

Table. 1. The average values of evaluation criteria

Criteria	J1	J2	J3	J4	J5
Average	0.516	1.265	0.436	0.803	7.437
Criteria	J6	J7	J8	J9	J10
Average	1.304	0.442	0.007	0.289	0.498

5. Conclusions

- 1- The results show that Neuro-Ga controller has reduced the damage to the structure %76.2.
- 2- The controller has performed well in reduction of story drifts (J1, %48.4), base shear (J3, %56.4), ductility (J7, %55.8), dissipated energy (J8, %99.9) and number of plastic hinges (J9, %71.1). However the performance of the controller in the reduction of maximum and root mean square of accelerations is not favorable.

Damage Control of Structures Using Neuro-Genetic Algorithm

A. Karamodin^{1*} S. Khajekaramodin²

Structural engineering researchers have always been searching for new methods to control and limit structural and nonstructural damages due to earthquakes. Structural control concept has been considered as a new method of protection of structures from sixty years ago. Many researchers have been attracted to this concept and very research studies have been conducted in this field in recent decades. At early years, classical control methods have been used as an algorithm for control of structures. Introducing intelligent systems such as neural networks, fuzzy logic and genetic algorithms has led to more efficient control algorithms. These control systems are more efficient for structural control research due to several of their capabilities such as no need for mathematical modeling, plus ability to conduct nonlinearity and uncertainties. Many researchers have dealt with intelligent control systems in recent years.

In many neural network control systems two networks have been used. One network is used as the controller and the other one is used as an emulator for training the control network. This method is time consuming. So, many researchers such as Kim et al. have eliminated the emulator network and introduced a sensitivity algorithm and a cost function for training the controller network.

In this paper, a semi-active nonlinear neuro control system has been used to control a 3 story benchmark building (as shown in Figure 1). Magnetorehological fluid (MR) dampers have been selected as semi-active control devices in each story. The neuro controller has been trained by a genetic algorithm. The genetic algorithm defines the optimum values of the connection weights between layers. The Pak & Ang damage index of the structure, has been used as a fitness function for the genetic algorithm.

1. Control System

The control system is shown in Figure 3. The earthquake acceleration is loaded to the nonlinear structural model. The structural responses are measured by sensors and together with the forces of control devices at the previous step are input to the neuro controller at each time step. The controller is

trained to predict the MR input voltage needed that can produce control forces that can minimize the damage index of the structure. The input voltages and story relative velocities are input to the MR dampers and the optimum control forces of the dampers are loaded to the structure. The structure is modeled as two dimensional beam and column frame elements. The nonlinear behavior of the structure is considered as plastic hinges at the end of the beam and columns. This model is proposed by Ohtori et al. for nonlinear benchmark buildings.

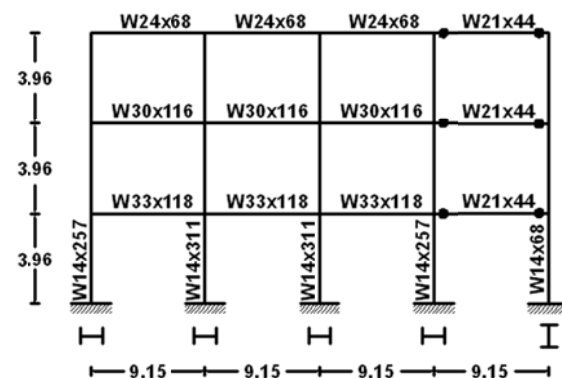


Fig. 1. 3story benchmark Building

2. MR model

The mechanical model of the MR damper is shown in Figure 2.

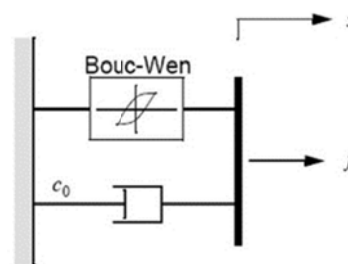


Fig. 2 MR model

The governing equations for this model are as follows:

$$f = C_0 \dot{q} + \alpha z \quad (1)$$

$$\dot{z} = \gamma |\dot{q}| z |z|^{n-1} - \beta \dot{q} |z|^n + A \dot{q} \quad (2)$$

$$\alpha = \alpha(u) = \alpha_a + \alpha_b u \quad (3)$$

$$C_0 = C_0(u) = C_{0a} + C_{0b} u \quad (4)$$

$$\dot{u} = -\eta(u - v) \quad (5)$$

^{1*} Corresponding Author: Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.
Email: akaramodin@yahoo.com

² M. S. Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

CONTENTS

Structural Damage Control Using Neuro-Ga Algorithm	A. Karamodin - S. Khajekaramodin	1
A Study on the Effect of Shredded Tire Size on the Mechanical Behavior of Sand and Shredded Tire Mixtures Using Direct Shear Test	A. Rezapour - E. Seyed Hosseini	17
Removal of Petroleum Hydrocarbons from Contaminated Waters Using a Solar Photocatalytic Process	F. Soroush - H. Ganjidoust - B. Ayati	37
Numerical Static Analysis of Umbrella Drain Performance in Deep Circular Not-lined Tunnel for Steady-State Seepage	A. Hosseinbala - M. Hashemi	49
Investigation of Zeolite and Cement on Compaction of Babolsar Sand	I. Shooshpasha - M. Abbasi H. MolaAbasi	69
Application of SVR and GRNN Models in Estimating Maximum Scour Depth at River Confluences under Live-Bed Condition	B. Balouchi - M. R. Nikoo M. Shafai Bajestan - M. Dehghani	79
Investigation of the Effects of CFRP on Load Bearing Capacity of Strengthened Two-Way RC Squared Slabs with Side and Corner Openings	M. Labibzadeh	93
Least Squares Support Vector Machine-based Advance Monte Carlo Methods for Reliability Analysis of Structures	M. Mojahed - B. Ahmadi-Nedushan	109



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. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. Kheirodin	Professor	Semnan University
A. Soroush	Associate Professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Attarnejad	Professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie

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. 17

Structural Damage Control Using Neuro-Ga Algorithm A. Karamodin - S. Khajekaramodin	1
A Study on the Effect of Shredded Tire Size on the Mechanical Behavior of Sand and Shredded Tire Mixtures Using Direct Shear Test A. Rezapour - E. Seyed Hosseininia	17
Removal of Petroleum Hydrocarbons from Contaminated Waters Using a Solar Photocatalytic Process F. Soroush - H. Ganjidoost - B. Ayati	37
Numerical Statical Analysis of Umbrella Drain Performance in Deep Circular Not-lined Tunnel for Steady-State Seepage A. Hosseinbalam - M. Hashemi	49
Investigation of Zeolite and Cement on Compaction of Babolsar Sand I. Shooshpasha - M. Abbasi - H. MolaAbasi	69
Application of SVR and GRNN Models in Estimating Maximum Scour Depth at River Confluences under Live-Bed Condition B. Balouchi - M. R. Nikoo - M. Shafai Bajestan M. Dehghani	79
Investigation of the Effects of CFRP on Load Bearing Capacity of Strengthened Two-Way RC Squared Slabs with Side and Corner Openings M. Labibzadeh	93
Least Squares Support Vector Machine-based Advance Monte Carlo Methods for Reliability Analysis of Structures M. Mojahed - B. Ahmadi-Nedushan	109

Vol. 29, No. 1
Spring, 2017