



مقالات پژوهشی:

- مطالعه‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی دیوارهای خاک مسلح پله‌ای
مجید یزدان‌دوست و امیرحسین رسولی جمنانی
- تعیین مشخصات سازه با استفاده از پارامترهای مودال سازه و به‌کارگیری الگوریتم‌های بهینه‌سازی: ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری
شهاب امانت، حامد خرازی و مریم بیطرف
- اثر تغییرات دما در خصوصیات تورمی خاک‌های ریزدانه‌ی بهسازی شده با پلیمر سدیم آلژینات در حجم ثابت
محمد بهزادی‌پور و نوید خیاط
- حل عددی مسائل جلیجایی خالص یک بُعدی بااستفاده از روش بدون‌شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا
سامان اسپهبدی‌نیا و علی رحمانی فیروزجانی
- بررسی مدل‌های عددی پیش‌بینی پدیده‌ی کاویتاسیون در ونتوری‌ها با استفاده از نرم‌افزار ANSYS FLUENT
فرهود کلاته، سجاد کوزه‌گر غیائی و احسان امین‌وش
- مطالعه‌ی آزمایشگاهی تشخیص آسیب در پل خربایی تحت بار متحرک با استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی و تبدیل موجک تجربی
سیاوش شاه‌محمدی و موسی محمودی صاحبی
- سناریوسازی نرخ نفوذ خودروی اشتراکی (یک تحلیل کمی زیست‌محیطی)
علی رحمانی و امیررضا ممدوحی
- مدل‌های احتمالاتی برای پیش‌بینی تنش تسلیم میلگرد و مقاومت فشاری بتن بر مبنای رگرسیون خطی بی‌زین
حمیدرضا نوربالا تفتی و مجتبی محصولی
- ارزیابی رفتار غیراشباع خاک لس گرگان در مکش‌های متوسط تحت شرایط تراکم سه‌محوری ناهمسان
سید محسن حائری، بهنام سعدالله‌زاده و سامان سلیمانی بروجردی
- حفاظت از لوله‌ی مدفون با استفاده از کیسه‌ی خاک
امیرفرهنگ احمدیان و سیندناصر مقدس تفرشی
- بررسی اثر ترکیبی نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن در مشخصات مکانیکی، نفوذپذیری و تهاجم کلریدی کمپوزیت سیمانی
صفا پیمان
- اصلاح مدل‌سازی خاک و به‌کارگیری آن در مدل استخوان ماهی
امیرحسین جعفریه، حر خسروی و طاهیا فاضلی‌فر

یادداشت فنی:

- ارزیابی عددی ضریب لرزه ای افقی برای دیوارهای میخ‌گذاری شده
صابر کریمی، محمد حاذقیان و کاظم برخورداری
- تحلیل استاتیکی تیرهای نانو بر پایه‌ی نظریه‌ی گرادیان تنش و با استفاده از دو روش تحلیلی و عددی نیستروم
محمدصادق بهنام رسولی، احمد آفتابی ثانی و عباس کرم‌الدین

به نام خدا

هیأت تحریریه

مهندسی عمران

نشریف

دوره ی ۴۰

شماره ی ۲

تابستان

۱۴۰۳

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف

مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی

مدیر نشریه: دکتر رضا نقدآبادی

سرمدیر: دکتر میرمصدق جمالی

سرمدیر هیأت تحریریه: دکتر سعید سهراب پور

ویرایش: رزیتا رستخیز پایدار

حروف چینی: راضیه قربانی

صفحه آرایی و امور گرافیکی: غزل احمدی میرفانده

امور اجرایی: شیمیا آل اسداله، مریم پورابراهیمی باوفا

مجله ی مهندسی عمران شریف در پایگاه های ISC، DOAJ و SID نمایه می شود.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۱۱۱۵۵-۸۶۳۹

دفتر مجله ی علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۶۶۰۰۵۴۱۹-۶۶۱۶۴۰۹۳

نمابر: ۶۶۰۱۲۹۸۳

نشانی سایت: <http://journal.sharif.ir>

رایانامه: pajouhesh@sharif.edu

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.

مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

از انتشارات حوزه معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه صنعتی شریف

دکتر بهتنا آیتی

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر همایون استکانچی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فرهاد بهنام فر

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر علی پاک

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر وهب توفیق

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر حسن حاجی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر امیررضا خوبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد دلنواز

دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر حسین رحامی

دانشکده علوم مهندسی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

دکتر فیاض رحیم زاده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیر صمیمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ناصر طالب بیدختی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز

دکتر محسن قائمیان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر هوشنگ کاتبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمد کرمانشاه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر موسی محمودی صاحبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

دکتر حسن میرزابزرگ

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر علی نورزاد

دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

دکتر جواد واثقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دکتر ابوالحسن وفائی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

هیأت تحریریهی تخصصی

• سردبیر تخصصی: دکتر ابوالحسن وفایی

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر احمد ابریشمچی

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر همایون استکانچی

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباس افشار

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی برخوردار

دانشیار دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشیار دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ایوب ترکیان

دانشیار مرکز تحقیقات آب و انرژی - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباسعلی تسنیمی

استاد دانشکدهی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر حسن حاجی کاظمی

استاد دانشکدهی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر سیدمحسن حائری

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیررضا خویی

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فیاض رحیمزاده

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی اکبر رضهانیانپور

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سید مهدی زهرایی

دانشیار دانشکدهی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمد مهدی سعادت پور

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان

دکتر مجید صادقی آذر

استاد دانشکدهی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر ناصر طالب بیدختی

استاد دانشکدهی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر ارسلان قهرمانی

استاد دانشکدهی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر محمد کارآموز

استاد دانشکدهی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشیار دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد کرمانشاه

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

استاد دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

دانشیار دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدشهاب الدین یثربی

دانشیار دانشکدهی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

هیأت مشاوران

دکتر محمد احمدی

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه ملایر

دکتر مجتبی ازهری

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر سعید ایرج پناه

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

دکتر فرهاد بهنام فر

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر مجید پاسبانی خیاوی

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه محقق اردبیلی

دکتر محسن حائری

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر رسول دانشفراز

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه

دکتر امیرحسین رضایی فرعی

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

دکتر مرتضی زنگانه

دانشکدهی فنی و مهندسی - دانشگاه گلستان

دکتر حمید شیرمحمدی

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه ارومیه

دکتر سعید صرامی

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر امین قلی زاد

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه محقق اردبیلی

دکتر علی قنبری

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه خوارزمی

دکتر موسی محمودی صاحبی

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

دکتر علیرضا مرتضایی

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان

دکتر محمد ملکی

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه بوعلی سینا همدان

دکتر مسعود منتظری نمین

دانشکدهی فنی، گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر مجید یزداندوست

دانشکدهی مهندسی عمران - دانشگاه قم

دکتر حجت اله یونسی

گروه مهندسی آب - دانشگاه لرستان

مقالات پژوهشی:

- ۳ مطالعه‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی دیوارهای خاک مسلح پله‌ای
مجید یزدان دوست و امیرحسین رسولی جمنانی
- ۱۷ تعیین مشخصات سازه با استفاده از پارامترهای مودال سازه و به کارگیری الگوریتم‌های بهینه‌سازی: ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری
شهاب امانت، حامد خرازی و مریم بیطرف
- ۲۹ اثر تغییرات دما در خصوصیات تورمی خاک‌های ریزدانه‌ی بهسازی شده با پلیمر سدیم آلژینات در حجم ثابت
محمد بهزادی پور و نوید خیاط
- ۳۹ حل عددی مسائل جابجایی خالص یک بُعدی با استفاده از روش بدون شبکه‌ی تیلور-گالرکین مرتبه‌ی بالا
سامان اسپهبدی‌نیا و علی رحمانی فیروزجانی
- ۵۳ بررسی مدل‌های عددی پیش‌بینی پدیده‌ی کاویتاسیون در ونتوری‌ها با استفاده از نرم افزار ANSYS FLUENT
فرهود کلانه، سجاد کوزگر غیائی و احسان امین‌وش
- ۶۳ مطالعه‌ی آزمایشگاهی تشخیص آسیب در پل خرپایی تحت بار متحرک با استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی و تبدیل موجک تجربی
سیاوش شاه‌محمدی و موسی محمودی صاحبی
- ۷۷ سناریوسازی نرخ نفوذ خودروی خودران اشتراکی (یک تحلیل کثی زیست‌محیطی)
علی رحمانی و امیررضا مددوحی
- ۸۷ مدل‌های احتمالاتی برای پیش‌بینی تنش تسلیم میلگرد و مقاومت فشاری بتن بر مبنای رگرسیون خطی بیژین
حمیدرضا نوربالا تفتی و مجتبی محصولی
- ۱۰۱ ارزیابی رفتار غیراشباع خاک لس‌گران در مکش‌های متوسط تحت شرایط تراکم سه محوری ناهمسان
سید محسن خاثری، بهنام سعدالله‌زاده و سامان سلیمانی بروجردی
- ۱۱۳ حفاظت از لوله‌ی مدفون با استفاده از کیسه‌ی خاک
امیرفرهنگ احمدیان و سیدناصر مقدس تفرشی
- ۱۲۷ بررسی اثر ترکیبی نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی پروپیلن در مشخصات مکانیکی، نفوذپذیری و تهاجم کلریدی کامپوزیت سیمانی
صفا پیمان
- ۱۳۹ اصلاح مدل‌سازی خاک و به کارگیری آن در مدل استخوان ماهی
امیرحسین جعفریه، حر خسروی و طاها فاضلی‌فر

یادداشت فنی:

- ۱۵۱ ارزیابی عددی ضریب لرزه‌ی افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده
صابر کریمی، محمد حاذقیان و کاظم برخورداری
- ۱۶۵ تحلیل استاتیکی تیرهای نانو بر پایه‌ی نظریه‌ی گرادیان تنش و با استفاده از دو روش تحلیلی و عددی نیستروم
محمدصادق بهنام رسولی، احمد آفتابی ثانی و عباس کرم‌الدین

ضمائم:

- ۱۸۶ چکیده مقالات به انگلیسی

مطالعه‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی دیوارهای خاک مسلح پله‌ای

مجید یزدان‌دوست* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه قم

امیرحسین رسولی جمنانی (استاد)

دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ورامین، پیشوا

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۳ (دوره ۴۰، شماره ۲، صص. ۳-۱۵)، (ژوئیه)

علی‌رغم آنکه انتخاب ضریب شبه‌استاتیکی، مهم‌ترین گام در تحلیل شبه‌استاتیکی دیوارهای خاک مسلح است، اما تاکنون معیار جامعی برای انتخاب آن ارائه نشده است. لذا، در مطالعه‌ی حاضر کوشش شده است تا ضریب شبه‌استاتیکی افقی برای دیوارهای خاک مسلح به‌عنوان تابعی از هندسه‌ی دیوار و نوع المان تسلیح ارائه شود. برای این منظور، ابتدا مجموعه‌ای از آزمایش‌های میز لرزه بر روی دیوارهای خاک مسلح یکپارچه و پله‌ای مسلح شده با تسمه‌ی فلزی و ژئوگرید برای تعیین شتاب آستانه‌ی گسیختگی، نیروی المان‌های تسلیح، و همچنین هندسه‌ی سطوح گسیختگی انجام شد. سپس با شبیه‌سازی مدل‌های دیوار براساس روش قطعات افقی کوشش شد تا مقادیر ضریب شبه‌استاتیکی موردنیاز برای ایجاد سطوح گسیختگی و نیروهای ایجاد شده در المان‌های تسلیح مشابه با آنچه در آزمایش‌های میز لرزه مشاهده شده است، تعیین شود. در نتیجه، ضریب شبه‌استاتیکی افقی به‌عنوان تابعی از شتاب بیشینه‌ی افقی، هندسه‌ی دیوار، و نوع المان تسلیح معرفی شده است.

واژگان کلیدی: ضریب شبه‌استاتیکی، دیوار خاک مسلح پله‌ای، آزمایش میز لرزه، روش قطعات افقی.

m.yazdandoust@qom.ac.ir
rasouly.amirhosein@gmail.com

۱. مقدمه و تاریخچه‌ی پژوهش

آنالیز شبه‌استاتیکی، روش رایجی برای طراحی لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح است؛ که در آن، اثر ارتعاش پایه در دیوار با اعمال ضرایب لرزه‌ای معادل افقی (k_h) و قائم (k_v) به جرم گوه‌ی لغزش شبیه‌سازی می‌شود. از این رو، استفاده از هندسه‌ی واقعی گوه‌ی گسیختگی و انتخاب یک ضریب شبه‌استاتیکی مناسب برای شبیه‌سازی نیروی اینرسی القا شده در گوه‌ی لغزش در هنگام زلزله، از عوامل مؤثر در دقت تحلیل شبه‌استاتیکی هستند.

مطالعات لرزه‌ای انجام شده جهت شناسایی هندسه‌ی سطح لغزش در دیوارهای خاک مسلح نشان می‌دهند که براساس نوع و آرایش المان‌های تسلیح و همچنین پیکربندی دیوار، سطوح لغزش با هندسه‌های مختلفی می‌توانند در یک دیوار خاک مسلح شکل بگیرند. این در حالی است که اغلب آنالیزهای شبه‌استاتیکی براساس یک سطح گسیختگی با هندسه‌ی اسپیرال لگاریتمی انجام می‌شود، که می‌تواند نقش

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۲۷/۲/۱۴۰۲، اصلاحیه ۲۴/۷/۱۴۰۲، پذیرش ۹/۸/۱۴۰۲.

استناد به این مقاله:

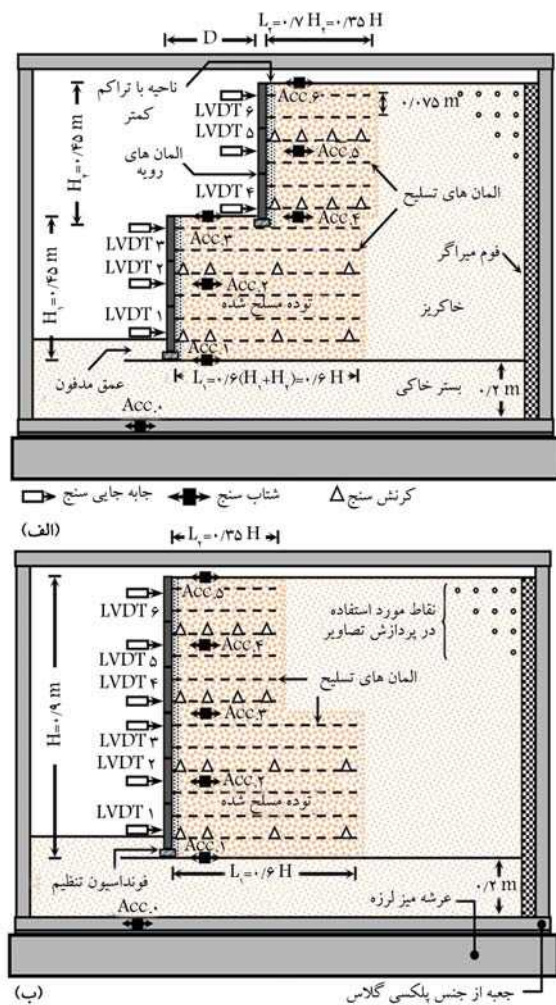
یزدان‌دوست، مجید و رسولی جمنانی، امیرحسین، ۱۴۰۳. مطالعه‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی دیوارهای خاک مسلح پله‌ای. مهندسی عمران شریف، ۴۰ (۲)، صص. ۳-۱۵.

DOI:10.24200/J30.2023.62396.3221

چشمگیری در کاهش دقت تحلیل ایفا کند. انتخاب ضرایب معادل لرزه‌ای، دومین چالش در تحلیل شبه‌استاتیکی است. کرامر (۱۹۹۶) پیشنهاد کرد که ضرایب معادل لرزه‌ای باید براساس بیشینه‌ی شتاب زمین (PGA) انتخاب شوند، زیرا شتاب زلزله عامل اصلی شکل‌گیری نیروی القایی در جرم گوه‌ی لغزش است.^[۱] سگرسین و باستیک (۱۹۸۸)، رابطه‌ای را برای انتخاب k_h در شتاب‌های کمتر از $g/۴۵$ به شرح رابطه‌ی ۱ پیشنهاد کردند:^[۱]

$$k_h = \frac{PGA}{g} \left(\frac{1}{۴۵} - \frac{PGA}{g} \right) \quad (۱)$$

لشنسکی^۲ و همکاران (۲۰۰۹)، با استفاده از آزمایش میز لرزه‌ی بزرگ مقیاس و آنالیز تعادل حدی شبه‌استاتیکی برای تعیین نسبت‌های PGA/k_h ، محدوده‌ی ۰/۳ تا ۰/۴ را برای دیوارهای خاک مسلح ژئوسل‌ی توصیه کردند.^[۲] در مطالعه‌ی مشابه، یزدان‌دوست (۲۰۱۹)، ضریب شبه‌استاتیکی را برای دیوارهای خاک مسلح با تسمه‌ی فولادی به عنوان تابعی از بیشینه‌ی شتاب زمین پیشنهاد کرد.^[۳] در دستورالعمل‌های



شکل ۱. شمای شماتیک از: (الف) مدل دیوار پله‌ای؛ (ب) مدل دیوار یکپارچه.

پله‌ای با عرض پله‌ی بین $(H_1 + H_2)/2$ و $(H_1 \times \tan(90^\circ - \phi_r))$ ، فاصله‌ی بین دو پله (D) در مدل‌ها به گونه‌ای انتخاب شد که مدل‌ها در این دسته از دیوارهای پله‌ای قرار گیرند. لذا، مدل‌ها با ارتفاع یکسان پله $(H_1 = H_2 = 0.45m)$ و در سه عرض مختلف ($D = H/9, 2H/9, 3H/9$) ساخته شدند. جهت نصب اولین ردیف پانل‌های رویه در هر پله از یک نوار سیمانی پیش‌ساخته با عرض $0.3m$ و ضخامت $0.15m$ متر به عنوان فونداسیون تنظیم استفاده شد. همچنین مطابق با توصیه‌های استاندارد FHWA جهت کمینه‌سازی لغزش احتمالی پنجه‌ی دیوار، عمق مدفونی برابر با $0.6m$ و $0.3m$ متر به ترتیب برای پله‌های پایینی و بالایی در نظر گرفته شد. این اعماق به‌طور طبیعی با ایجاد حالت مقاوم^۵ در جلوی پنجه‌ی دیوار منجر به کاهش لغزش دیوار می‌شود. از سوی دیگر، با احداث یک بستر خاکی به ضخامت $0.2m$ متر در زیر مدل‌ها، شرایط واقعی برای نشست احتمالی و لغزش جانبی مدل‌ها فراهم شد.

به‌منظور حذف اثر چیدمان المان‌های تسلیح در نتایج، از یک چیدمان یکسان در تمامی مدل‌ها استفاده شد. از این رو، طول المان‌های تسلیح در پله‌های پایینی و بالایی مدل‌ها مطابق با توصیه‌های FHWA به ترتیب $0.6(H_1 + H_2)$ و $0.7(H_2)$ و در نظر گرفته شد. پایداری هر مدل در شرایط استاتیکی و شبه‌استاتیکی نیز با

AASHTO و FHWA نیز توصیه‌هایی جهت انتخاب ضرایب شبه‌استاتیکی ارائه شده است، که بدون در نظر گرفتن جزئیات ساختاری، مانند: جنس المان تسلیح یا آرایش آنها و همچنین پیکربندی دیوار هستند.^[۶،۵]

توزیع غیر یکنواخت شتاب در امتداد ارتفاع دیوارهای خاک مسلح، که باعث ایجاد نیروهای اینرسی ناهمگون در ارتفاع دیوار می‌شود، چالش دیگری است که در صورت عدم لحاظ آن و استفاده از یک مقدار ثابت ضریب شبه‌استاتیکی برای کل دیوار می‌تواند موجب کاهش چشمگیر دقت تحلیل شود. این چالش که در دیوارهای بلند خاک مسلح برجسته‌تر است، به دو روش قابل حل است. اولین روش که توسط لی^۳ و همکاران (۲۰۱۷) ارائه شد، شامل استفاده از میانگین شتاب تشکیل شده در امتداد ارتفاع دیوار به جای استفاده از بیشینه‌ی شتاب زمین برای انتخاب ضرایب شبه‌استاتیکی است.^[۷] روش دوم، که توسط یزدان‌دوست و قلندرزاده (۲۰۲۰) پیشنهاد شد شامل استفاده از میانگین ضرایب شبه‌استاتیکی براساس توزیع ضرایب در امتداد ارتفاع دیوار است.^[۸]

پیکربندی دیوار، عامل دیگری است که نقش چشمگیری در شکل‌گیری نیروهای اینرسی در دیوارهای خاک مسلح ایفا می‌کند.^[۹،۱۰] علی‌رغم این موضوع، جای عامل پیکربندی در روابط ارائه شده جهت تعیین ضرایب شبه‌استاتیکی کاملاً خالی است. لذا در مطالعه‌ی حاضر تلاش شده است تا علاوه بر تأثیر جنس المان تسلیح، تأثیر پیکربندی نیز در انتخاب ضرایب شبه‌استاتیکی لحاظ شود. بدین منظور با انتخاب دو نوع المان تسلیح (تسمه‌ی فولادی و ژئوگرید) و انتخاب پیکربندی پله‌ای به عنوان یک ساختار متداول در ساخت دیوارهای خاک مسلح، ۶ دیوار خاک مسلح پله‌ای با سه عرض پله‌ی مختلف و همچنین دو دیوار یکپارچه ساخته شدند. سپس با استفاده از میز لرزه به تعیین هندسه‌ی سطوح لغزش و توزیع نیرو در المان‌های تسلیح پرداخته شد. با شبیه‌سازی مدل‌های فیزیکی نیز به صورت تحلیلی تلاش شد تا ضرایب شبه‌استاتیکی به‌گونه‌ای تعیین شوند که نیروهای بسیج شده در المان‌های تسلیح با آنچه از آزمایش‌های میز لرزه به دست آمد، برابر شوند. جهت تحلیل مدل‌های فیزیکی از فرمولاسیون جدیدی از روش قطعات افقی^۴ براساس سطوح لغزش مشاهده شده در آزمایش‌های میز لرزه استفاده شد؛ که امکان تعیین توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار را به عنوان تابعی از نوع المان تسلیح، عرض پله و بیشینه‌ی شتاب زمین ممکن می‌سازد.

۲. آزمایش میز لرزه

جهت تعیین هندسه‌ی گوه‌ی گسیختگی در دیوارهای خاک مسلح و نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح در شرایط لرزه‌ای، از یک سری آزمایش میز لرزه استفاده شده است؛ که در بخش مدل‌سازی فیزیکی دانشگاه تهران و توسط میز لرزه‌ای با قابلیت ارتعاش مدل تا وزن 50 کیلو نیوتن و بسامد بیشینه‌ی 10 هرتز انجام شد، که گزارش کاملی از آن توسط رسولی و همکاران منتشر شده است.^[۱۱] لذا در بخش حاضر، به‌طور اجمالی به روند ساخت مدل‌ها و انجام آزمایش‌های ذکر شده اشاره شده است و توضیحات تکمیلی می‌توانند در گزارش ارائه شده جستجو شوند.^[۱۱]

۱.۲. آماده‌سازی مدل‌ها

همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، از یک مدل دیوار به ارتفاع $0.9m$ متر با ضریب مقیاس $10:1$ به عنوان نماینده‌ی یک دیوار خاک مسلح $9m$ متری برای ساخت به صورت پله‌ای استفاده شده است. با توجه به رفتار پیچیده‌ی دیوارهای

جدول ۱. پارامترهای فیزیکی و مکانیکی المان‌های تسلیح.

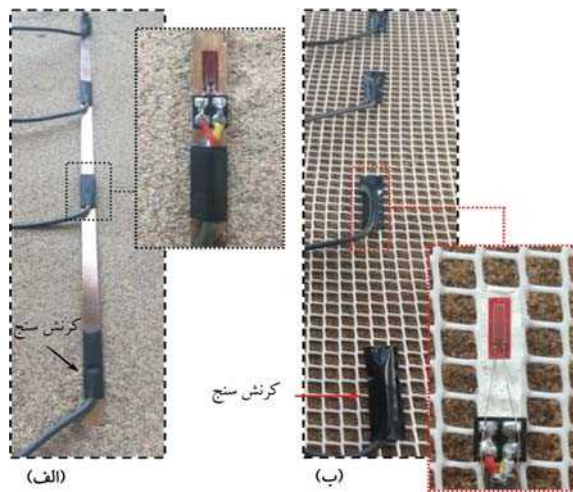
پارامتر	ژئوگرید				روابط تشابه
	مدل	پرتو تایپ	تسمه‌ی فلزی	مدل	
ماده سازنده	الیاف پلی استر				-
	پلی پروپیلن	پوشیده شده با	فسفر برنز	فولاد	
ضخامت [mm]	۰/۹	۲	۰/۴	۴	-
	۰/۹، ۰/۶	۱۱، ۲/۵	۵، - - -	۵۰، - - -	-
عرض نوارهای طولی و عرضی [mm]	۷/۵ × ۷/۵	۲۵ × ۳۵	-	-	-
ابعاد عرضی و طولی چشمه‌ها [mm]	۶/۲۸	۶/۰۸	۰/۴۶	۰/۳۷	۱
کرنش طولی در بار نهایی، (ϵ_u)، [%]	۱۹/۵۶	۲۰/۱۸، ۱	۳۵۶/۸	۳۶۲/۱۶	$1/N^2$
سختی کششی در بار نهایی (J)، [kN/m]	۱۴/۷۵	۱۵۵/۸۵	۰/۹۳	۹/۵۸	$1/N$
مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷۰ و ۱۴۰ کیلوپاسکال، (P_R)، [$kN/m/m$]	۲۱/۳۷	۲۱۹/۶	۱/۲۰	۱۱/۹۳	$1/N$
مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۷۰ کیلوپاسکال، (P_R)، [$kN/m/m$]	۲/۹۰	۱۴/۲	۰/۵۷	۴/۷۵	$1/N$
جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۷۰ کیلوپاسکال، ($d_{pullout}$)، [mm]	۲/۶۷	۱۴/۵	۰/۴۳	۳/۵۵	

مقیاس مدل‌ها، تسمه‌های فلزی با فواصل افقی و قائم ۰/۷۵ متر و صفحات ژئوگرید با فاصله‌ی قائم ۰/۷۵ متر مدل‌ها تعبیه شدند. به منظور شبیه‌سازی المان‌های تسلیح در مقیاس ۱۰ : ۱، سختی کششی و ظرفیت بیرون کشیدگی به عنوان دو معیار اصلی انتخاب شدند. لذا، کوشش شد تا با انجام یک سری آزمایش‌های کشش تک محوری و بیرون کشیدگی در آزمایشگاه مدل‌سازی فیزیکی واحد علوم و تحقیقات دانشگاه آزاد اسلامی و همچنین در نظر گرفتن روابط تشابه حاکم بر دو معیار ذکر شده، المان‌هایی مناسب به عنوان نمایندگان تسمه‌ی فلزی و ژئوگرید در مدل‌های دیوار کوچک مقیاس انتخاب شوند. علاوه بر سختی کششی و مقاومت بیرون کشیدگی، ابعاد چشمه‌ی ژئوگرید نیز به عنوان سومین معیار جهت انتخاب المان ژئوگرید کوچک مقیاس در نظر گرفته شد. برای این منظور، از معیار پوشیدا و تانسوکا^(۱۹۹۰)،^[۱۲] استفاده شد. پوشیدا و تانسوکا پیشنهاد کردند که نسبت فاصله بین نوارهای عرضی ژئوگرید به اندازه‌ی متوسط دانه‌های خاک بهتر است بزرگ‌تر از ۱۰ باشد. پارامترهای المان‌های تسلیح انتخاب شده در مقیاس واقعی و مدل در جدول ۱ ارائه شده است. به منظور حذف تأثیر نوع رویه‌ی دیوار در نتایج، از یک رویه‌ی یکسان برای تمامی مدل‌ها استفاده شد. لذا، با استفاده از اتصال توصیه شده توسط باترست^(۱۹۹۰)،^[۱۳] جهت نصب المان‌های تسلیح صفحه‌ای به پانل‌های پیش ساخته‌ی بتنی که در شکل (۲-ب) نشان داده شده است، از پانل‌های صلیبی بتنی با مقیاس ۱۰ : ۱ به عنوان رویه‌ی دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد. پانل‌های صلیبی مذکور در ابعاد ۰/۱۵ × ۰/۱۵ × ۰/۱۵ متر تهیه و ملات استفاده شده در آن براساس معیار ظرفیت خمشی و روابط تشابه حاکم بر آن انتخاب شد. $(M(model)/M(prototype) = 1/N^3)$ همچنین، از ۴ پایه‌ی فلزی با فواصل افقی و قائم یکسان (۰/۷۵ متر) جهت اتصال المان‌های تسلیح به پانل‌ها استفاده شد (شکل ۲-الف). استفاده از فواصل ذکر شده سبب شد تا مدل‌های ساخته شده، معادل یک دیوار پله‌ای واقعی با المان‌هایی به فواصل ۰/۷۵ متر باشند.

به منظور دستیابی به یک شبیه‌سازی مناسب از دیوارهای خاک مسلح، کوشش شد تا پروسه‌ی ساخت مدل‌ها مطابق با روال ساخت دیوارهای پله‌ای در مقیاس واقعی و با در نظر گرفتن تمامی جزئیات باشد. از این رو، پس از آماده‌سازی بستر خاکی به روش کوبش مرطوب با کنترل حجم، اجرای پله‌ی اول دیوارها با جایگذاری فونداسیون تنظیم و سپس قرار دادن اولین ردیف پانل‌های صلیبی روی آن، اتصال

استفاده از روش‌های تعادل حدی و تحلیل اجزاء محدود و همچنین دستورالعمل‌های FHWA ارزیابی شد. تحلیل‌ها نشان دادند که ضمن برخورداری مدل‌ها از پایداری قابل قبول، کمینه‌ی ضریب ایمنی در کلیه‌ی مدل‌ها مربوط به پایداری خارجی بوده است.

به منظور ساخت بخش‌های مختلف مدل‌ها از ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه به همراه ۶٪ سیلت و با تراکم نسبی ۸۵٪ استفاده شد؛ که معیارهای دستورالعمل FHWA را جهت انتخاب مصالح خاکی استفاده شده در دیوارهای خاک مسلح برآورده می‌سازد.^[۹۸] خاک مصنوعی اخیر متشکل از ذرات تیز گوشه با چگالی ۲/۶۵۴ بوده است، که با داشتن ضریب یکنواختی و ضریب انحنای برابر با ۲/۶۵۵ و ۱/۱۴۷، در رده‌ی ماسه‌ی سیلت دار بد دانه‌بندی شده طبقه‌بندی می‌شد. براساس آزمایش‌های سه محوری تحکیم یافته - زهکشی شده، که بر روی نمونه‌های خاک تحت تنش‌های همه‌جانبه‌ی معادل با تنش‌های القاء شده در مدل‌های فیزیکی (۵ تا ۱۵ کیلوپاسکال) انجام شد، زوایای اصطکاک بیشینه و نهایی به ترتیب حدود ۴۴-۴۷ درجه و ۳۸-۴۱ درجه به دست آمد. براساس آزمایش‌های مذکور که در آزمایشگاه ژئوتکنیک واحد علوم و تحقیقات دانشگاه آزاد اسلامی انجام شد، یک چسبندگی ظاهری نیز در حدود ۴ کیلوپاسکال برای خاک آزمایشی مشاهده شد، که می‌توان آن را به کشش سطحی ناشی از رطوبت خاک نسبت داد. از دلایل بالا بودن زوایای اصطکاک خاک آزمایشی، زبری سطح دانه‌ها و تیز گوشه‌گی آنهاست، که ناشی از فرایند تولید ماسه‌ی سیلیسی اخیر است. فشار همه‌جانبه‌ی پایین در آزمایش‌ها می‌تواند دلیل دیگری برای مقادیر قابل توجه زوایای اصطکاک خاک آزمایشی باشد. براساس نتایج آزمایش‌های سه محوری، مقدار سختی سکانتی خاک آزمایش شده در کرنش ۱٪ و در محدوده‌ی تنش همه‌جانبه‌ی معادل با فشار القاء شده در مدل‌ها برابر با ۲/۱۶ تا ۵/۵۵ مگاپاسکال تعیین شد. این مقادیر ۲/۲۶ تا ۰/۲۹ برابر سختی خاک در شرایط تنش همه‌جانبه‌ی واقعی بود و در محدوده‌ی نسبت پیشنهاد شده برای سختی خاک در یک مدل g با ضریب مقیاس ۱۰ : ۱ قرار داشت $0/3 \approx 1/N^{2/5} = E_{soil(model)}/E_{soil(prototype)}$ از آنجا که تسمه‌ی فلزی و ژئوگرید به عنوان متداول‌ترین المان‌ها جهت تسلیح دیوارهای خاک مسلح مطرح هستند، در پژوهش حاضر نیز از المان‌های مذکور به عنوان نماینده‌ی المان‌های تسلیح استفاده شد.^[۱۰۹] با توجه به دستورالعمل FHWA و ضریب



شکل ۳. اتصال کرنش‌سنج به: (الف) تسمه فلزی؛ (ب) ژئوگرید.

انتخاب شد تا در صورت ایجاد جابجایی‌های بزرگ، امکان شناسایی باندهای برشی با جزئیات کافی فراهم باشد.^[۱۴] این تذکر لازم است که وجود لایه‌های ماسه‌ی رنگی در بدنه‌ی مدل، علاوه بر ایجاد بافتی متفاوت برای تسهیل پردازش تصاویر، می‌توانست برای اعتبارسنجی نتایج نیز استفاده شود.

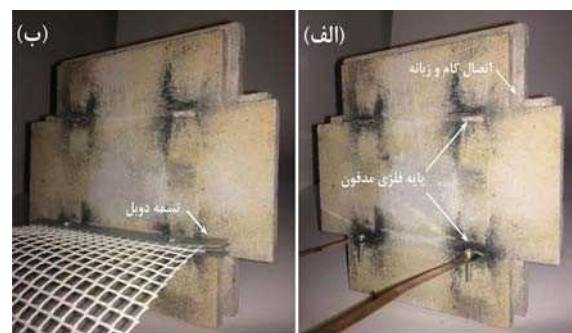
۳.۲. بارگذاری دینامیکی

به منظور بارگذاری مدل‌ها، از یک سری بارهارمونیک دوکی شکل با مدت دوام ۱۳ ثانیه استفاده شد، که در گام‌های متوالی به مدل‌ها اعمال می‌شدند؛ به طوری که در هر گام، شتاب بیشینه به میزان $1g/10$ تا زمان وقوع گسیختگی در مدل‌ها افزایش می‌یافت. به منظور جلوگیری از وقوع تشدید در مدل‌ها، بسامد ۵ هرتز برای تحریک‌های ورودی انتخاب شد تا به اندازه‌ی کافی از بسامدهای طبیعی اندازه‌گیری شده برای هر مدل که توسط آزمایش‌های ارتعاش آزاد تعیین شده بود ($8/9$ تا $26/2$ هرتز)، فاصله داشته باشد. با توجه به قوانین تشابه مربوط به بسامد ($f_{prototype} = \frac{1}{N^{1/3}} f_{model}$)، تحریک ورودی معادل با یک تحریک واقعی با بسامد ۱ هرتز بود.

۳. الگوی گوهی گسیختگی

به منظور شناسایی هندسه‌ی گوهی گسیختگی در مدل‌ها جهت استفاده در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی، باندهای برشی شکل گرفته در بدنه‌ی مدل‌ها با استفاده از دو روش ردیابی شدند. در روش اول، به هم خوردگی لایه‌های ماسه‌ی رنگی و در روش دوم از روش پردازش تصاویر استفاده شد.

توزیع کرنش برشی تجمعی (ϵ_s) به دست آمده توسط روش پردازش تصاویر و سطح لغزشی که براساس به هم خوردگی لایه‌های ماسه‌ی رنگی در آخرین گام بارگذاری ردیابی شده است، برای تمامی مدل‌ها در شکل‌های ۴ الی ۷ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها برخلاف آنچه توسط FHWA پیش‌بینی شده است، در دیوارهای پله‌ای، سطوح شکست فقط در پله‌ی بالایی تشکیل شده و هیچ نشانه‌ای از توسعه‌ی آنها در پله‌ی پایین مشاهده نشده است. این در حالی است که در دیوارهای یکپارچه، سطح لغزش کل ارتفاع دیوار را در بر می‌گرفت. این مکانیسم گسیختگی شامل یک گسیختگی خارجی خطی در نیمه‌ی فوقانی و یک گسیختگی داخلی



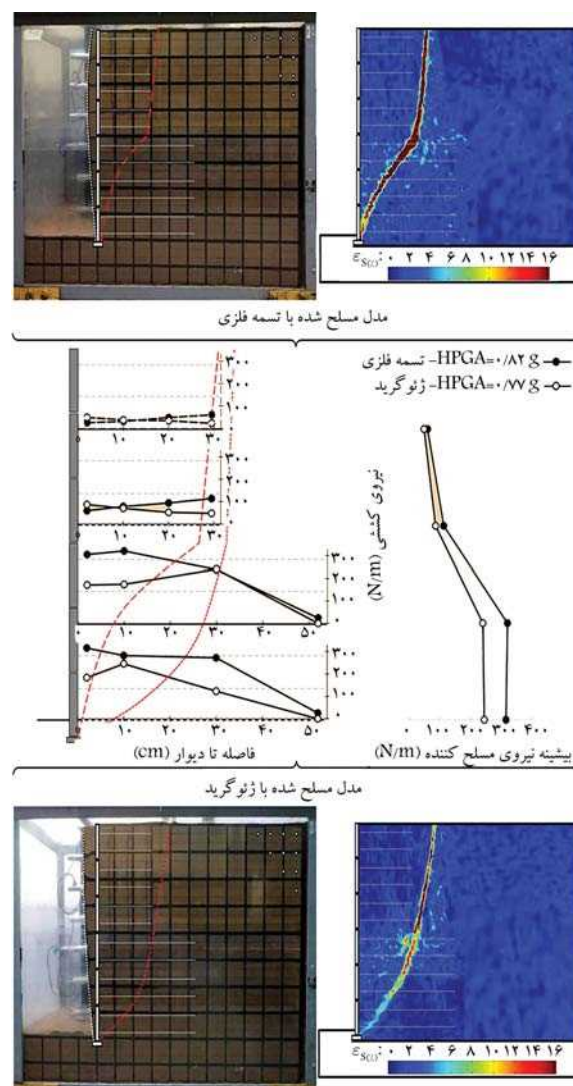
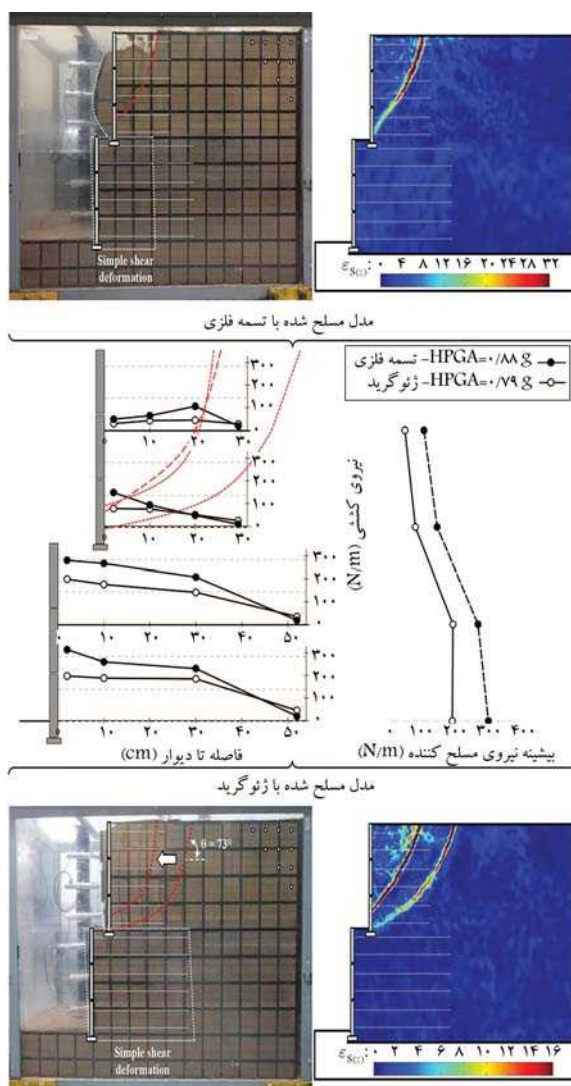
شکل ۲. المان‌های رویه جهت استفاده در دیوار مسلح شده. (الف) تسمه فلزی؛ (ب) ژئوگرید.

اولین ردیف المان‌های تسلیح به پانل‌ها و اجرای یک لایه‌ی خاک به ضخامت $375/0$ متر آغاز شد و برای اجرای آن، حجم مشخصی از خاک با رطوبت 6% ، که پس از پروسه‌ی فشرده سازی در لایه‌ای به ضخامت $375/0$ سانتی‌متر به چگالی نسبی 85% می‌رسید، داخل جعبه‌ی آزمایش ریخته و سپس با استفاده از کوبه تا رسیدن به آن ضخامت متراکم شد. روش اخیر، که به روش کوبش مربوط با کنترل حجم مرسوم است، جزء روش‌های متداول در ساخت مدل‌های فیزیکی با تراکم بالاست.^[۱۵] این روند با نصب دومین ردیف المان‌های تسلیح و اجرای لایه‌ی خاک نظیر آن و سپس ردیف‌های بعدی تا تکمیل پله‌ی اول ادامه یافت. پس از تکمیل پله‌ی اول، فرایند اجرای پله‌ی دوم مشابه با پله‌ی اول و با در نظر گرفتن یک فاصله‌ی مشخص از آن آغاز شد. با اجرای لایه‌های افقی و عمودی از ماسه‌ی رنگی در مجاورت دیواره‌ی نمای جعبه‌ی آزمایش در خلال ساخت بدنه‌ی مدل‌ها، تلاش شد تا امکان شناسایی بهتر مکانیسم‌های گسیختگی فراهم شود.

۲.۲. ابزارگذاری و پردازش تصاویر

همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، از ۶ جابجایی‌سنج در ارتفاع‌های مختلف برای اندازه‌گیری حرکت‌های افقی هر لایه استفاده شده است؛ که با نصب یک سری شتاب‌سنج در بدنه‌ی آنها در حین ساخت کوشش شد تا پاسخ شتاب ناحیه‌ی مسلح شده در ارتفاع‌های مختلف در هنگام بارگذاری لرزه‌ای اندازه‌گیری شود. شتاب ورودی نیز با استفاده از شتاب‌سنج نصب شده بر روی عرشه‌ی میز لرزه اندازه‌گیری شد. از سوی دیگر، با نصب ۴ کرنش‌سنج با قابلیت اندازه‌گیری کرنش‌ها در محدوده‌ی $10^{-3} \times 1/5$ تا $15/0$ درصد به سطح ۴ المان تسلیح واقع در ۴ ردیف منتخب تلاش شد تا نیروی بسیج شده در المان‌های مذکور حین بارگذاری لرزه‌ای اندازه‌گیری شوند. نحوه‌ی نصب کرنش‌سنج‌های ذکر شده در شکل ۳ مشاهده می‌شود.

روش پردازش تصاویر (PIV) یک روش اندازه‌گیری غیرتهاجمی است که در پژوهش حاضر برای تعیین باندهای برشی در مدل‌ها استفاده شده است. روش PIV، که کرنش برشی توده‌ی خاک را با دنبال کردن حرکت ذرات خاک در تصاویر متوالی اندازه‌گیری می‌کند، برای اولین بار توسط وایت و تیک^[۱۶] (2002)، جهت شناسایی سطح شکست بحرانی در توده‌ی خاک استفاده شد. ایشان برای این منظور نرم‌افزار GeoPIV را معرفی کردند که بعدها در مطالعات متعددی از آن استفاده شد. جهت تجزیه و تحلیل تصاویر توسط نرم‌افزار GeoPIV از پیچ‌های 32 پیکسلی استفاده شد، که در فواصل 8 پیکسلی هم‌پوشانی داشتند. هم‌پوشانی اخیر برابر با 250

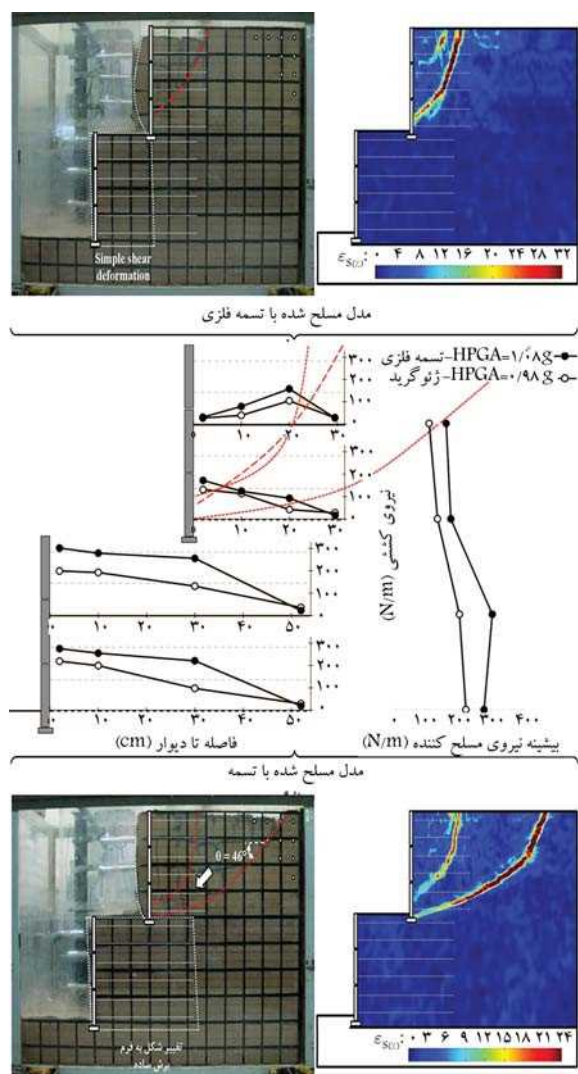


شکل ۵. مکانیزم گسیختگی و توزیع نیرو در المان‌های تسلیح دیوارهای پله‌ای با عرض پله ۹/۲ H.

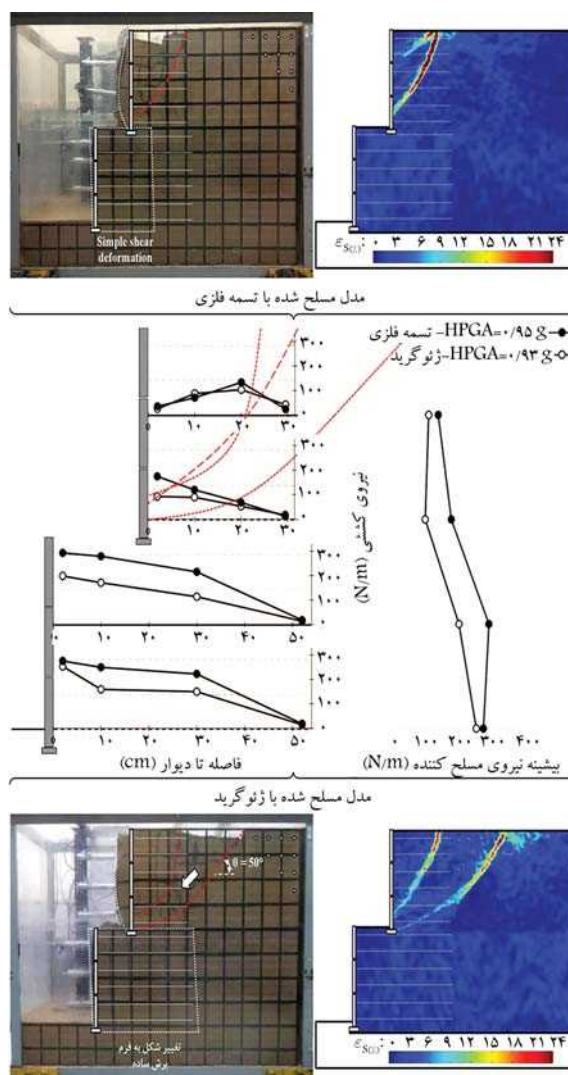
شکل ۴. مکانیزم گسیختگی و توزیع نیرو در المان‌های تسلیح دیوارهای یکپارچه.

در نیمه‌ی تحتانی دیوار بود. مطابق شکل ۴ مشاهده می‌شود که شیب گسیختگی خطی در مدل‌های مسلح شده با تسمه‌ی فلزی و ژئوگرید تقریباً یکسان بوده است. در حالی که جهت انحنا شکست داخلی از حالت محدب در مدل‌های تقویت شده با تسمه‌ی فلزی به حالت مقعر در مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید تغییر کرد. همان‌طور که در شکل ۵ برای مدل‌های پله‌ای با عرض کم مشاهده می‌شود، یک سطح شکست داخلی در ناحیه‌ی مسلح شده‌ی پله‌ی فوقانی شکل گرفته است، که از انتهای بالاترین ردیف المان تسلیح آغاز و با عبور از میان ردیف‌های المان‌های تسلیح، به سمت یک سوم تحتانی ارتفاع رویه توسعه یافته است. سطح شکست داخلی اخیر در مدل‌های مسلح شده با تسمه‌ی فلزی مقعرتر از مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید بوده است، که می‌تواند به دلیل انعطاف‌پذیری بیشتر ژئوگرید باشد. یک سطح گسیختگی خارجی نیز در مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید با کمی تأخیر پس از تشکیل صفحه‌ی گسیختگی داخلی تشکیل شد. این گسیختگی خارجی که از سطح خاکریز آغاز و به سمت پنجه‌ی پله‌ی فوقانی توسعه یافت، متشکل از یک صفحه‌ی مقعر و یک سطح مسطح شیب‌دار بود.

علاوه بر آن مشاهده شد که اگرچه هیچ صفحه‌ی لغزشی در پله‌ی پایینی ایجاد نشده است، اما این قسمت از دیوار دچار تغییر شکل برشی ساده در امتداد صفحات افقی شده است. این نوع تغییر شکل که ناشی از ضعف المانهای تسلیح افقی در مقاومت در برابر تغییر شکل برشی است، توسط صابرمهانی^{۱۰} و همکاران (۱۹۹۸)^{۱۵} و کوسکی^{۱۱} و همکاران (۲۰۰۹)^{۱۶} نیز برای دیوارهای خاک



شکل ۷. مکانیزم گسیختگی و توزیع نیرو در المان‌های تسلیح دیوارهای پله‌ای با عرض پله ۹/۳H.



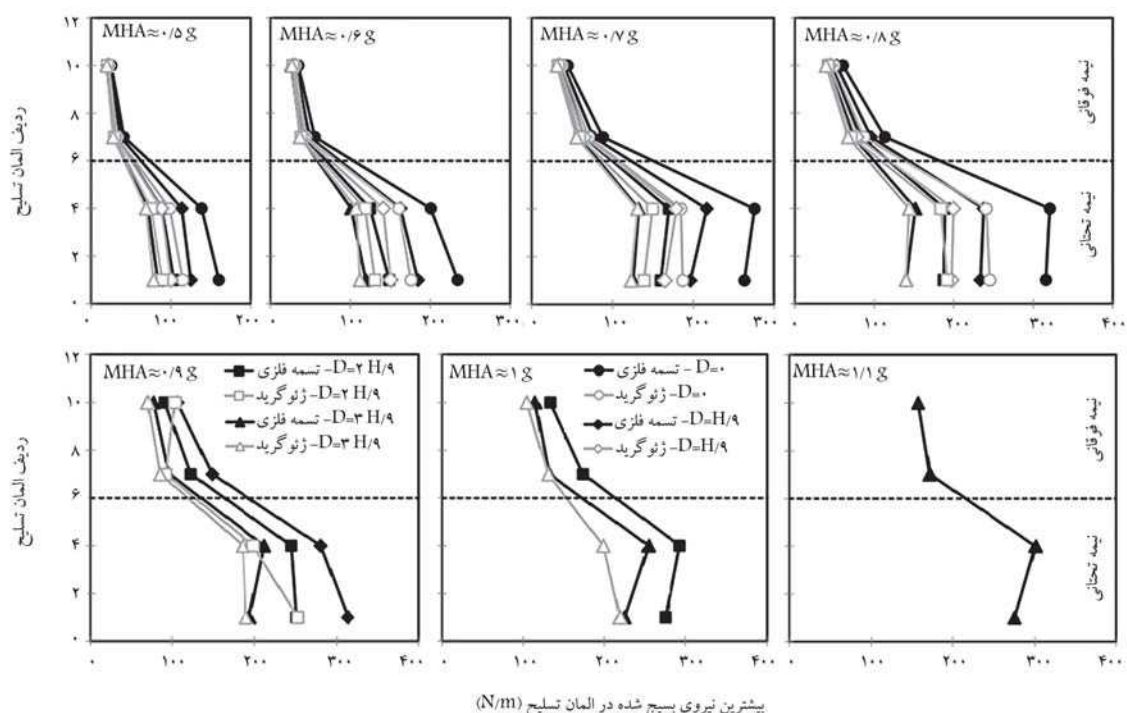
شکل ۸. مکانیزم گسیختگی و توزیع نیرو در المان‌های تسلیح دیوارهای پله‌ای با عرض پله ۹/۲H.

مساح ژئوسنتتیک‌ی گزارش شده است. به دلیل افزایش انعطاف‌پذیری ژئوسنتتیک‌ها، این تغییرشکل برشی ساده در مدل‌های مسلح شده توسط ژئوگرید در طیف گسترده‌ای مشهودتر بوده است. اطلاعات و تفاسیر مبسوط‌تر درخصوص مکانیزم‌های گسیختگی مدل‌ها در گزارش ارائه شده توسط رسولی و همکاران ارائه شده است.^[۱۱]

۴. توزیع نیروی در المان‌های تسلیح

به منظور تعیین نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح در لحظه‌ی تشکیل گوه‌ی گسیختگی، از توزیع نیرو در امتداد المان‌های تسلیح در آخرین مرحله‌ی بارگذاری استفاده شد. توزیع نیروی کششی در امتداد المان‌های تسلیح و توزیع بیشینه‌ی نیروی المان‌های تسلیح (T_{max}) در امتداد ارتفاع دیوار در مرحله‌ی شکست برای تمام مدل‌ها در شکل‌های ۴ الی ۷ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، توزیع نیروی

محوری در امتداد المان‌های تسلیح به فرم توزیع مثلثی با یک نقطه‌ی بیشینه است، که این نقطه در محل تقاطع المان تسلیح با سطح گسیختگی واقع شده است. این موضوع پیش از این نیز توسط محمد و همکاران (۲۰۱۴)،^[۱۷] گزارش شده بود. این در حالی است که در پله‌ی تحتانی مدل‌های پله‌ای، که تحت تغییرشکل برشی ساده قرار گرفته و سطح شکست واضحی در آنجا ایجاد نشده است، بیشینه‌ی نیروی کششی در محل اتصال مسلح‌کننده‌ها با رویه بسیج شد. این بدان معنی است که در دیوارهای خاک مسلح که امکان شکل‌گیری باندهای برشی وجود ندارد و دیوار فقط یک تغییرشکل برشی ساده را تجربه می‌کند، باید به محل اتصال المان‌های تسلیح به رویه به عنوان نقطه‌ی بحرانی توجه ویژه‌ای صورت گیرد. همچنین توسعه‌ی سطح شکست به بیرون از توده‌ی مسلح شده در نیمه‌ی فوقانی دیوار یکپارچه‌ی مسلح شده با ژئوگرید باعث چرخش این قسمت به خارج و در نتیجه تشکیل بیشینه‌ی نیرو در سر ژئوگریدها شده است. علاوه بر آن، مشاهده شد که T_{max} در تمامی مدل‌ها با کاهش ارتفاع ردیف‌های مسلح‌کننده افزایش یافته است. این امر بر اهمیت



شکل ۸. توزیع بیشترین نیروی المان تسلیم در امتداد ارتفاع دیوار به ازاء شتاب‌های ورودی مختلف.

محاسبه‌ی ضرایب شبه‌استاتیکی باید تأثیر مکان پیشینه‌ی شتاب افقی ورودی در نظر گرفته شود. این موضوع در دستورالعمل‌های CEN و MOF برای دیوارهای حائل وزنی در نظر گرفته شده است.^[۱۹،۱۸] در این دستورالعمل‌ها، پایه‌ی دیوار و سطح خاکریز به عنوان سطوح ارتفاعی مرجع جهت انتخاب پیشینه‌ی شتاب افقی ورودی پیشنهاد شده‌اند. به منظور در نظر گرفتن اثر مکان شتاب ورودی، لازم است ابتدا توزیع شتاب در امتداد ارتفاع برای هر سازه‌ی حائل خاص تعیین و سپس مکان انتخاب شتاب ورودی با توجه به توزیع ضریب بزرگ‌نمایی شتاب (A_m) تعیین شود. برای این منظور، توزیع A_m در کلیه‌ی مدل‌ها در آخرین گام بارگذاری در شکل ۹ مشاهده می‌شود. در تمام مدل‌ها، A_m به صورت غیرخطی در امتداد ارتفاع دیوار افزایش یافته و به پیشینه‌ی مقدار در سطح خاکریز رسیده است. این پدیده که ناشی از افزایش کرنش برشی به دلیل پایین بودن فشار هم‌جانبه در سطح خاکریز است، را کمک‌پناه و همکاران (۲۰۱۵)،^[۲۰] یزدان‌دوست (۲۰۱۷)^[۲۱] و ژو و همکاران (۲۰۲۱)^[۲۲] نیز برای سه نوع دیوار خاک مسلح گزارش کرده‌اند.

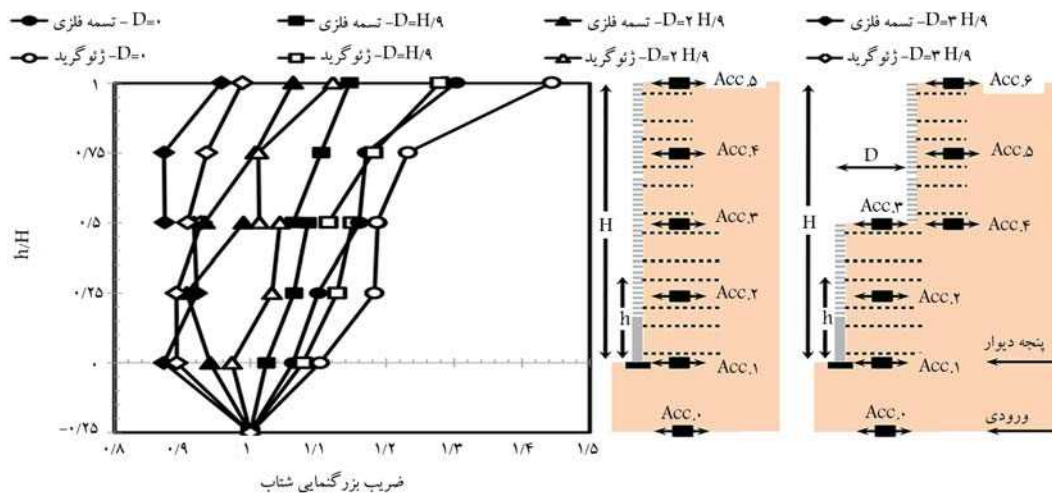
مطابق شکل ۹، بیشترین میزان افزایش شتاب در امتداد دیوار مربوط به دیوارهای یکپارچه است، که میزان اخیر با استفاده از ساختار پله‌ای به میزان قابل توجهی کاهش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که استفاده از المان‌های تسلیم غیرقابل انعطاف به طور قابل توجهی بزرگ‌نمایی شتاب را کاهش داده است. این کاهش که می‌تواند به کاهش شکل‌پذیری دیوار به دلیل افزایش سختی المان‌های تسلیم نسبت داده شود، در دیوارهای یکپارچه برجسته‌تر بوده و به تدریج با افزایش عرض پله در دیوارهای پله‌ای محو شده است. افت شتاب در پنجه‌ی دیوارهای پله‌ای با عرض پله‌ی بزرگ پدیده‌ی معکوسی بود که در شکل ۹ مشاهده می‌شود. پدیده‌ی اخیر، که پیش از این نیز توسط لی و همکاران (۲۰۱۷)،^[۷] برای دیوارهای حائل صلب گزارش شده بود، نشانگر افزایش صلبیت دیوارهای خاک مسلح با استفاده از پیکربندی پله‌ای است.

مسلح‌کننده‌های تحتانی به عنوان المان‌های تسلیم بحرانی تحت بارگذاری لرزه‌ای تأکید می‌کند.

کاهش نیروی المان تسلیم با استفاده از ژئوگرید یکی دیگر از نکات قابل توجه است که در شکل‌های ۴ الی ۷ مشاهده می‌شود. این کاهش که عمدتاً در نیمه‌ی پایینی دیوارها رخ داده است، می‌تواند به عنوان یک مزیت جهت جلوگیری از تمرکز نیرو در المان‌های تسلیم تحتانی در نظر گرفته شود. برای مقایسه‌ی مدل‌ها در سطوح مختلف شتاب، توزیع T_{max} در امتداد ارتفاع دیوار برای مقادیر مختلف پیشینه‌ی شتاب افقی ورودی (MHA) در شکل ۸ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، استفاده از پیکربندی پله‌ای تأثیر به سزایی در کاهش نیروی ایجاد شده در المان‌های تسلیم داشته است؛ که در نیمه‌ی تحتانی مدل‌ها و در مدل‌های مسلح شده با تسمه‌های فولادی مشهودتر بوده و با افزایش عرض پله و همچنین شتاب ورودی بارزتر نیز شده است. توزیع T_{max} در امتداد ارتفاع دیوار همچنین نشان می‌دهد که تأثیر یک پیکربندی پله‌ای در کاهش نیروی مسلح‌کننده‌ها در پله‌ی تحتانی حدود ۲/۲ برابر پله‌ی فوقانی بوده است. همچنین مشاهده شد که افزایش عرض پله تا $H/3$ باعث کاهش ۳۰-۴۳ درصدی و ۴۸-۵۵ درصد نیروی المان‌های تسلیم به ترتیب در مدل‌های مسلح شده با ژئوگرید و تسمه‌ی فولادی شده است. این تفاوت نشان می‌دهد که استفاده از مسلح‌کننده‌های انعطاف‌پذیر، اثر پیکربندی پله‌ای را در کاهش نیروی مسلح‌کننده کاهش می‌دهد.

۵. بزرگ‌نمایی شتاب

با توجه به امکان وقوع تغییر شتاب در امتداد ارتفاع دیوارهای خاک مسلح، هنگام



شکل ۹. توزیع ضریب بزرگ‌نمایی شتاب در امتداد ارتفاع دیوار در مدل‌های مختلف.

جدول ۲. معادلات و مجهولات حاکم بر فرمولاسیون $(4n - 1)$.

تعداد	معادلات	تعداد	مجهولات
n	$\sum F_y = 0$ (برای هر قطعه)	n	نیروی قائم وارد به هر قطعه (N_i)
n	$S_i = \frac{1}{F \cdot G} (N_i \tan \varphi)$ (برای هر قطعه)	n	نیروی برشی وارد به هر قطعه (S_i)
$n - 1$	$H_i = \zeta f_i(y) V_s$ (برای هر قطعه)	$n - 1$	نیروی افقی بین قطعات (H_i)
n	$\sum F_x = 0$ (برای هر قطعه)	n	نیروی المان تسلیح (T_i)
$4n - 1$	مجموع	$4n - 1$	مجموع

فرضیات اصلی در حل معادلات حاکم بر هر قطعه عبارت‌اند از:

۱. نیروی میان برش عمودی (V_i) برابر با سربار لایه‌های خاک است؛

۲. ضریب ایمنی (FS) برای همه‌ی قطعات برابر است؛

۳. خاک استفاده شده بدون چسبندگی است و زاویه‌ی اصطکاک نهایی به‌عنوان زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک استفاده می‌شود؛

برخلاف تمام مطالعات پیشین، که در آنها از یک سطح لگاریتم مارپیچی جهت تعیین سطوح گسیختگی استفاده شده است؛ در مطالعه‌ی حاضر، از صفحات شکست مشاهده شده در آزمایش میز لرزه در روش قطعات افقی استفاده شده است. برای این منظور، معادله‌ی سطوح شکست برای هر مدل به‌طور جداگانه و براساس هندسه‌ی سطوح شکست استفاده شده است (شکل ۱۰).

۲.۶. توسعه‌ی رابطه‌ی k_h براساس $(4n - 1)$

به‌منظور تعیین ضریب شبه‌استاتیکی معادل در هر قطعه از یک دیوار خاک مسلح، تلاش شده است تا یک رابطه بین k_h و سایر مجهول‌ها براساس فرمولاسیون $(4n - 1)$ ایجاد شود. برای توسعه‌ی رابطه‌ی مذکور، ابتدا با ارضاء معادله‌ی تعادل عمودی (معادله‌ی ۲) و معیار گسیختگی موهر-کلمب (معادله‌ی ۳)، به استخراج N_i و S_i برای هر قطعه مطابق رابطه‌های ۴ و ۵ پرداخته شده است:

$$\sum_{i=1}^n F_y = 0 \Rightarrow V_i - V_{(i+1)} - W_i + S_i \sin \theta_i + N_i \cos \theta_i = 0 \quad (2)$$

۶. آنالیز شبه‌استاتیکی

۱.۶. مفاهیم و مفروضات

روش قطعات افقی (HSM)، یک روش تعادل حدی است که اولین بار توسط شاهقلی و همکاران (۲۰۰۱)، [۲۳] برای تحلیل دیوارهای خاک مسلح استفاده شد. در روش HSM، گوه‌ی گسیختگی به تعدادی قطعات افقی با رفتار خمیری کامل تقسیم و تعادل هر تکه به‌طور مجزا ارضاء می‌شود. هنگام استفاده از روش HSM در یک توده‌ی مسلح شده، برش‌ها به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که المان‌ها را قطع نکنند. این بدان معناست که المان‌ها هیچ تأثیر مستقیمی در نیروهای بین قطعات نخواهند داشت. علاوه بر آنالیز استاتیکی، روش قطعات افقی را می‌توان با اعمال نیروی اینرسی به مرکز ثقل هر قطعه برای تحلیل لرزه‌ای نیز استفاده کرد. براساس نیروهای وارد بر هر قطعه و همچنین معادلات حاکم و مجهولات موجود، انواع مختلفی از فرمولاسیون برای روش HSM پیشنهاد شده است. فرمولاسیون‌های $(2n + 1)$ ، $(3n)$ ، $(5n - 1)$ ، $(4n - 1)$ و $(4n)$ رایج‌ترین فرمول‌های استفاده شده در سازه‌های خاک مسلح هستند، که در آنها، n تعداد قطعات است. [۲۵، ۲۴] از میان فرمول‌های اخیر، فقط فرمولاسیون $(4n - 1)$ قادر است یک k_h مستقل برای هر قطعه تعریف کند و امکان تعیین توزیع ضریب شبه‌استاتیک افقی در امتداد ارتفاع دیوار را فراهم سازد. لیست معادلات و مجهولات فرمولاسیون $(4n - 1)$ و نیروهای در نظر گرفته شده در آن به‌طور شماتیک برای قطعه‌ی افقی i ام هر مدل به ترتیب در جدول ۲ و شکل ۱۰ ارائه شده‌اند.

مکانیکی خاص براساس نیروهای بسیج شده در المان‌های تسلیح، مقدار ضریب اطمینان و هندسه‌ی سطح گسیختگی ممکن می‌سازد.

$$\sum_{i=1}^n F_x = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow T_j + S_i \cos \theta_i - N_i \sin \theta_i - (k_h)_i W_i + H_{i+1} - H_i = 0 \quad (6)$$

$$H_i = \zeta f_i(y) V_i \quad (7)$$

$$(k_h)_i = \frac{T_j + \frac{\frac{V_{i+1} - V_i + W_i}{\tan \varphi} \sin \theta_i + \cos \theta_i \tan \varphi}{FS} \cos \theta_i - \frac{V_{i+1} - V_i + W_i}{FS} \sin \theta_i + H_{i+1} - H_i}{W_i} \quad (8)$$

در معادله‌ی مورگنسترن و پرایس برای تعیین نیروی افقی بین قطعات ζ یک ضریب ثابت برای همه‌ی قطعات و $f_i(y)$ تابعی از عمق است. لو و ژو (۱۹۹۵)، [۲۷] توصیه کردند که مقدار $f_i(y)$ واحد در نظر گرفته شود و مقدار و با استفاده از سعی و خطا تعیین شود. با تخصیص یک مقدار بین ۰ و ۱، یک معادله‌ی اضافی دیگر براساس تعادل نیروهای افقی برای قطعه‌ی n م مطابق رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید:

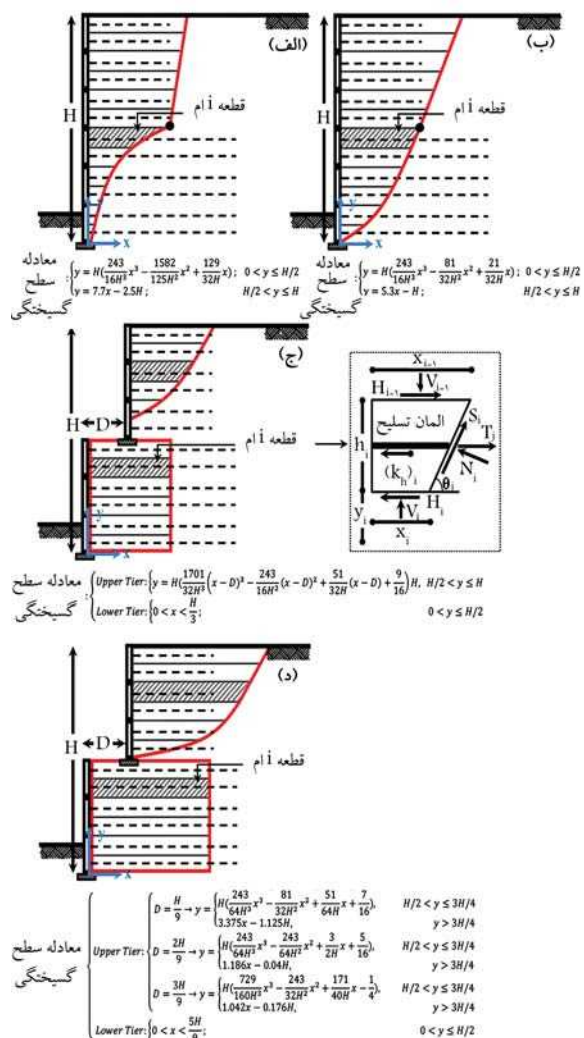
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T_m + S_n \cos \theta_n - N_n \sin \theta_n - (k_h)_n W_n + H_{i+1} = \varepsilon \quad (9)$$

با تعیین ζ به عنوان یک مقدار معلوم، معادله‌های باقیمانده‌ی $(n-1)$ را می‌توان حل کرد. بنابراین، ε را می‌توان با استفاده از معادله‌ی ۹ برای بررسی مقدار فرضی ζ محاسبه کرد. اگر ε در معادله‌ی ۹ به اندازه‌ی کافی نزدیک به ۰ باشد، مقدار فرض شده برای و قابل قبول خواهد بود، در غیر این صورت، این روش باید تا زمانی ادامه یابد که ε به نزدیک ۰ شود.

۳.۶. تعیین k_h بر اساس نتایج آزمایش میز لرزه و HSM

همان‌طور که در معادله‌ی ۹ مشاهده می‌شود، ضریب شبه‌استاتیک افقی مربوط به هر لایه از دیوار خاک مسلح را می‌توان پس از به دست آوردن هندسه‌ی گوه‌ی گسیختگی و نیروی المان تسلیح در آن لایه تخمین زد. از این رو، با تعریف هندسه‌ی گوه‌های گسیختگی مشاهده شده از آزمایش‌های میز لرزه در معادله‌ی ۹ و همچنین جایگزینی مقادیر T_{max} به دست آمده از آزمایش‌های میز لرزه در مرحله‌ی شکست (پس از تبدیل آن به مقیاس نمونه‌ی واقعی $F_{Model} = N^{\frac{1}{2}} F_{Prototype}$)، توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار برای هر مدل دیوار تعیین شد. از آنجایی که از نتایج مرحله‌ی گسیختگی برای آنالیز تحلیلی استفاده شده است، مقدار ضریب اطمینان در معادله‌ی ۹ برابر با ۱ در نظر گرفته شد. این تذکر لازم است که ضرایب شبه‌استاتیکی به دست آمده از روش اخیر، مقادیر کران بالا هستند، زیرا برای محاسبه‌ی آنها از پارامترهای مربوط به مرحله‌ی گسیختگی استفاده شده است.

توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار در شکل (۱۱ - الف) نشان می‌دهد که لازم است یک ضریب شبه‌استاتیکی کمتر برای لایه‌های فوقانی دیوارهای یکپارچه در نظر گرفته شود؛ زیرا می‌تواند به کاهش نیروی المان‌های تسلیح و افزایش ابعاد گوه‌ی گسیختگی در لایه‌های فوقانی مدل‌های دیوار یکپارچه مربوط شود، که باعث توزیع غیریکتاخت k_h با یک روند کاهشی در امتداد ارتفاع دیوار خواهد شد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که تخصیص یک مقدار ثابت k_h برای طراحی دیوارهای خاک مسلح منجر به غیرواقعی شدن آنالیز می‌شود. همچنین مشاهده شد که استفاده از



الف) دیوار یکپارچه‌ی مسلح شده با تسمه‌ی فلزی؛

ب) دیوار یکپارچه‌ی مسلح شده با ژئوگرید؛

ج) دیوار پله‌ای مسلح شده با تسمه‌ی فلزی؛

د) دیوار پله‌ای مسلح شده با ژئوگرید.

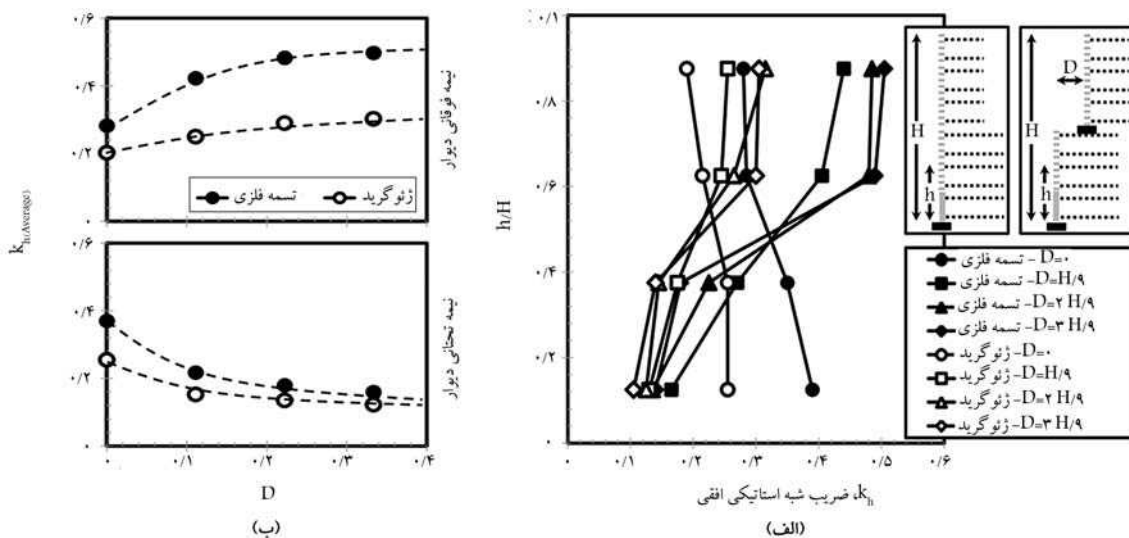
شکل ۱۰. شبیه‌سازی مدل‌های فیزیکی توسط روش قطعات افقی.

$$\tau_r = \frac{\tau_f}{FS} \Rightarrow S_i = \frac{1}{FS} (N_i \tan \varphi) \quad (3)$$

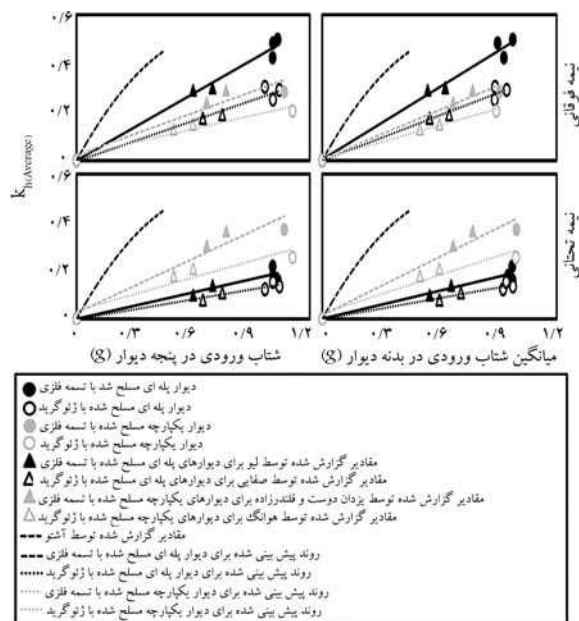
$$N_i = \frac{V_{i+1} - V_i + W_i}{\frac{\tan \varphi}{FS} \sin \theta_i + \cos \theta_i} \quad (4)$$

$$S_i = \frac{\frac{V_{i+1} - V_i + W_i}{\frac{\tan \varphi}{FS} \sin \theta_i + \cos \theta_i} \tan \varphi}{FS} \quad (5)$$

پس از ارضاء معادله‌ی تعادل افقی برای هر قطعه (معادله‌ی ۶) و جایگذاری مقادیر N_i و S_i در آن و استفاده از رابطه‌ی پیشنهادی مورگنسترن و پرایس [۲۶]، [۱۹۶۵]، برای نیروی افقی بین قطعات (معادله‌ی ۷)، ضریب شبه‌استاتیکی افقی برای هر قطعه را می‌توان به عنوان تابعی از ضریب اطمینان و نیروی المان‌های تسلیح به فرم معادله‌ی ۸ به دست آورد. استفاده از معادله‌ی ۸، تعیین توزیع ضریب شبه‌استاتیکی افقی در امتداد ارتفاع دیوار را برای سازه‌های خاک مسلح با خواص هندسی و



شکل ۱۱. الف) توزیع ضریب شبه‌استاتیکی در امتداد دیوار؛ ب) روند تغییرات ضریب شبه‌استاتیکی میانگین در مقابل عرض پله.



شکل ۱۲. روند تغییرات ضریب شبه‌استاتیک میانگین در مقابل مقابل شتاب ورودی در محل پنجه‌ی دیوار و میانگین شتاب در بدنه‌ی دیوار.

در محل پنجه‌ی دیوار و میانگین شتاب در بدنه‌ی دیوار به‌طور جداگانه برای دیوارهای یکپارچه و پله‌ای ارائه شده است. میانگین شتاب در بدنه‌ی دیوار، مقدار متوسط پاسخ شتاب در امتداد ارتفاع دیوار است، که با استفاده از مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی شتاب به‌دست آمده‌ی بدنه‌ی مدل (شکل ۹) تعیین شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بین $(k_h)_{ave}$ و MHA می‌توان یک رابطه‌ی خطی با ضریب همبستگی بالا به‌صورت رابطه‌ی ۱۰ تعریف کرد:

$$(k_h)_{ave} = k \frac{MHA}{g} \quad (10)$$

یک ساختار پله‌ای، روند توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار را معکوس می‌کند. این تغییر در روند توزیع k_h ناشی از افزایش ابعاد گوی‌گسیختگی در نیمه‌ی تحتانی دیوار و کاهش آن در نیمه‌ی فوقانی بوده است. بنابراین لازم است یک ضریب شبه‌استاتیکی بزرگ‌تر برای پله‌ی فوقانی در نظر گرفته شود. همچنین شکل (۱۱ - الف) نشان می‌دهد که ضرایب شبه‌استاتیکی با افزایش عرض پله برای نیمه‌های فوقانی و تحتانی به ترتیب افزایش و کاهش یافته‌اند. افزایش و کاهش مذکور در هر دو نوع المان تسلیح مشاهده شد، اما در دیوارهای مسلح شده با تسمه‌های فلزی بارزتر بود. تغییرات ضریب شبه‌استاتیکی میانگین $((k_h)_{ave})$ در مقابل عرض پله برای نیمه‌های فوقانی و تحتانی دیوارها در شکل (۱۱ - ب) مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، $((k_h)_{ave})$ به‌صورت غیرخطی با افزایش عرض پله در نیمه‌ی تحتانی دیوار کاهش می‌یابد و با ادامگی افزایش عرض پله، این روند کاهشی که در مدل‌های مسلح شده با تسمه‌ی فلزی پررنگ‌تر بود، به‌تدریج کاهش یافته و به سمت یک مقدار ثابت میل کرده است. این مقدار ثابت که در $D > 0.4H$ حاصل شد، حدود 0.13 برای دیوارهای مسلح شده با تسمه‌ی فلزی و ژئوگرید تخمین زده شد. این بدان معنی است که ساخت دیوارهای خاک مسلح پله‌ای با عرض پله‌ی بیشتر از $0.4H$ باعث کاهش بیشتر ضریب شبه‌استاتیک نمی‌شود. تغییرات $((k_h)_{ave})$ در مقابل عرض پله در نیمه‌ی فوقانی کاملاً برعکس نیمه‌ی تحتانی است، به‌طوری که $(k_h)_{ave}$ به‌صورت غیرخطی با افزایش عرض پله افزایش می‌یابد و به سمت یک مقدار ثابت میل می‌کند. همانند نیمه‌ی تحتانی، مقدار ثابت اخیر که در $D > 0.4H$ حاصل شد، در دیوارهای مسلح شده با تسمه‌ی فلزی و ژئوگرید به ترتیب برابر با 0.5 و 0.3 برآورد شد. کاهش ضریب شبه‌استاتیکی موردنیاز در اثر استفاده از ژئوگرید به جای تسمه‌های فلزی نکته‌ی مهم دیگری بود که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود. این کاهش در نیمه‌ی فوقانی دیوار برجسته‌تر بوده و با افزایش فاصله‌ی عرض پله (برخلاف نیمه‌ی تحتانی) پررنگ‌تر نیز شده است. این امر لزوم در نظر گرفتن نوع المان تسلیح را هنگام انتخاب ضرایب شبه‌استاتیکی برجسته می‌سازد.

در شکل ۱۲، اثر مکان انتخاب شتاب ورودی جهت تعیین ضریب شبه‌استاتیک افقی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مقدار $((k_h)_{ave})$ در مقابل شتاب ورودی

جدول ۳. مقادیر ضرایب اصلاح جهت محاسبه $(k_h)_{ave}$.

پیکربندی دیوار	نوع المان تسلیح	k				r	
		$MHA_{(base)}$		$MHA_{(ave.)}$		نیمه‌ی فوقانی	نیمه‌ی تحتانی
		نیمه‌ی فوقانی	نیمه‌ی تحتانی	نیمه‌ی فوقانی	نیمه‌ی تحتانی		
یکپارچه	تسمه‌ی فلزی ژئوگرید	۰/۲۸۹	۰/۳۷۴	۰/۳۳۵	۰/۴۰۲	۰/۳۱۰	۰/۳۸۷
		۰/۱۸۲	۰/۲۲۹	۰/۲۳۱	۰/۲۶۳	۰/۲۵۹	۰/۲۷۹
پله‌ای	تسمه‌ی فلزی ژئوگرید	۰/۴۲۹	۰/۱۸۳	۰/۴۹۶	۰/۱۹۳	۰/۴۵۶	۰/۱۸۳
		۰/۲۷۷	۰/۱۳۷	۰/۳۱۰	۰/۱۴۵	۰/۲۷۸	۰/۱۳۷

و ۰/۲۵ تعیین شده است. مقایسه‌ی مقادیر RFS به دست آمده برای مدل‌های دیوار پله‌ای ژئوگریدی با آنچه توسط لشینسکی و همکاران (۲۰۰۹) [۲] برای دیوارهای ژئوسل پله‌ای ($RFS = 0/3$) توصیه شده است، نشان می‌دهد که ۰/۳ یک ضریب کاهش لرزه‌ای قابل قبول برای نیمه‌ی بالایی دیوارهای مسلح شده با ژئوستتیک‌هاست، اما مقدار ۰/۳ برای نیمه‌ی تحتانی دیوار تا ۵۰٪ محافظه‌کارانه است.

۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، مجموعه‌ای از مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی دیوارهای خاک مسلح یکپارچه و پله‌ای با تسمه‌ی فلزی و ژئوگرید جهت تعیین ضریب شبه‌استاتیکی افقی انجام شده است. برای این منظور، یک سری آزمایش میز لرزه‌ی ۱g بر روی مدل‌های کوچک مقیاس جهت تخمین مقادیر شتاب آستانه‌ی گسیختگی، توزیع نیروی محوری در امتداد المان‌های تسلیح و هندسه‌ی سطوح گسیختگی انجام شد. سپس، با شبیه‌سازی مدل‌های فیزیکی به صورت تحلیلی با استفاده از روش قطعات افقی تلاش شد تا ضرایب شبه‌استاتیکی به گونه‌ای تعیین شوند که نیرو در المان‌های تسلیح برابر با آنچه از آزمایش‌های میز لرزه به دست آمده است، بسیج شوند. براساس نتایج به دست آمده، یک ضریب شبه‌استاتیکی افقی به عنوان تابعی از شتاب ورودی، عرض پله و نوع المان تسلیح معرفی و سپس با توصیه‌ی آیین‌نامه‌ها و نتایج مطالعات پیشین مقایسه شد. مهم‌ترین یافته‌های پژوهش حاضر را می‌توان به این شرح بیان کرد:

- نتایج پردازش تصاویر نشان داد که سطوح گسیختگی در دیوارهای پله‌ای، برخلاف آنچه توسط دستورالعمل‌های FHWA پیش‌بینی شده است، فقط در پله‌ی فوقانی تشکیل می‌شود و هیچ نشانه‌ای از توسعه‌ی آنها در پله‌ی تحتانی مشاهده نمی‌شود؛
- همچنین مشخص شد که اگرچه استفاده از المان‌های تسلیح انعطاف می‌تواند به طور قابل توجهی نیروی بسیج شده در المان‌ها را کاهش دهد، اما استفاده از آنها در دیوارهای پله‌ای، تأثیر پیکربندی پله‌ای را در کاهش نیروی المان‌های تسلیح کمتر آشکار می‌سازد؛
- توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار نشان داد که ضریب شبه‌استاتیکی کمتری برای بخش‌های فوقانی دیوارهای یکپارچه مورد نیاز است، اما عکس آن هنگام استفاده از ساختار پله‌ای صادق بود. این تغییر در روند توزیع k_h ، که به دلیل افزایش ابعاد گوه‌ی گسیختگی در نیمه‌ی تحتانی و کاهش ابعاد آن در نیمه‌ی فوقانی دیوار بود،

که در آن، k ضریب مربوط به نوع پیکربندی دیوار، نوع مسلح‌کننده و محل شتاب مرجع است، که در جدول ۳ ارائه شده است. این عامل در آیین‌نامه‌های مختلف فقط به عنوان تابعی از مکان شتاب مرجع معرفی شده است. اگرچه استفاده از میانگین شتاب در بدنه‌ی دیوار، ضرایب شبه‌استاتیکی واقعی‌تری ایجاد می‌کند؛ اما به دلیل در دسترس نبودن ضرایب بزرگ‌نمایی شتاب برای دیوارهای مختلف، استفاده از شتاب در پای دیوار در عمل رایج‌تر است. برای غلبه به این مشکل، اثر مکان شتاب ورودی را می‌توان در معادله‌ی ۱۰ با در نظر گرفتن ضریب تصحیح به عنوان تابعی از شتاب پایه به صورت رابطه‌ی ۱۱ منعکس کرد:

$$(k_h)_{ave.} = r \frac{(MHA)_{Base}}{g} \quad (11)$$

که در آن، r ضریب تصحیح مربوط به نوع ساختار دیوار و نوع مسلح‌کننده بوده و مقادیر آن در جدول ۳ ارائه شده است. مقایسه‌ی بین روابط به دست آمده از مدل‌های دیوار نشان می‌دهد که سختی محوری المان‌های تسلیح، نقش مهمی در انتخاب ضریب شبه‌استاتیکی افقی دارد. کمترین ضریب برای دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید به دلیل افزایش انعطاف‌پذیری المان‌ها ثبت شد. همچنین نتیجه‌گیری شد که به غیر از شتاب ورودی، اثر نوع المان تسلیح نیز باید هنگام انتخاب ضرایب شبه‌استاتیکی برای دیوارهای خاک مسلح در نظر گرفته شود. مقایسه‌ی بین روابط به دست آمده و آنچه که توسط آیین‌نامه‌ی AASHTO پیشنهاد شده است (شکل ۱۲) نشان می‌دهد که آیین‌نامه‌ی AASHTO برای دیوارهای خاک مسلح، به خصوص در شتاب‌های بیشتر از $0/6g$ ، کاملاً محافظه‌کارانه است. از این رو، در بیشتر دستورالعمل‌های طراحی، یک ضریب کاهش لرزه‌ای (RFS) برای انتخاب ضرایب شبه‌استاتیکی به شرح رابطه‌ی ۱۲ تعریف شده است:

$$\begin{aligned} RFS_{vertical} &= \frac{k_v}{MVA/g} \\ RFS_{horizontal} &= \frac{k_h}{MHA/g} \end{aligned} \quad (12)$$

که در آن MVA و MHA به ترتیب بیشینه‌ی شتاب عمودی و افقی ورودی هستند. براساس نتایج به دست آمده، مقادیر RFS برای مدل‌های دیوار با استفاده از مقادیر پایه و میانگین MHA محاسبه شده است. در دیوار پله‌ای با تسمه‌ی فلزی، مقادیر RFS در محدوده‌ی ۰/۳۷ تا ۰/۵۲ در پله‌ی فوقانی و ۰/۱۶ تا ۰/۲۸ در پله‌ی تحتانی تخمین زده شد؛ در حالی که در دیوارهای یکپارچه، مقادیر RFS در نیمه‌های فوقانی و تحتانی به ترتیب ۰/۲۸ و ۰/۳۵ برآورد شده است. در مورد دیوارهای پله‌ای مسلح شده با ژئوگرید، مقادیر RFS برای نیمه‌های فوقانی و تحتانی حدود ۰/۲۴ تا ۰/۳۴ و ۰/۱۳ تا ۰/۲۱ تخمین زده شده است، در حالی که این مقادیر برای دیوارهای یکپارچه حدود ۰/۲۰

نیاز به استفاده از ضریب بزرگ‌تری در لایه‌های فوقانی دیوارهای پله‌ای را مسجل می‌سازد؛

- مشخص شد که با افزایش عرض پله، ضریب شبه‌استاتیکی مورد نیاز برای نیمه‌های فوقانی و تحتانی دیوارهای پله‌ای به ترتیب افزایش و کاهش یافته است. این امر در هر دو نوع المان تسلیح مشاهده شد، اما در دیوارهای مسلح شده با تسمه‌ی فلزی برجسته‌تر بود؛

- کاهش ضریب شبه‌استاتیکی مورد نیاز هنگام استفاده از ژئوگرید به جای تسمه‌ی فلزی، نکته‌ی مهم دیگری بود که در نتایج مشاهده شد، که در نیمه‌ی فوقانی دیوار بیشتر بوده و با افزایش عرض پله بیشتر شده است. این امر لزوم در نظر گرفتن نوع المان تسلیح را هنگام محاسبه‌ی ضرایب شبه‌استاتیکی برجسته می‌سازد.

مقایسه‌ی ضرایب شبه‌استاتیکی به دست آمده با ضرایب پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌ی آشتو نشان داد که ضرایب توصیه شده توسط آیین‌نامه‌ی آشتو برای دیوارهای خاک مسلح، به خصوص در شتاب‌های بیشتر از $0.6g$ ، کاملاً محافظه‌کارانه است.

۸. محدودیت‌های پژوهش

علی‌رغم تلاش‌های انجام شده در پژوهش حاضر جهت لحاظ کردن تمامی جزئیات در فرایند شبیه‌سازی اجزاء مدل و ساخت مدل‌ها براساس روابط تشابه، نتایج کمی به دست آمده به دلیل عدم ایجاد شرایط تنش واقعی در مدل‌های کوچک مقیاس نمی‌تواند مطابقت دقیق با مدل‌های واقعی داشته باشند. از این رو، نتایج کیفی حاصل از مدل‌های مذکور از قبیل مدهای گسیختگی و مکانیزم‌های تغییر شکل قابل اتکارتند، هر چند که این نتایج نیز نمی‌توانند مصداق دقیق مدل‌های واقعی باشند. این نقصان می‌تواند با ارائه‌ی نتایج در قالب پارامترهای هم‌سنگ شده نظیر ضریب بزرگ‌نمایی شتاب و جابجایی جانبی نسبی تا حد قابل قبولی مرتفع شود. [۲۸]، [۲۹]، [۳۰]

شکل‌گیری اصطکاک بین بدنه‌ی مدل‌ها با دیواره‌ی جعبه‌ی آزمایش نیز یکی دیگر از عواملی است که می‌تواند به عدم تطابق بین نتایج مدل‌های آزمایشگاهی با مدل‌های واقعی دامن بزند. لذا، در پژوهش حاضر تلاش شده است تا میزان اصطکاک ناخواسته با استفاده از یک لایه‌ی نازک پارافین بین بدنه‌ی مدل و جعبه‌ی آزمایش به میزان کمینه رسانده شود. [۲۹]

پانویس‌ها

1. Segrestin & Bastick
2. Leshchinsky
3. Lee
4. Horizontal Slice Method (HSM)
5. Passive
6. Yoshida & Tatsuoka
7. Bathurst
8. White & Take
9. Patches
10. Sabermahani
11. Koseki
12. Xu
13. Morgenstern & Price
14. Lo & Xu

منابع (References)

1. Kramer, S.L., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.
2. Segrestin, P. and Bastick M.J., 1988. Seismic design of reinforced earth retaining walls: The contribution of finite element analysis. Proc. Int. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Kyushu, Japan.
3. Leshchinsky, D., Ling H.I., Wang J.P., Rosen A. and Mohri Y., 2009. Equivalent seismic coefficient in geocell retention systems. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(1), pp.9-18. doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.03.001.
4. Yazdandoust, M., 2019. Assessment of horizontal seismic coefficient for three different types of reinforced soil

structure using physical and analytical modeling. *International Journal of Geomechanics*, 19(7), pp.04019070. doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001344.

5. AASHTO, 2002. *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th Ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
6. FHWA, 2009. Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes - Volume I. Federal Highway Administration Publication No. FHWA-NHI-10-243. US Department of Transportation, Washington, DC, USA.
7. Lee, M.G., Ha, J.G., JO, S.B., PARK, H.J. and KIM, D.S., 2017. Assessment of horizontal seismic coefficient for gravity quay walls by centrifuge tests. *Géotechnique Letters*, 7(2), pp.211-217. doi.org/10.1680/jgele.17.00005.
8. Yazdandoust, M. and Ghalandarzadeh, A., 2020. Pseudo-static coefficient in reinforced soil structures. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 20(6), pp.320-337. doi.org/10.1680/jphmg.18.00013.
9. Samee, A.A., Yazdandoust, M. and Ghalandarzadeh, A., 2021. Performance of back-to-back MSE walls reinforced with steel strips under seismic conditions. *Transportation Geotechnics*, 30, p.100540. doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100540.
10. Liu, H., Yang, G. and Ling, H.I., 2014. Seismic response of multi-tiered reinforced soil retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62, pp.1-12. doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.012.
11. Jamnani, A.R., Yazdandoust, M. and Sabermahani, M., 2023. Effect of a two-tiered configuration on the seismic

- behaviour of reinforced soil walls. *Geosynthetic International*, 30(1), pp.3-28. doi.org/10.1680/jgein.22.00150.
12. Yoshida, T. and Tatsuoka, F., 1990. Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics. *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng 1*, Rio de Janeiro, pp.237-240.
13. Bathurst, R.J., Instrumentation of geogrid-reinforced soil wall. *Transportation Research Record* 1990; 1277:102-111.
14. White, D. and Take, A., 2002. GeoPIV: Particle image velocimetry (PIV) software for use in geotechnical testing. PhD thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK.
15. Sabermahani, M., Ghalandarzadeh, A. and Fakher, A., 2009. Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), pp.121-36. doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.09.009.
16. Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyama, M. and Kojima, K., 1998. A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads. *Soils and Foundations*, 38(Special), pp.209-216. doi.org/10.3208/sandf.38.Special_209.
17. Mohamed, S.B., Yang, K.H. and Hung, W.Y., 2014. Finite element analyses of two-tier geosynthetic-reinforced soil walls: Comparison involving centrifuge tests and limit equilibrium results. *Computers and Geotechnics*, 61, pp.67-84. doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.04.010.
18. CEN, 2004. EN 1998-5: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Brussels, Belgium: CEN.
19. MOF, 2014. Ports and fishing harbours design code. Sejong, Korea: Ministry of Oceans and Fisheries (in Korean).
20. Komak Panah, A., Yazdi, M. and Ghalandarzadeh, A., 2015. Shaking table tests on soil retaining walls reinforced by polymeric strips. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(2), pp.148-61. doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.01.001.
21. Yazdandoust, M., 2017. Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, pp.216-232. doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.03.011.
22. Xu, P., Hatami, K. and Jiang, G., 2020. Shaking table study of the influence of facing on reinforced soil wall connection loads. *Geosynthetic International*, 27(4), pp.364-378. doi.org/10.1680/jgein.20.00001.
23. Shahgholi, M., Fakher, A. and Jones, C.J.F.P., 2001. Horizontal slice method of analysis. *Geotechnique*, 51(10), pp.881-885. doi.org/10.1680/geot.2001.51.10.881.
24. Nouri, H., Fakher, A. and Jones, C.J.F.P., 2006. Development of Horizontal Slice Method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(3), pp.175-187. doi.org/10.1016/j.geotexmem.2005.11.004.
25. Mehdipour, I., Ghazavi, M. and Ziaie Moayed, R., 2017. Stability analysis of geocell-reinforced slopes using the limit equilibrium horizontal slice method. *Int. J. Geomech.* 17(9), p.06017007. doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000935.
26. Morgenstern, N.R. and Price, V.R., 1965. The analysis stability of general slipsurfaces. *Geotechnique*, 15(1), pp.79-93. doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79.
27. Lo, S-CR. and Xu, D-w., 1995. A strain based design method for the collapse limit state of reinforced soil walls and slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(8), pp.832-842. doi.org/10.1139/t92-090.
28. Mollaei, R., Yazdandoust, M. and Askari, F., 2022. Seismic evaluation of helical soil-nailed walls using shaking table testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 163, pp.107331. doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107331.
29. Yadegari, S., Yazdandoust, M. and Momeniyan, M., 2023. Performance of helical soil-nailed walls under bridge abutment. *Transportation Geotechnics*, 38, p.100788. doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100788.

تعیین مشخصات سازه با استفاده از پارامترهای مودال سازه و به کارگیری الگوریتم های بهینه سازی: ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری

شهاب امانت (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی دانشگاه تهران، تهران

حامد خرازی (دانشجوی دکتری)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

مریم بیطرف* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی دانشگاه تهران، تهران

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره ۴۰، شماره ۲، صص. ۲۸-۱۷، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، به مقایسه دقت و سرعت همگرایی روش های فراابتکاری مختلف در تعیین سختی المان های سازه با استفاده از پارامترهای مودال سازه و تعریف یک تابع هدف مناسب پرداخته شده است. بدین منظور، دو قاب یک بعدی ۳ طبقه و ۶ طبقه و یک خرابی دؤ بعدی بررسی شده اند. روش های فراابتکاری، شامل: بهینه سازی ژنتیک، اجتماع ذرات، و آموزش و یادگیری است. تابع هدف، حاصل جمع دو عبارت توان دوم اختلاف بسامد اول سازه ی بررسی شده با بسامد اول سازه ی حاصل از ماتریس سختی فرضی در هر نسل و اندازه ی بردار اختلاف شکل مودی اول سازه ی مذکور و سازه ی حاصل از ماتریس سختی فرضی در هر نسل است. در الگوریتم های فراابتکاری استفاده شده، با کمینه سازی مقدار تابع هدف، مقدار سختی المان های سازه ها به دست آمده است، که کارایی بالای روش های فراابتکاری را در تعیین مشخصات مجهول سازه ها نشان می دهد. نتایج نشان می دهند که الگوریتم آموزش و یادگیری، بیشترین سرعت همگرایی و کمترین خطا را نسبت به سایر الگوریتم ها داشته است. الگوریتم اجتماع ذرات، سرعت و خطای قابل قبولی را نشان داده است. میزان خطای الگوریتم ژنتیک در مقایسه با دو الگوریتم دیگر قابل توجه بوده است.

واژگان کلیدی: پایش سلامت سازه ها، الگوریتم ژنتیک، الگوریتم اجتماع ذرات، الگوریتم آموزش و یادگیری.

۱. مقدمه

گسترش جمعیت و توسعه ی روزافزون فناوری، بشر را به سمت احداث زیرساخت های عمرانی متعددی، نظیر ساختمان های بلندمرتبه، پل ها، سد ها و غیره سوق داده است. زیرساخت های عمرانی ممکن است به مرور زمان در اثر بلاهای طبیعی و غیرطبیعی، مانند زلزله، باد، بار ترافیکی، و غیره دچار آسیب شوند. همچنین وجود عدم قطعیت ها و وقوع برخی از خطاها در طراحی و یا در حین اجرا اجتناب ناپذیر است. در نتیجه، به منظور کاهش خسارت های جانی و هزینه های نگهداری و همچنین افزایش عمر بهره برداری سازه، اهمیت کنترل و تحلیل آسیب

احتمالی سازه در طول دوره ی بهره برداری، بسیار قابل توجه است. این امر سبب شده است که مفاهیم پایش سلامت سازه ها در چندین دهه ی گذشته مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گیرد و نوشتارهای متعددی،^[۱] در این زمینه ارائه شود. مطالعات موجود در ادبیات فنی، پایش سلامت سازه ها را به سه گروه کلی، شامل: بررسی مدل های عددی^[۲-۶] مدل های آزمایشگاهی^[۷-۹] و عملیاتی یک سازه ی واقعی،^[۱۰-۱۲] تقسیم بندی می کند. بررسی عملیاتی سازه های واقعی، علاوه بر هزینه ی مالی و زمانی قابل توجه، به ابزار و تجهیزات ویژه نیز نیاز دارد. این در حالی است که مدل های عددی این امکان را فراهم می کنند که قبل از پیاده سازی سیستم پایش سلامت پیشنهادی بر روی یک سایت واقعی، با صرفه جویی قابل ملاحظه ای در

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۳/۷، اصلاحیه ۱۴۰۲/۵/۸، پذیرش ۱۴۰۲/۵/۲۸.

استناد به این مقاله:

امانت، شهاب، خرازی، حامد، و بیطرف، مریم، ۱۴۰۳. تعیین مشخصات سازه با استفاده از پارامترهای مودال سازه و به کارگیری الگوریتم های بهینه سازی: ژنتیک، اجتماع ذرات، و آموزش و یادگیری. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۲۸-۱۷. DOI:10.24200/J30.2023.62232.3212

هزینه‌های مالی و زمانی، راستی‌آزمایی سیستم پایش سلامت صورت گیرد، تا در صورت نیاز اصلاح شود.

قسمت قابل توجهی از مطالعات در بخش پایش سلامت سازه‌ها، ارائه‌ی رویکرد مناسب به منظور تشخیص خرابی است. داده‌های به دست آمده از مدل‌های عددی، آزمایشگاهی و سایت‌های واقعی باید به درستی تحلیل و بررسی شوند تا موقعیت خرابی احتمالی را مشخص کنند. به این منظور، روش‌های متعددی در این زمینه پیشنهاد شده است؛ که بسیاری از آنها براساس تحلیل‌های آماری،^[۱۳] روش‌های یادگیری ماشین،^[۱۴] و غیره هستند. این تذکر لازم است که در داده‌های برداشت شده از یک سازه، خطاهایی ناشی از عوامل محیطی، بهره‌برداری و غیره وجود دارد. در نتیجه، هر چه یک روش پیشنهادی به خطای موجود در داده‌ها حساسیت کمتری داشته باشد و بتواند خرابی احتمالی را به درستی با خطاهای موجود تشخیص دهد، کاربردی تر خواهد بود.

رویکرد استفاده شده در بسیاری از روش‌های موجود در ادبیات فنی پایش سلامت سازه‌ها، ارائه‌ی شیوه‌ای بوده است که اختلاف میان بسامدها و شکل‌های مودال یک سازه‌ی واقعی و مدل عددی آن را تحت بارگذاری دینامیکی به میزان کمینه برساند. به این منظور، یوئن^۱ و همکاران (۲۰۰۶)،^[۱۶] روشی برای به‌روزرسانی مدل سازه‌ای بیزی^۲ با استفاده از داده‌های مودال مربوط به بسامدهای طبیعی و شکل‌های مودال ارائه دادند. رویکرد آنها برای یافتن محتمل‌ترین مقادیر پارامترهای مدل ساختاری و مودال سیستم، استفاده از یک طرح تکراری، شامل یک سری مسائل بهینه‌سازی خطی جفت شده بوده است. روش ارائه شده‌ی ایشان نیاز به حل مسئله‌ی مقدار ویژه برای هر مدل ساختاری و تطبیق حالت‌های اندازه‌گیری شده با حالت‌های مرتبط از مدل ساختاری ندارد و برخلاف بسیاری از روش‌های موجود در ادبیات فنی است. با توجه به آنکه مدل اخیر چندان به نوز حساس نیست، به نظر می‌رسد مدل پیشنهادی ایشان از نظر قدرت محاسباتی مؤثر و مقاوم است.

پژوهشگران متعددی با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی فراابتکاری و هوش مصنوعی سعی بر ارائه‌ی رویکردهایی نوین به منظور بررسی خرابی در سازه‌های عمرانی داشته‌اند. نتایج^۳ و همکاران (۲۰۱۸)،^[۱۷] یک رویکرد کاربردی جدید مبتنی بر الگوریتم ژنتیک^۴ برای تشخیص آسیب در ساختارهای قاب سه‌بعدی ارائه کردند. لذا یک قاب سه‌بعدی^۲ طبقه را به عنوان یک مثال عددی برای شناسایی آسیب در سازه با استفاده از روش پیشنهادی خود بررسی کرده و نتایج به دست آمده هیچ خطایی در پیش‌بینی مکان آسیب نداشته است؛ با این حال یک خطای جزئی در تشخیص شدت آسیب مشاهده شده است. لذا دریافتند که الگوریتم ژنتیک، ابزاری کارآمد برای تعیین کیفی آسیب‌های منفرد و چندگانه با دقت بالا در ساختارهای قاب سه‌بعدی است. لی^۵ و همکاران (۲۰۲۱)،^[۱۸] کارایی^۴ تابع هدف بر پایه‌ی بسامدهای طبیعی سازه را با استفاده از الگوریتم اجتماع ذرات (PSO)^۶ و روش اجزاء محدود^۷ در تشخیص آسیب مقایسه کردند. نتایج شبیه‌سازی به دست آمده، عملکرد و برتری تابع تناسب را برای سناریوی آسیب مفرد و چندگانه نشان داد.

پرز-رامیرزیک^۸ و همکاران (۲۰۱۷)،^[۱۹] با استفاده از یک راهبرد دو مرحله‌ای، شامل تحریک طبیعی سازه و حل یک مسئله‌ی بهینه‌سازی مبتنی بر الگوریتم ژنتیک، پارامترهای مودال را تخمین زدند و دقت و مؤثر بودن روش پیشنهادی خود را در ارزیابی پاسخ شبیه‌سازی شده‌ی یک سازه‌ی مرجع و نتایج حاصل از مطالعه‌ی یک ساختمان ۸ طبقه‌ای نشان دادند. بندرا^۹ و همکاران (۲۰۱۴)،^[۲۰] یک روش تشخیص الگوی خرابی مبتنی بر شبکه‌ی عصبی مصنوعی و الگوریتم ژنتیک ارائه

دادند، که می‌توانست با استفاده از توابع پاسخ بسامدی به‌طور مؤثری آسیب‌های غیرخطی را برای سطح معینی از تحریک تشخیص دهد. همچنین، ایشان نشان دادند که شبکه‌ی عصبی آموزش دیده با مجموع توابع پاسخ بسامدی به نتایج مطلوب‌تری در مقایسه با آموزش با توابع پاسخ بسامدی تک دست یافته و مدل مذکور قابلیت شناسایی خرابی غیرخطی در سازه‌ها را داشته است.

الکساندرینو^{۱۰} و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۱] یک راهبرد دو مرحله‌ای برای شناسایی سیستمی سازه‌های عمرانی برای پایش سلامت سازه با استفاده از تبدیل موجک و الگوریتم ژنتیک، یک ساختمان واقعی ۸ طبقه را آزمایش کردند و دریافتند که راهبرد پیشنهادی‌شان می‌تواند پارامترهای مودال را دقیقاً تخمین بزند.

قنادی و همکاران (۲۰۲۳)،^[۲۲] از المان قاب با اتصال نیمه‌صلب به جای تیر اوپلر برنولی برای تشکیل مدل اجزاء محدود تیر آزمایشگاهی و تولید یک مدل عددی با کیفیت استفاده کردند و در آن با تعیین مقدار بهینه‌ی درجه‌ی صلبیت انتهایی اتصال‌ها با به‌کارگیری روش‌های بهینه‌سازی، تطبیق بیشتری میان نتایج آزمایشگاهی و عددی در مدل‌شان مشاهده شد. ایشان از دو تابع هدف، شامل: معیار اطمینان مودال کل اصلاح شده (MTMAC)^{۱۱} و تغییرات در بسامدهای طبیعی استفاده کردند و با استفاده از سه روش بهینه‌سازی گرگ خاکستری (GWO)^{۱۲}، بهینه‌سازی مبتنی بر گرگ‌دیان^{۱۳} و روش تقویت شده‌ی گرگ خاکستری، به مقدار بهینه‌ی تابع هدف دست یافتند و روش تقویت شده‌ی گرگ خاکستری با معیار اطمینان مودال کل اصلاح شده در کمترین زمان به مطلوب‌ترین نتایج رسیده بود.

قنادی و کوره‌لی (۱۹۶۷)،^[۲۳] نیز از الگوریتم بهینه‌سازی کپک مخاطی^{۱۴} و بهینه‌سازی شکارچیان دریایی^{۱۵} جهت تعیین میزان خرابی در سازه‌هایی با مقیاس بزرگ استفاده و نتایج به دست آمده را با روش‌های بهینه‌سازی شیر مورچه^{۱۶}، بهینه‌سازی نهنگ^{۱۷}، و بهینه‌سازی ملخ^{۱۸} مقایسه کردند. آنها از سه تابع هدف، شامل: معیار اطمینان مودال،^{۱۹} معیار اطمینان مودال کل اصلاح شده و معیار بردار بسامد طبیعی اطمینان^{۲۰} جهت بهینه‌سازی تابع هدف استفاده کردند. سازه‌های بررسی شده‌ی عددی، شامل خرابای دوبعدی با ۵۳ المان و برج تلوژیونی گوانگژو^{۲۱} و نیز یک قاب ۳ طبقه با عنوان مطالعه‌ی آزمایشگاهی بودند و بهترین نتایج با استفاده از معیار اطمینان مودال کل اصلاح شده به عنوان تابع هدف و روش بهینه‌سازی تقویت شده‌ی کپک مخاطی به دست آمد. در مطالعه‌ی ایشان، روش بهینه‌سازی شکارچیان دریایی، علی‌رغم دستیابی به نتایج مطلوب، زمان اجرایی بیشتری نسبت به سایر روش‌های بهینه‌سازی داشت.

یی‌فی^{۲۲} و همکاران (۲۰۲۳)،^[۲۴] روشی جدید برای شناسایی آسیب در سازه‌ها ارائه دادند که در آن از یک مدل‌سازی جایگزین پیشرفته برای تولید یک روش بهینه‌سازی ترکیبی، شامل: بهینه‌سازی خوشه‌بندی K میانگین^{۲۳} و الگوریتم ژنتیک استفاده کرده بودند. هسته‌ی اصلی در روش مذکور، استفاده از روش قابل اعتماد و کم‌هزینه‌ی بسط چندجمله‌ای آشوب^{۲۴} به عنوان جایگزینی برای مدل‌های اجزاء محدودی بود، که کارایی مناسبی در بهینه‌سازی تابع هدف داشت. ایشان کارایی و قابلیت اطمینان روش پیشنهادی‌شان را در برخورد با مشکلات به‌روزرسانی مدل‌های اجزاء محدودی و شناسایی آسیب در یک سد آزمایشگاهی با مقیاس کوچک بررسی کردند و دریافتند که روش پیشنهادی آنها می‌تواند به عنوان ابزاری بسیار کارآمد و بالقوه با همگرایی سریع و دقت بالا، برای شناسایی آسیب در سازه‌های بزرگ و پیچیده به‌کار رود.

به‌طور کلی امروزه در مطالعاتی گسترده، الگوریتم‌های بهینه‌سازی فراابتکاری برای حل مسائل مختلفی استفاده می‌شوند.^[۲۵-۲۷] به عنوان مثال، کومار^{۲۵} و همکاران (۲۰۲۲)،^[۲۸] یک بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری چندهدفه براساس چارچوب

مرتب‌سازی غیرمسلط^{۲۶} و ذخیره‌سازی راه‌حل در یک آرشيو خارجی برای دست‌یابی به سازه‌یی با مشخصات مطلوب پیشنهاد کرده‌اند؛ که علاوه بر بهبود سرعت جستجو و نرخ همگرایی الگوریتم، دست‌یابی به مجموعه‌ی بهینه‌ی پرتو نزدیک به راه‌حل‌های پرتو واقعی را میسر می‌سازد.

در مسائلی با تعداد متغیر اندک و تابع هدف ساده، استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی کلاسیک به راحتی ممکن است؛ اما زمانی که تعداد متغیرها قابل توجه باشد و یا تابع هدف مسئله به صورت غیرخطی و پیچیده باشد، روش‌های فراابتکاری کارایی بهتری خواهند داشت. هدف از پژوهش حاضر، ارائه‌ی رویکردی ساده و نوین برای تشخیص آسیب در مسائل پیچیده‌ی سازه‌یی است. تمرکز پژوهش حاضر بر مقایسه‌ی دقت و سرعت همگرایی الگوریتم‌های بهینه‌سازی فراابتکاری مختلف بوده است. همچنین سعی شده است تا با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی ژنتیک،^[۲۰-۲۹] اجتماع ذرات^[۳۱] و آموزش و یادگیری (TLBO)^[۲۷]،^[۳۳-۳۲] رویکردی برای شناسایی محل و میزان آسیب در سازه‌های عمرانی بر پایه‌ی مشخصات مودال سازه ارائه شود. در اثر آسیب‌های وارده بر سازه‌های عمرانی، ماتریس جرم تغییر قابل ملاحظه‌ای نمی‌کند. در حقیقت، آسیب‌های وارده بر سازه، سبب تغییر قابل توجهی در ماتریس سختی سازه می‌شود. بنابراین در پژوهش حاضر، درگام اول با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی فراابتکاری و تعریف تابع هدف مناسب، پس از کمینه‌سازی تابع هدف، ماتریس سختی سازه‌ی آسیب‌دیده محاسبه و سپس با استفاده از آن، محل و میزان هرگونه خرابی در سازه مشخص شده است. به منظور بررسی عددی رویکرد مذکور، کارایی روش پیشنهادی برای هر سه الگوریتم بهینه‌سازی، با استفاده از مدل‌های عددی تحت بارگذاری دینامیکی مشخص کنترل شده است. نوآوری پژوهش حاضر، ارائه‌ی رویکردی بوده است که بتوان با کمینه‌سازی تابع هدفی متشکل از بسامد و مود شکل اول سازه، سختی المان‌ها یا طبقات سازه را مستقیماً تعیین کرد. رویکرد مذکور در واقع مقدار سختی المان‌ها را به گونه‌ای تعیین می‌کند که مشخصات مودال سازه‌ی تعیین شده توسط آن، بیشترین تطابق را با مشخصات مودال سازه‌ی واقعی (حاصل از آنالیز نتایج به دست آمده از حسگرهای متصل بر سازه) داشته باشد. همچنین در پژوهش حاضر، به مقایسه‌ی دقت و سرعت همگرایی روش‌های فراابتکاری مختلف، شامل: بهینه‌سازی ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری در تعیین سختی المان‌های ۳ سازه‌ی مختلف، شامل: قاب یک‌بُعدی ۳ طبقه، قاب یک‌بُعدی ۶ طبقه و یک خرپای دو بُعدی پرداخته شده است. از آنجایی که رویکرد ارائه شده بر کمینه‌سازی یک تابع هدف مشخص تلاش می‌کند، برخلاف بسیاری از روش‌های موجود در ادبیات فنی نسبت به خطاهای محیطی حساسیت کمتری دارد.

۱.۱. تعریف مسئله

بررسی و تحلیل سازه‌ها، با در دست داشتن مشخصات سازه به آسانی ممکن است. منظور از مشخصات سازه، ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی است. در صورت مشخص شدن ماتریس‌های مذکور، می‌توان مشخصات مودال سازه، نظیر بسامدهای طبیعی و شکل‌های مودی را برای سازه تعیین کرد. همچنین در این حالت به راحتی می‌توان پاسخ سازه را نسبت به هر نوع بارگذاری دلخواه مشخص کرد.

ماتریس جرم سازه، از جرم المان‌های تشکیل دهنده‌ی سازه حاصل می‌شود. در صورتی که درجه‌های آزادی به صورت گسسته باشند، معمولاً ماتریس جرم به صورت یک ماتریس قطری است. اما در صورتی که سازه با استفاده از درجه‌های آزادی پیوسته مدل شود، ماتریس جرم از حالت قطری خارج می‌شود و درایه‌های خارج از

قطر اصلی، مقداری غیرصفر دارند. برخی از پژوهشگران بر این باورند در صورتی که مجموع درایه‌های هر سطر از ماتریس جرم را بر درایه‌ی قطر نظیر سطر مذکور قرار دهند و سایر اعداد آن سطر را برابر صفر قرار دهند، خطای قابل توجهی رخ نمی‌دهد.^[۳۴] این تذکر لازم است که در سازه‌های ساختمانی معمولاً در بیشتر مواقع، درجه‌های آزادی به صورت گسسته است و در نتیجه‌ی آن، ماتریس جرم به صورت قطری خواهد بود.^[۳۵]

ماتریس سختی برای المان‌های سازه‌ای مختلف به راحتی تعیین می‌شود. برای نمونه، ماتریس سختی یک المان محوری یک ماتریس 2×2 است. همچنین ماتریس سختی یک المان تیر-ستون، یک ماتریس 6×6 است. در این حالت با در دست داشتن مشخصاتی نظیر: سطح مقطع، ممان اینرسی المان، مدول کشسانی و طول المان به راحتی می‌توان درایه‌های متناظر با ماتریس سختی را تشکیل داد. شایان ذکر است که در پژوهش حاضر از میرایی در المان‌ها چشم‌پوشی شده است. در صورتی که سازه‌ای تحت اثر یک زلزله‌ی شدید قرارگیرد، به احتمال زیاد دچار آسیب می‌شود. معمولاً پس از زلزله، ماتریس جرم تغییر چندانی نمی‌کند، اما به دلیل ایجاد زوال در سازه، سختی المان‌ها کاهش می‌یابد. منظور از زوال در المان‌ها، وقوع ترک در سازه‌های بتنی و یا تسلیم موضعی در مقاطع فولادی است. در این حالت باید سختی سازه بررسی شود و در صورت نیاز، اقدام‌های لازم به منظور بهسازی آن صورت پذیرد. بنابراین مسئله‌ی ذکر شده، تبدیل به تعیین ماتریس سختی پس از آسیب ناشی از زلزله می‌شود.

در صورتی که ماتریس سختی سازه‌ی آسیب دیده مشخص شود، به راحتی می‌توان محل خرابی در سازه، مشخصات و رفتار سازه را تعیین کرد. همچنین می‌توان پاسخ سازه را تحت هر بارگذاری دلخواه تعیین کرد. در این حالت، در صورتی که معیارهای طراحی و آیین‌نامه ارضا نشوند، می‌توان از روش‌های متعدد بهسازی برای تقویت سازه استفاده کرد.

۲.۱. کاربرد سیستم پایش سلامت سازه‌ها در تعیین مشخصات

دینامیکی

در صورت استفاده از سیستم پایش سلامت سازه، با تعبیه‌ی تعدادی حسگر در بخش‌های مختلف سازه می‌توان شتاب را در درجه‌های آزادی مختلف به دست آورد. با استفاده از داده‌های اخیر و روش‌های متعدد می‌توان بسامدها و شکل‌های مودی سازه را تعیین کرد.^[۳۶] یکی از روش‌های رایج به منظور تعیین بسامدها و شکل‌های مودی سازه با استفاده از داده‌های به دست آمده از حسگرها، روش تجزیه‌ی دامنه‌ی بسامد یا FDD^{۲۸} است. روش FDD، یک شیوه‌ی شناسایی مشخصات مودال سازه بر اساس رکورد خروجی سازه است و با استفاده از روش تجزیه‌ی مقدار منفرد^{۲۹}، از چگالی طیفی توان^{۳۰} خروجی سازه، مشخصات مودال آن را محاسبه می‌کند.^[۳۷]

باتوجه به آنکه بیشتر داده‌های ثبت شده در اثر بارگذاری محیطی، نظیر وزش باد هستند، معمولاً با استفاده از روش‌های مذکور فقط امکان تعیین چندین بسامد طبیعی و شکل‌های مودی اول سازه است، که علت آن تحریک نشدن بسامدهای بالاتر در بارگذاری محیطی است. به عبارت دیگر، برای تحریک مودهای مورد نظر، نیاز به اعمال بارگذاری خارجی است و در نتیجه‌ی آن، ساخت یک سی‌تاپ^{۳۱} آزمایشی اجتناب‌ناپذیر است. تجهیزات مورد نیاز هزینه‌بر است، که چندان توجیه اقتصادی ندارند. بنابراین با در نظر گرفتن پاسخ‌های ناشی از بارگذاری محیطی می‌توان اطلاعات چندین مود اول سازه را تعیین کرد.

بنابراین توقع می‌رود که با استفاده از سیستم پایش سلامت سازه‌ها بتوان بسامد و

شکل مودی اول سازه را تعیین کرد. در پژوهش حاضر، با ارائه‌ی رویکردی با استفاده از اطلاعات بسامدی مود اول، ماتریس سختی سازه تعیین شده است. پس از تعیین اطلاعات مودال سازه، میان ماتریس سختی و ماتریس جرم، رابطه‌ی ۱ برقرار است:

$$[K]_{n \times n} [\phi]_{n \times n} = [M]_{n \times n} [\Omega^2]_{n \times n} [\phi]_{n \times n} \quad (1)$$

که در آن، $[K]$ ماتریس سختی، $[M]$ ماتریس جرم، $[\phi]$ ماتریسی شامل بردارهای شکل‌های مودی و $[\Omega^2]$ ماتریس قطری شامل توان دوم بسامدهای طبیعی سازه هستند، که ابعاد همه‌ی آنها $n \times n$ است (n تعداد درجه‌های آزادی است).

در صورتی‌که فقط برای بسامد و شکل مودی اول، رابطه‌ی ۱ در نظر گرفته شود، با استفاده از رابطه‌ی ۲، به تعداد درجه‌های آزادی، معادله به دست می‌آید: [۳۵]

$$[K]_{n \times n} \{\varphi_1\}_{n \times 1} = \omega_1^2 [M]_{n \times n} \{\varphi_1\}_{n \times 1} \quad (2)$$

که در آن، $\{\varphi_1\}$ و ω_1 به ترتیب شکل مودی و بسامد طبیعی اول سازه هستند. با در دست داشتن ماتریس جرم، بسامد و شکل مودی اول سازه، به تعداد درجه‌های آزادی، معادله حاصل می‌شود. این در حالی است که تعداد مجهولات در ماتریس سختی برابر مجذور درجه‌های آزادی (n^2) است، که در صورت استفاده از تقارن در ماتریس سختی، تعداد مجهولات به $(n^2 + n)/2$ تقلیل می‌یابد. با توجه به آنکه همواره تعداد درجه‌های آزادی بزرگ‌تر یا مساوی ۱ است، لذا همواره تعداد مجهولات از تعداد معادله‌ها در رابطه‌ی ۲ بیشتر است. با توجه به آنکه هر مود سازه، n معادله را تشکیل می‌دهد، به منظور تعیین تمامی درایه‌های ماتریس سختی، فقط نیاز به مشخصات $(n + 1)/2$ مود سازه است. در صورتی‌که از ابتدا فرض شود که ماتریس سختی یک ماتریس قطری است، آنگاه می‌توان مسئله را به صورت تحلیلی نیز حل کرد؛ البته باید به این نکته توجه شود که در این حالت یک قید بسیار محدودکننده، قطری بودن ماتریس سختی، از همان ابتدا اعمال شده است، که الزاماً به پاسخ صحیحی نمی‌رسد.

به اصطلاح، به حالتی از دستگاه معادلات که تعداد مجهولات از تعداد معادلات کمتر باشد، دستگاه فرامعین^{۳۲} می‌گویند. برای حل این دسته از معادلات معمولاً سراغ انواع روش‌های بهینه‌سازی می‌روند. در این حالت، یک تابع هدف از پیش تعیین شده تعریف و با سعی و خطا در فرض مجهولات، تابع هدف مذکور، کمینه می‌شود. در مسئله‌ی مطرح شده در پژوهش حاضر هدف آن است که ماتریس سختی سازه براساس کمینه‌سازی یک تابع هدف مناسب و با استفاده از چندین روش بهینه‌سازی فراابتکاری، مانند: الگوریتم ژنتیک، اجتماع ذرات، و آموزش و یادگیری تعیین شود.

۳.۱. الگوریتم‌های بهینه‌سازی

امروزه در بسیاری از مسائل مهندسی، یافتن پاسخ به روش‌های کلاسیک غیرممکن و یا با صرف هزینه و زمان زیادی ممکن است. یکی از راه‌های کاهش هزینه، استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی برای دستیابی به جواب بهینه است. دسته‌ای از الگوریتم‌های بهینه‌سازی ذکر شده، الگوریتم‌های فراابتکاری هستند، که با الهام از طبیعت زنده و یا طبیعت بی‌جان، سعی در حل مسائل بهینه‌سازی دارند. از جمله‌ی آنها می‌توان به الگوریتم ژنتیک، الگوریتم اجتماع ذرات، الگوریتم آموزش و یادگیری، الگوریتم مورچگان و ... اشاره کرد.

۳.۱.۱. الگوریتم ژنتیک

ارائه‌ی الگوریتم ژنتیک به اواخر دهه‌ی ۸۰ میلادی باز می‌گردد و از آن زمان تاکنون نسخه‌های متنوعی از آن ارائه شده است. الگوریتم ژنتیک، اولین بار توسط جان

هالند^{۳۳} در اوایل دهه‌ی ۷۰ میلادی ارائه شده است؛ وی در سال ۱۹۷۵ میلادی با معرفی یک کتاب، الگوریتم ژنتیک را به جهان معرفی کرد، که البته در ابتدا مورد استقبال چندانی واقع نشد. [۳۰] پس از وی گلدبرگ (۱۹۸۹) [۲۹] و برخی دیگر از دانشمندان با تلاش‌های خود، الگوریتم ژنتیک را بهبود و کاربردی‌تر ساختند و با انتشار کتاب‌های متعددی با هدف ارائه‌ی نسخه‌های اصلاح شده‌ی خود، الگوریتم ژنتیک را به یکی از متداول‌ترین روش‌های حل مسائل بهینه‌سازی تبدیل کردند. به‌طور کلی نظریه‌ی ژنتیک براساس سیر تکامل طبیعی جانداران با الهام از نظریه‌ی داروین ابداع شده است.

الگوریتم ژنتیک براساس سیر تکاملی جانداران در طبیعت ارائه و در آن از دو مفهوم کروموزوم و ژن استفاده می‌شود، که عبارت‌اند از:

کروموزوم: یک کروموزوم، یک رشته از اعداد یا یک ماتریس است، که می‌توان هر عضو از جمعیت را با آن مشخص کرد. در اصل می‌توان گفت که هر بردار در فضای مسئله را می‌توان با یک کروموزوم نمایش داد.

ژن: هر کروموزوم از تعدادی ژن تشکیل شده است، که با توجه به نوع الگوریتم، یک یا چند ژن می‌توانند یک متغیر مسئله را تعیین کنند.

سه عملگر اصلی الگوریتم ژنتیک، انتخاب طبیعی^{۳۵}، ادغام^{۳۶} و جهش^{۳۷} هستند، که در ادامه شرح داده شده‌اند: [۳۸]

— **انتخاب طبیعی:** این عملگر براساس قانون جنگل در هر گام از بین جمعیت نسل والدین و نسل فرزندان، نسل والدین جدید را انتخاب می‌کند. عملگر انتخاب طبیعی، در حالت ایده‌آل باید احتمال انتخاب جمعیت مناسب‌تر (دارای تابع هدف بهتر) را بیشتر از جمعیت نامناسب قرار دهد، اما باید به‌گونه‌ای باشد که امکان انتخاب تمام جمعیت وجود داشته باشد تا از نخبه‌گرایی اجتناب شود. پس از محاسبه‌ی تابع هدف هر یک از کروموزوم‌ها و مرتب‌کردن آنها از کمترین به بیشترین مقدار، انتخاب والد براساس یکی از روش‌های انتخاب والد از بالا به پایین^{۳۸}، انتخاب تصادفی والد^{۳۹} و یا انتخاب تصادفی وزن‌دار^{۴۰} انجام می‌شود. روش انتخاب تصادفی وزن‌دار والدین از مزایای دو روش دیگر استفاده می‌کند.

— **ادغام:** پس از انتخاب نسل والدین با استفاده از عملگر انتخاب طبیعی، نوبت به تولید فرزندان اولیه می‌رسد. این کار با اعمال عملگر ادغام صورت می‌گیرد. در این مرحله، به‌صورت تصادفی عضوهای جمعیت به دسته‌های دوتایی تقسیم می‌شوند و کروموزوم‌های دو عضو هر دسته با جابه‌جا کردن ژن‌های خود، نسل فرزندان اولیه را تشکیل می‌دهند.

— **جهش:** در طبیعت پدیده‌ای به نام جهش به این صورت رخ می‌دهد که گاهی از یک پدر و مادر، فرزندی کاملاً متفاوت زاده می‌شود. به‌منظور اعمال این پدیده‌ی طبیعی در الگوریتم ژنتیک، از عملگر جهش استفاده می‌شود، که با انتخاب تعداد اندکی از ژن‌های جمعیت فرزندان اولیه، در آنها تغییری به‌صورت تصادفی صورت می‌گیرد.

در پژوهش حاضر از جعبه‌ابزار ارائه شده توسط چپرفیلد^{۴۱} و همکاران (۱۹۹۴)، [۳۹] استفاده شده است و پارامترهای در نظر گرفته شده برای الگوریتم ژنتیک مطابق جدول ۱ هستند. شایان ذکر است که در پژوهش حاضر، هر یک از پارامترها پس از چند بار اجرای الگوریتم ژنتیک با در نظر گرفتن سرعت مناسب همگرایی تعیین شده‌اند.

جدول ۱. پارامترهای الگوریتم ژنتیک استفاده شده در پژوهش حاضر.

پارامتر	مقدار
تعداد جمعیت	۱۰۰
تکرار نسل	۱۰۰
درصد تفاوت نسل‌ها	۰/۸
درصد ادغام	۰/۷

۲.۳.۱. الگوریتم اجتماع ذرات

در تدوین الگوریتم اجتماع ذرات از پرواز گروهی پرندگان، شنای گروهی ماهی‌ها، و زندگی اجتماعی آنها الهام گرفته شده است، که با استفاده از یک سری روابط ساده فرمول‌بندی می‌شود. نظیر سایر الگوریتم‌های تکاملی دیگر، الگوریتم اجتماع ذرات نیز با ایجاد یک جمعیت تصادفی از افراد، که در اینجا به عنوان مثال یک گروه از ذرات خوانده می‌شوند، آغاز می‌شود. مشخصات هر ذره در گروه براساس مجموعه‌ای از پارامترها تعیین می‌شود، که باید مقادیر بهینه‌ای آنها تعیین شود. در روش کنونی، هر ذره یک نقطه از فضای جواب مسئله را نشان می‌دهد. هر کدام از ذرات، حافظه دارند و بهترین موقعیتی که در فضای جستجو به آن می‌رسند را به خاطر می‌سپارند. بنابراین حرکت هر ذره در دو جهت صورت می‌گیرد: [۳۱]

- به سوی بهترین موقعیتی که تاکنون اختیار کرده است؛
- به سوی بهترین موقعیتی که همه‌ی ذرات تا به حال اختیار کرده‌اند.

در این روش، تغییر موقعیت هر ذره در فضای جستجو تحت تأثیر تجربه و دانش خود و همسایگانش است. در مجموع با رابطه‌ی ۳، روش اجتماع ذرات به سمت جواب بهینه حرکت می‌کند:

$$X_i^{(t+1)} = X_i^t + wV_i^t + C_1 \text{rand}(\cdot; \cdot)(pbest_i - X_i^t) + C_2 \text{rand}(\cdot; \cdot)(gbest_i - X_i^t) \quad (3)$$

که در آن X_i^t موقعیت کنونی ذره، $X_i^{(t+1)}$ موقعیت ذره در تکرار جدید، $pbest_i$ بهترین موقعیتی که ذره‌ی i تاکنون اختیار کرده و $gbest_i$ بهترین موقعیت بهترین ذره (بهترین موقعیتی که تمام ذرات تاکنون اختیار کرده‌اند) است. $\text{rand}(\cdot; \cdot)$ یک عدد تصادفی بین ۰ و ۱ است، که برای حفظ تنوع و گوناگونی گروه به کار می‌رود. C_1 و C_2 به ترتیب پارامترهای شناختی و اجتماعی هستند. انتخاب مقدار مناسب برای پارامترهای C_1 و C_2 منجر به تسریع همگرایی الگوریتم و جلوگیری از همگرایی زودرس در بهینه‌های محلی می‌شود. مطالعات اخیر نشان می‌دهند که انتخاب مقدار بزرگ‌تری برای پارامتر شناختی C_1 نسبت به پارامتر اجتماعی C_2 مناسب‌تر است، اما باید همواره شرط $C_1 + C_2 > 4$ رعایت شود. پارامتر w اینرسی وزنی نام دارد، که برای تضمین همگرایی در اجتماع ذرات به کار می‌رود. اینرسی وزنی، جهت کنترل تأثیر سوابق سرعت‌های پیشین در سرعت‌های جاری استفاده می‌شود.

کد استفاده شده برای پیاده‌سازی الگوریتم اجتماع ذرات در پژوهش حاضر، توسط نویسندگان در نرم‌افزار متلب^{۴۲} پیاده‌سازی و پارامترهای آن در جدول ۲ ارائه شده است. این تذکر لازم است که در پژوهش حاضر هر یک از مسائل بررسی شده در ابتدا، چندین بار به ازاء مقادیر پارامترهای مختلف با به کارگیری الگوریتم اجتماع ذرات اجرا شده است، تا مقادیر مناسب آنها که مسئله با سرعت مناسبی همگرا شود، تعیین شود.

جدول ۲. پارامترهای الگوریتم اجتماع ذرات استفاده شده در پژوهش حاضر.

پارامتر	مقدار
تعداد جمعیت	۱۰۰
تکرار نسل	۱۰۰
پارامتر شناختی	۱/۴۹۶۲
پارامتر اجتماعی	۱/۴۹۶۲
اینرسی وزنی	۰/۷۲۹۸

جدول ۳. پارامترهای الگوریتم آموزش و یادگیری استفاده شده در پژوهش حاضر.

پارامتر	مقدار
تعداد جمعیت	۱۰۰
تکرار نسل	۱۰۰

۳.۳.۱. الگوریتم آموزش و یادگیری

یکی از جدیدترین الگوریتم‌های مبتنی بر مقدار میانگین، الگوریتم مبتنی بر آموزش و یادگیری است، که از نوشتار راول^{۴۳} و همکاران (۲۰۱۱) و براساس فرایند آموزش و یادگیری رخ داده در کلاس درس الهام گرفته شده است. [۳۳]

الگوریتم آموزش و یادگیری به دلیل داشتن پارامترهای کنترلی محدود، روشی ساده برای بهینه‌سازی مسائل است و قدرت بالایی در دستیابی به جواب بهینه دارد و از دو مرحله‌ی اصلی آموزش دهنده (معلم) و آموزش گیرنده (دانش‌آموز) تشکیل شده است. در روش حاضر، بهترین عضو جمعیت به عنوان معلم و بقیه‌ی اعضا جمعیت به عنوان دانش‌آموز در نظر گرفته می‌شوند. در واقع، در روش اخیر، معلم به معنای واقعی وجود ندارد و در هر مرحله بهترین عضو جمعیت به عنوان معلم انتخاب می‌شود. در اینجا مراحل الگوریتم آموزش و یادگیری تشریح شده است:

مرحله‌ی آموزش دهنده (معلم): در این مرحله، معلم که در واقع همان بهترین عضو جمعیت است، سعی دارد با آموزش، علم دانش‌آموزان را افزایش دهد و میانگین را به سمت خود جذب کند. اگر بهترین فرد، به عنوان معلم در نظر گرفته شود، در بهترین حالت می‌توان در نظر گرفت که میانگین کلاس، پس از آموزش بر میانگین معلم منطبق خواهد شد. این فرض فقط یک فرض ایده‌آل است، که احتمال رخ دادن آن ناچیز است. زیرا در صورت برابری میانگین با معلم، گویی علم تمامی دانش‌آموزان پس از آموزش برابر با علم معلم شده است، که تقریباً غیرممکن است. در واقع می‌توان فرض کرد که میانگین دانش‌آموزان پس از آموزش افزایش یافته و مقدار آن به معلم نزدیک شده است، ولی از آن کمتر بوده است. این فرض منطقی‌تر و به واقعیت نزدیک‌تر است.

مرحله‌ی آموزش گیرنده (دانش‌آموز): در این مرحله، که پس از آموزش توسط معلم رخ می‌دهد، بحث، حل تمرین و همفکری دانش‌آموزان سبب افزایش سطح علمی آنها می‌شود. در واقع، از تعامل میان دانش‌آموزان، یادگیری متقابل به وجود می‌آید.

کد استفاده شده برای پیاده‌سازی الگوریتم آموزش و یادگیری توسط نویسندگان در نرم‌افزار متلب پیاده شده و پارامترهای در نظر گرفته شده برای اجرای آن در جدول ۳ خلاصه شده‌اند. این تذکر لازم است که در پژوهش حاضر هر یک از مسائل مورد بررسی در ابتدا چند بار به ازاء مقادیر پارامترهای مختلف با به کارگیری الگوریتم آموزش و یادگیری اجرا شده است، تا مقادیر مناسب آنها که مسئله با سرعت مناسبی همگرا شود، تعیین شود.

۴.۱. تابع هدف

برای استفاده از هر یک از روش‌های الگوریتم ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری نیاز به تعریف یک تابع هدف دارد تا پس از چند نسل با کمینه‌سازی تابع هدف، مقدار بهینه‌ی پاسخ حاصل شود. جهت تعیین ماتریس سختی در سازه‌ای با ماتریس جرم مجهول و بسامد و مود شکل اول معلوم، تابع هدف توسط رابطه‌ی ۴ تعریف می‌شود: [۱۶]

$$f = (\omega^* - \omega)^2 + ||\{\varphi^*\} - \{\varphi\}|| \quad (۴)$$

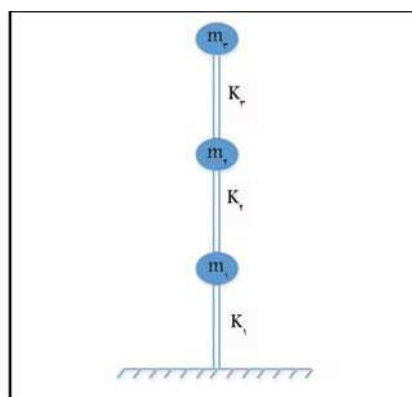
که در آن، f تابع هدف، ω^* و $\{\varphi^*\}$ به ترتیب بسامد و مود شکل اول سازه با ماتریس سختی فرضی در هر نسل، ω و $\{\varphi\}$ به ترتیب بسامد و مود شکل اول سازه حاصل از سیستم پایش سلامت هستند. علامت $||$ نیز نرم یا اندازه‌ی بردار است.

۵.۱. سازه‌های بررسی شده

در پژوهش حاضر دو سازه‌ی ۳ و ۶ طبقه، همراه با یک خرپای ۶ المانی بررسی شده‌اند. در ادامه، مشخصات هر کدام از سازه‌ها بیان شده است. هدف مسئله در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه‌ای، تعیین سختی المان‌ها و در سازه‌ی خرپایی تعیین سطح مقطع المان‌ها با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی و به‌کارگیری مشخصات مودال سازه مطابق با تابع هدف ارائه شده است. در حقیقت، یک سیستم مشخص که مشخصات مودال آن معلوم است، با الگوریتم‌های ذکر شده، ارزیابی و تطابق مشخصات المان‌های به‌دست‌آمده با مقادیر واقعی بررسی می‌شود. از آنجایی که روش موردنظر قابل تعمیم به هر سازه‌ای است، سازه‌های موردنظر توسط نویسندگان به‌منظور بررسی کارایی، دقت، و سرعت همگرایی الگوریتم‌های موردنظر در نظر گرفته شده‌اند. قیود هر مسئله، شامل شرایط مرزی تکیه‌گاهی است، که در هر مسئله با استفاده از کد تحلیل سازه اعمال می‌شوند. شایان ذکر است که هدف از پژوهش حاضر، نشان دادن توانایی روش‌های موردنظر در تشخیص خرابی المان‌های سازه‌ای است؛ لذا مقادیر اولیه‌ی سختی المان‌ها یا طبقات با فرض مهندسی در نظر گرفته شده‌اند.

۱.۵.۱. سازه‌ی ۳ طبقه

در بخش حاضر، یک سازه‌ی ۳ طبقه که جرم‌های هر طبقه به‌صورت متمرکز هستند، بررسی شده است و شکل شماتیک آن در شکل ۱ مشاهده می‌شود. با فرض مجهول بودن سختی طبقات در سازه‌ی ۳ طبقه، تعداد متغیرهای مسئله برابر تعداد طبقات و یا به عبارتی دیگر برابر با ۳ است.



شکل ۱. شکل شماتیک سازه‌ی ۳ طبقه.

فرض می‌شود که مقدار هر یک از پارامترهای واقعی مربوط به جرم و سختی در سازه‌ی آسیب دیده پس از زلزله مطابق جدول ۴ است. این تذکر لازم است که انتظار می‌رود با الگوریتم‌های ذکر شده، مقادیر مشابه سختی طبقات موجود در جدول ۴ با استفاده از ماتریس جرم و مود اول سازه با اندکی خطا حاصل شود. سیستم پایش سلامت، بسامد طبیعی، و شکل مودی اول سازه‌ی ۳ طبقه را پس از آنالیزهای بیان شده در بخش ۲.۱ مطابق رابطه‌ی ۵ گزارش داده است:

$$\omega = ۱۶,۶۰۱۵ rad/s \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} ۰,۴۱۲۳ \\ ۰,۷۵۸۸ \\ ۱ \end{Bmatrix} \quad (۵)$$

۲.۵.۱. سازه‌ی ۶ طبقه

همچنین در پژوهش حاضر، یک سازه‌ی ۶ طبقه با جرم‌های متمرکز برای طبقات مطابق شکل ۲ در نظر گرفته شده است. با فرض مجهول بودن سختی طبقات در سازه‌ی ۶ طبقه، تعداد متغیرهای مسئله برابر تعداد طبقات و یا به عبارتی دیگر برابر با ۶ است.

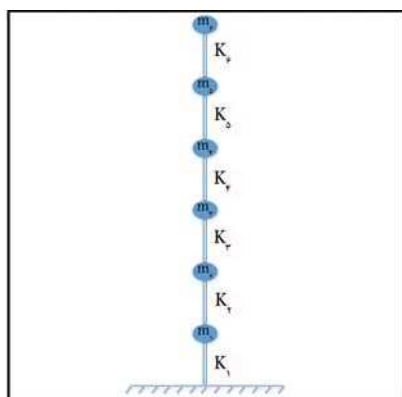
فرض شده است که مقدار هر یک از پارامترهای واقعی مربوط به جرم و سختی در سازه‌ی آسیب دیده پس از زلزله مطابق جدول ۵ است. شایان ذکر است که انتظار می‌رود با الگوریتم‌های ذکر شده، مقادیر مشابه سختی طبقات موجود در جدول ۵ با

جدول ۴. مشخصات سازه‌ی ۳ طبقه.

طبقه	جرم (tonf)	سختی (kN/m)
۱	۵۰	۶۰۰۰۰
۲	۴۵	۵۵۰۰۰
۳	۳۵	۴۰۰۰۰

جدول ۵. مشخصات سازه‌ی ۶ طبقه.

طبقه	جرم (tonf)	سختی (kN/m)
۱	۶۰	۸۰۰۰۰
۲	۶۰	۸۰۰۰۰
۳	۵۵	۷۵۰۰۰
۴	۵۰	۷۰۰۰۰
۵	۴۵	۶۰۰۰۰
۶	۳۰	۴۵۰۰۰



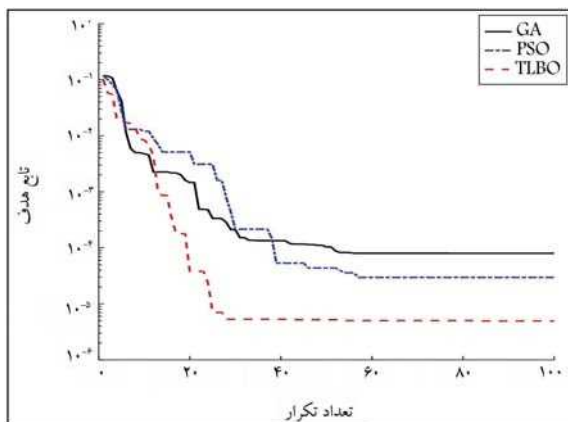
شکل ۲. شکل شماتیک سازه‌ی ۶ طبقه.

$$\omega = ۱,۳۴۹۰ rad/s \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} ۰,۳۹۶۶ \\ ۰,۱۷۳۱ \\ ۰,۵۹۷۳ \\ ۰,۰۷۳۸ \\ ۱ \\ ۰,۱۸۹۹ \end{Bmatrix} \quad (۷)$$

۲. نتایج و بحث

در شکل ۴، نمودار همگرایی تابع هدف سازه ۳ طبقه در هر گام برای ۳ روش الگوریتم ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری مقایسه شده است، که مطابق آن، می توان به عملکرد بهتر و سرعت همگرایی بیشتر در الگوریتم های اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری پی برد. همان طور که مشخص است، الگوریتم های اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری به ترتیب در کمتر از ۶۰ و ۳۰ نسل عملاً به نتیجه ی مطلوب رسیده اند. این در حالی است که روش الگوریتم ژنتیک پس از گذشت بیش از حدوداً ۶۰ نسل به پاسخ نامطلوب تری نسبت به اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری رسیده است. میزان تابع هدف در تکرار آخر به ازاء هر یک از الگوریتم های ژنتیک، اجتماع ذرات، و آموزش و یادگیری به ترتیب برابر ۸×۱۰^{-۵} ، ۳×۱۰^{-۵} و ۵×۱۰^{-۵} بوده است. شایان ذکر است که در اجرای مجدد هر یک از الگوریتم ها، ممکن است عملکرد روش های ذکر شده نسبت به یکدیگر تغییر کند. پس از چند بار اجرای الگوریتم ها، مقدار متوسط مدت زمان اجرای برنامه های الگوریتم ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری به ترتیب برابر ۳/۷۶، ۱/۹۲ و ۱/۹۲ ثانیه بوده است. این موضوع حاکی از سریع تر بودن روش آموزش و یادگیری در همگرایی است. همچنین، نتایج نشان داد که در تکرارهای متوالی، روش های اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری، عملکرد بهتری در حل مسئله ی مذکور داشته است. معیارهای آماری به دست آمده به ازاء ۵ بار اجرای هر یک از الگوریتم های ذکر شده شامل مقادیر کمترین، بیشترین، میانگین و انحراف معیار تابع هدف برای آنها در جدول ۷ ارائه شده اند.

مقادیر به دست آمده در روابط ۸ الی ۱۰، به ترتیب مقدار بسامد و مود شکل اول حاصل از الگوریتم های ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری برای سازه ۳ طبقه هستند. همان طور که مشخص است، هر سه روش با دقت بالایی به مقدار مطلوب (رابطه ی ۵) نزدیک هستند.



شکل ۴. نمودار همگرایی تابع هدف سازه ۳ طبقه.

استفاده از ماتریس جرم و مود اول سازه با اندکی خطا حاصل شود. جزئیات میزان خطا در بخش بحث و نتایج ارائه شده اند.

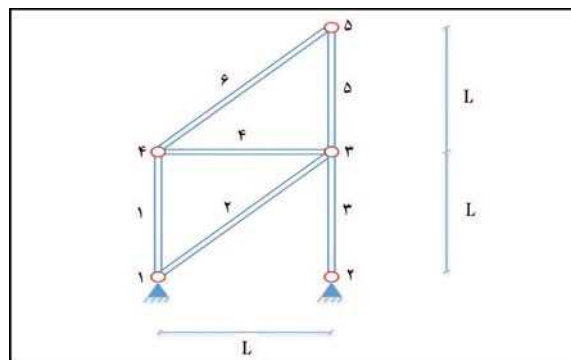
سیستم پایش سلامت، بسامد طبیعی و شکل مودی اول سازه ی ۶ طبقه را پس از آنالیزهای بیان شده در بخش ۲.۱. مطابق رابطه ی ۶ گزارش داده است:

$$\omega = ۹,۹۸۱۳ rad/s \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} ۰,۲۳۶۹ \\ ۰,۴۵۶۱ \\ ۰,۶۵۳۶ \\ ۰,۸۱۴۰ \\ ۰,۹۳۳۶ \\ ۱ \end{Bmatrix} \quad (۶)$$

۳.۵.۱. سازه ی خرابایی

در پژوهش حاضر، برای تشکیل ماتریس جرم یک سازه ی خرابایی ۶ طبقه، که ۶ المان دارد، مانند ماتریس سختی عمل شده است. در نتیجه، در بخش حاضر، ماتریس جرم، قطری نیست و مسئله پیچیدگی بیشتری دارد. شکل شماتیک سازه ی خرابایی در شکل ۳ مشاهده می شود. با فرض مجهول بودن سختی المان های خرابا در سازه ی خرابایی، تعداد متغیرهای مسئله برابر تعداد المان های خرابا و یا به عبارتی دیگر برابر با ۶ است. مشخصات مصالح و مقاطع این سازه در جدول ۶ ارائه شده است. پس از استفاده از الگوریتم های ذکر شده، سطح مقاطع در نظر گرفته شده با نتایج به دست آمده از الگوریتم ها به منظور بررسی دقت رویکرد ارائه شده مقایسه شده اند.

سیستم پایش سلامت، بسامد طبیعی، و شکل مودی اول سازه ی خرابایی را پس از آنالیزهای بیان شده در بخش ۲.۱. مطابق رابطه ی ۷ گزارش داده است:



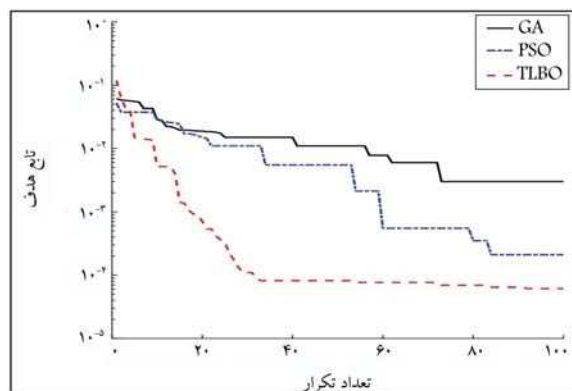
شکل ۳. شکل شماتیک سازه ی خرابایی.

جدول ۶. مشخصات سازه ی خرابایی.

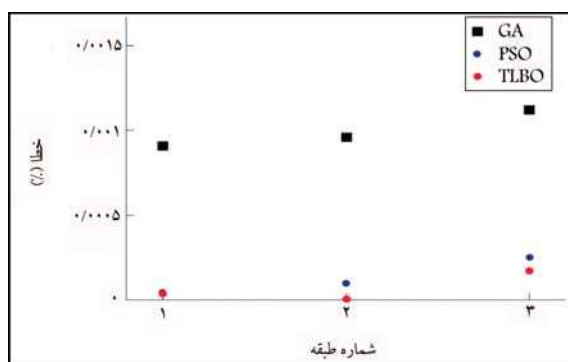
المان	سطح مقطع (cm ^۲)	چگالی (ton/m ^۳)	مدول کشسانی (GPa)
۱	۲۲	۲,۵	۱۱,۳
۲	۳۵	۲,۵	۱۱,۳
۳	۱۹	۲,۵	۱۱,۳
۴	۱۰	۲,۵	۱۱,۳
۵	۲۰	۲,۵	۱۱,۳
۶	۱۶	۲,۵	۱۱,۳

جدول ۷. مقادیر کمترین، بیشترین، میانگین و انحراف معیار تابع هدف به ازاء هر الگوریتم در سازه‌ی ۳ طبقه.

الگوریتم	کمترین	بیشترین	میانگین	انحراف معیار
ژنتیک	8×10^{-5}	$8/5 \times 10^{-5}$	$8/2 \times 10^{-5}$	2×10^{-6}
اجتماع ذرات	3×10^{-5}	$4/3 \times 10^{-5}$	$3/6 \times 10^{-5}$	6×10^{-6}
آموزش و یادگیری	5×10^{-6}	$7/1 \times 10^{-6}$	6×10^{-6}	10^{-6}



شکل ۶. نمودار همگرایی تابع هدف سازه‌ی ۶ طبقه.



شکل ۵. نمودار درصد خطای بهترین پاسخ هر یک از الگوریتم‌ها در تعیین سختی طبقات سازه‌ی ۳ طبقه.

کاهش یافته است. مطابق شکل ۶، الگوریتم آموزش و یادگیری بهترین عملکرد را داشته و پس از ۳۰ تکرار به جواب مطلوب رسیده است. الگوریتم اجتماع ذرات هم عملکرد قابل قبولی را نشان داده و بعد از ۸۰ تکرار به جواب دقیق نزدیک شده است. این در حالی است که الگوریتم ژنتیک حتی بعد از ۱۰۰ تکرار به دقت دو الگوریتم دیگر نرسیده است. میزان تابع هدف در تکرار آخر به ازاء هر یک از الگوریتم‌های ژنتیک، اجتماع ذرات، و آموزش و یادگیری به ترتیب برابر 3×10^{-4} ، 2×10^{-4} و 6×10^{-5} بوده است.

مقدار متوسط مدت زمان اجرای هر یک از برنامه‌های الگوریتم ژنتیک، اجتماع ذرات، و آموزش و یادگیری به ترتیب برابر $4/47$ ، $6/47$ و $4/51$ ثانیه بوده است. این موضوع حاکی از سریع‌تر بودن روش‌های ژنتیک و آموزش و یادگیری نسبت به اجتماع ذرات در همگرایی به پاسخ مطلوب است. معیارهای آماری به‌دست آمده به ازاء ۵ بار اجرای هر یک از الگوریتم‌های ذکر شده، شامل مقادیر کمترین، بیشترین، میانگین، و انحراف معیار تابع هدف برای هر سه الگوریتم ذکر شده در جدول ۸ خلاصه و ارائه شده‌اند.

مقادیر به‌دست آمده در روابط ۱۲ الی ۱۴، به ترتیب مقدار بسامد و مود شکل اول حاصل از الگوریتم‌های ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری برای سازه‌ی ۶ طبقه هستند. همان‌طور که مشخص است، روش آموزش و یادگیری دقت بالاتری در به‌دست آوردن مقدار مطلوب (رابطه‌ی ۶) نسبت به سایر روش‌ها داشته است.

$$\omega = 9/9787 rad/s \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} 0/2363 \\ 0/4549 \\ 0/6516 \\ 0/8124 \\ 0/9328 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (12)$$

$$\omega = 16/5946 rad/s \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} 0/4123 \\ 0/7588 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$\omega = 16/5999 rad/s \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} 0/4123 \\ 0/7588 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$$\omega = 16/6012 rad/s \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} 0/4123 \\ 0/7588 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (10)$$

به‌منظور مشخص شدن میزان تطبیق نتایج با مقادیر دقیق، مقدار درصد خطا برای هر کدام از متغیرها با استفاده از رابطه‌ی ۱۱ محاسبه می‌شود:

$$Error(\%) = \frac{\|K - K^*\|}{K} \quad (11)$$

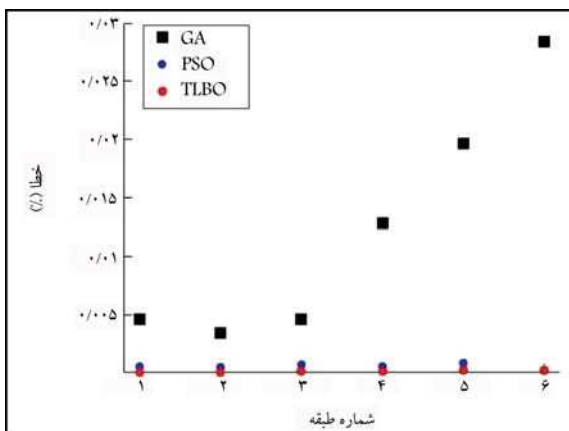
که در آن، مقادیر K و K^* به‌ترتیب برابر سختی به‌دست‌آمده توسط هر الگوریتم و سختی واقعی سازه هستند.

در شکل ۵، مقایسه‌ی درصد خطای بهترین پاسخ هر یک از روش‌ها در تعیین سختی طبقات مشاهده می‌شود، که مطابق آن، روش آموزش و یادگیری در تمام طبقات، کمترین خطا را در برآورد سختی داشته است. با استفاده از شکل ۵ می‌توان به خطای بیشتر در روش ژنتیک پی برد. این بدان معناست که برای جواب دقیق‌تر در روش الگوریتم ژنتیک نیاز به تعداد نسل بیشتری است، که نشان از زمان اجرای بیشتر و به‌تبع آن هزینه‌ی بالاتر است. بنابراین، در تعداد نسل برابر، روش آموزش و یادگیری عملکرد مطلوب‌تری دارد.

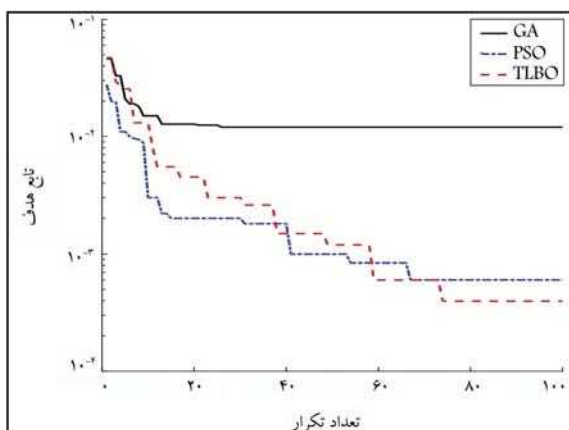
نمودار همگرایی تابع هدف برای سازه‌ی ۶ طبقه به ازاء الگوریتم‌های استفاده شده در شکل ۶ مشاهده می‌شود. از آنجایی که سازه‌ی ۶ طبقه در مقایسه با سازه‌ی ۳ طبقه، مجهولات بیشتری دارد، سرعت همگرایی تابع هدف در هر سه الگوریتم

جدول ۸. مقادیر کمترین، بیشترین، میانگین و انحراف معیار تابع هدف به ازاء هر الگوریتم در سازه‌ی ۶ طبقه.

الگوریتم	کمترین	بیشترین	میانگین	انحراف معیار
ژنتیک	3×10^{-3}	$3/9 \times 10^{-3}$	$3/4 \times 10^{-3}$	4×10^{-2}
اجتماع ذرات	2×10^{-4}	$4/3 \times 10^{-4}$	$3/1 \times 10^{-4}$	$1/1 \times 10^{-4}$
آموزش و یادگیری	6×10^{-5}	$1/1 \times 10^{-4}$	$8/6 \times 10^{-5}$	$1/8 \times 10^{-5}$



شکل ۷. نمودار درصد خطای بهترین پاسخ هر یک از الگوریتم‌ها در تعیین سختی طبقات سازه‌ی ۶ طبقه.



شکل ۸. نمودار همگرایی تابع هدف سازه‌ی خرابایی.

اول حاصل از الگوریتم‌های ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری برای سازه‌ی خرابایی هستند. همان‌طور که پیداست، روش آموزش و یادگیری دقت بالاتری در به‌دست آوردن مقدار مطلوب (رابطه‌ی ۷) نسبت به سایر روش‌ها دارد.

در شکل ۹، نمودار درصد خطای سطح مقطع المان‌های سازه‌ی خرابایی به ازاء هر سه الگوریتم ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری مشاهده می‌شود. نکته‌ی قابل توجه، خطای قابل ملاحظه‌ی الگوریتم اجتماع ذرات به ازاء المان شماره ۵ است. اما روش آموزش و یادگیری در تعیین سختی تمام المان‌ها، خطای بسیار کمی را نشان داده است. الگوریتم ژنتیک هم در المان‌های ۲، ۴ و ۵ خطای نسبتاً زیادی دارد، که نشان‌دهنده‌ی کارایی کمتر الگوریتم ژنتیک نسبت به دو الگوریتم دیگر است.

$$\omega = 9/9838 \text{ rad/s} \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} 0/2368 \\ 0/4563 \\ 0/6537 \\ 0/8140 \\ 0/9336 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (13)$$

$$\omega = 9/9813 \text{ rad/s} \quad \{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} 0/2369 \\ 0/4561 \\ 0/6536 \\ 0/8140 \\ 0/9336 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (14)$$

در شکل ۷، درصد خطای الگوریتم‌ها در محاسبه خطای سازه‌ی ۶ طبقه مشاهده می‌شود، که همانند سازه‌ی ۳ طبقه، در سازه‌ی ۶ طبقه نیز میزان خطای الگوریتم ژنتیک از دو روش دیگر به مراتب بیشتر است.

در شکل ۸، مقایسه‌ی همگرایی ۳ الگوریتم برای سازه‌ی خرابایی مشاهده می‌شود، که مطابق آن، همچنان الگوریتم‌های اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری با سرعت بیشتری نسبت به الگوریتم ژنتیک به جواب بهینه همگرا می‌شوند. اما الگوریتم ژنتیک حتی بعد از ۱۰۰ تکرار هم خطای قابل ملاحظه‌ای دارد. شایان ذکر است که در این حالت ماتریس سختی، قطری نیست و پیچیدگی مسئله بسیار بیشتر است. میزان تابع هدف در تکرار آخر به ازاء هر یک از الگوریتم‌های ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری به ترتیب برابر $0/012$ ، 6×10^{-4} و 4×10^{-4} است.

پس از اجرای ۵ بار هر یک از الگوریتم‌های ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری، مقدار متوسط مدت زمان اجرای آنها به ترتیب برابر $15/73$ ، $16/76$ و $12/76$ ثانیه بوده است. این موضوع حاکی از سریع‌تر بودن روش آموزش و یادگیری در همگرایی است. معیارهای آماری به‌دست آمده شامل مقادیر: کمترین، بیشترین، میانگین و انحراف معیار تابع هدف به ازاء ۵ بار اجرای هر یک از الگوریتم‌های مذکور در جدول ۹ خلاصه و ارائه شده‌اند.

همچنین در صورتی که تعداد نسل‌ها و یا جمعیت بیشتر در نظر گرفته شود، پاسخ به‌دست‌آمده به مراتب دقیق‌تر است. بنابراین به نظر می‌رسد که در استفاده از الگوریتم ژنتیک نیاز به جمعیتی بزرگ‌تر و یا تعداد نسل‌های بیشتر به منظور افزایش دقت است. برای مثال، به ازاء تعداد جمعیت برابر ۲۰۰ و پس از ۵ بار اجرای برنامه، مقدار کمترین تابع هدف در تکرار آخر به ازاء هر یک از الگوریتم‌های ژنتیک، اجتماع ذرات، و آموزش و یادگیری به ترتیب به مقادیر $0/008$ ، 5×10^{-4} و 2×10^{-4} کاهش یافته است.

مقادیر به‌دست آمده در روابط ۱۵ الی ۱۷، به ترتیب مقدار بسامد و مود شکل

جدول ۹. مقادیر کمترین، بیشترین، میانگین و انحراف معیار تابع هدف به ازاء هر الگوریتم در سازه‌ی خرابی.

الگوریتم	کمترین	بیشترین	میانگین	انحراف معیار
ژنتیک	0.7×10^{-2}	0.7×10^{-2}	0.7×10^{-2}	5×10^{-3}
اجتماع ذرات	6×10^{-4}	$9/2 \times 10^{-4}$	$7/6 \times 10^{-4}$	$1/6 \times 10^{-4}$
آموزش و یادگیری	4×10^{-4}	$5/7 \times 10^{-4}$	$4/8 \times 10^{-4}$	8×10^{-5}

اجتماع ذرات نیز با سرعت مناسبی به پاسخ همگرا شده است. الگوریتم ژنتیک نتایج مناسبی را ارائه نداده است، به خصوص زمانی که تعداد مجهولات سازه افزایش یافته است. در سازه‌ی خرابی، که ماتریس سختی قطری نبوده است، میزان خطای رویکرد استفاده شده به مراتب نسبت به دو سازه‌ی دیگر افزایش یافته است؛ در نتیجه جهت بهبود نتایج می‌توان از تعداد نسل و یا جمعیت بیشتری استفاده کرد. همچنین هر چه سازه‌ی موردنظر پیچیده‌تر باشد، افزایش نسل و یا جمعیت الگوریتم ضروری‌تر می‌شود.

شایان ذکر است که در به‌کارگیری رویکرد ارائه شده در پژوهش حاضر در مسائل پیچیده باید به این دو نکته توجه شود:

الف) جواب مسئله باید یکتا باشد؛

ب) در صورت بالابودن تعداد مجهولات، لزوم افزایش نسل و یا جمعیت الگوریتم جهت همگرایی مناسب‌تر الزامی است.

این موارد نیز برای مطالعات آتی پیشنهاد می‌شود:

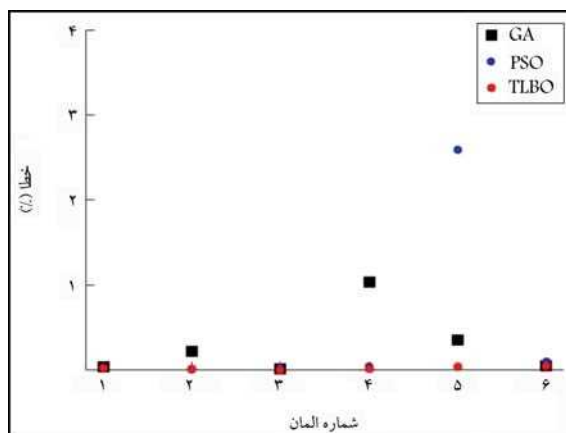
۱. کارایی روش موردنظر برای داده‌های مربوط به سازه‌های آزمایشگاهی و یا سازه‌های واقعی بررسی شود؛

۲. اثر میرایی در میزان درستی نتایج بررسی شود؛

۳. تابع هدف با در نظر گرفتن بسامدهای طبیعی و شکل‌های مودی بالاتر بررسی شود؛

۴. با استفاده از داده‌های خام خروجی، مانند شتاب و ارائه‌ی یک تابع هدف مناسب، محل و میزان آسیب در سازه‌ها تشخیص داده شود؛

۵. کارایی توابع هدفی متشکل از ترم‌های بسامد طبیعی و شکل‌های مودی با ضرایبی متفاوت از یک بررسی شود.



شکل ۹. نمودار درصد خطای بهترین پاسخ هر یک از الگوریتم‌ها در تعیین سطح مقطع المان‌های سازه‌ی خرابی.

۳. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به مقایسه‌ی دقت و سرعت همگرایی روش‌های فراابتکاری مختلف در تعیین خصوصیات سازه، مانند: سختی المان‌ها، سطح مقطع المان‌ها و غیره با در دست داشتن مشخصات مودال سازه، نظیر بسامد طبیعی و شکل مودی اول سازه پرداخته شده است. همچنین، ماتریس سختی سه سازه‌ی مختلف، شامل سازه‌های ۳ طبقه، ۶ طبقه و خرابی ۶ المانی با استفاده از الگوریتم‌های فراابتکاری ژنتیک، اجتماع ذرات و آموزش و یادگیری با کمینه‌سازی تابع هدف تعیین شده است. بیشتر نتایج نشان می‌دهند که الگوریتم آموزش و یادگیری، بیشترین سرعت همگرایی به پاسخ بهینه را نسبت به سایر روش‌ها داشته است. این تذکر لازم است که الگوریتم

پانویس‌ها

1. Yuen
2. Bayesian Structural Model
3. Tiachacht
4. Genetic Algorithms
5. Li
6. Particle Swarm Optimization
7. Finite Element
8. Pérez-Ramírez
9. Bandara

10. Alexandrino
11. Modified Total Modal Assurance Criterion
12. Grey Wolf Optimization
13. Gradient-based Optimization
14. Slime Mold Algorithm
15. Marine Predators Algorithm
16. Ant Lion Optimizer
17. Whale Optimization Algorithm
18. Grasshopper Optimization Algorithm
19. Modal Assurance Criterion
20. Natural Frequency Vector Assurance Criterion
21. Guangzhou TV Tower

22. YiFei
23. K-means Clustering Optimizer
24. Sparse Polynomial Chaos Expansion Model
25. Kumar
26. Non-Dominated Sorting
27. Teaching-Learning-Based Optimization
28. Frequency Domain Decomposition
29. Singular Value Decomposition
30. Power Spectral Density
31. Setup
32. Overdetermined
33. John Holland
34. Deric Goldberg
35. National Selection
36. Cross-Over
37. Mutation
38. Pairing From Top To Bottom
39. Random Pairing
40. Weighted Random Pairing
41. Chipperfield
42. MATLAB
43. Rao

منابع (References)

1. Natke, H.G. and Yao, J.T., 2013. *Structural Safety Evaluation Based on System Identification Approaches: Proceedings of the Workshop at Lambrecht/Pfalz*. Springer-Verlag. <https://doi.org/10.1007/978-3-663-05657-7>.
2. Mehrjoo, M., Khaji, N., Moharrami, H. and Bahreininejad, A., 2008. Damage detection of truss bridge joints using artificial neural networks. *Expert Systems With Applications*, 35(3), pp.1122-1131. <https://doi.org/10.1016/j.eswa.2007.08.008>.
3. Rao, A.R.M., Lakshmi, K. and Venkatachalam, D., 2012. Damage diagnostic technique for structural health monitoring using POD and self adaptive differential evolution algorithm. *Computers & Structures*, 106, pp.228-244. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.05.009>.
4. Yan, W.J., Huang, T.L. and Ren, W.X., 2010. Damage detection method based on element modal strain energy sensitivity. *Advances in Structural Engineering*, 13(6), pp.1075-1088. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.13.6.1075>.
5. Vafaei, M., Adnan, A.B. and Abd. Rahman, A.B., 2013. Real-time seismic damage detection of concrete shear walls using artificial neural networks. *Journal of Earthquake Engineering*, 17(1), pp.137-154. <https://doi.org/10.1080/13632469.2012.713559>.
6. Mortezaei, A. and Ronagh, H.R., 2011. An artificial neural network model for dynamic analysis of RC buildings subjected to near-fault ground motions having forward directivity. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 13(3 and 4), pp.179-194.
7. Bao, Y., Li, H., An, Y. and Ou, J., 2012. Dempster-Shafer evidence theory approach to structural damage detection. *Structural Health Monitoring*, 11(1), pp.13-26. <https://doi.org/10.1177/1475921710395813>.
8. Cowled, C.J., Thambiratnam, D.P., Chan, T.H. and Tan, A.C., 2014. Structural complexity in structural health monitoring: design of laboratory model and test plan. In *Proceedings of the 7th World Congress on Engineering Asset Management (WCEAM 2012)* (pp. 171-181). Cham: Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-06966-1_17.
9. Weber, B. and Paultre, P., 2010. Damage identification in a truss tower by regularized model updating. *Journal of structural engineering*, 136(3), pp.307-316. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000105](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000105).
10. Heywood, R., Roberts, W., Taylor, R. and Andersen, R., 2000. Fitness-for-purpose evaluation of bridges using health monitoring technology. *Transportation Research Record*, 1696(1), pp.193-201. <https://doi.org/10.3141/1696-23>.
11. Krämer, C., De Smet, C.A.M. and De Roeck, G., 1999. February Z24 bridge damage detection tests. In *IMAC 17, the International Modal Analysis Conference (Vol. 3727, pp.1023-1029)*. Society of Photo-optical Instrumentation Engineers.
12. Maeck, J. and De Roeck, G., 2003. Description of Z24 benchmark. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(1), pp.127-131. <https://doi.org/10.1006/mssp.2002.1548>.
13. Sohn, H., Czarnecki, J.A. and Farrar, C.R., 2000. Structural health monitoring using statistical process control. *Journal of Structural Engineering*, 126(11), pp.1356-1363. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:11\(1356\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:11(1356)).
14. Barraza, J.F., Droguett, E.L., Naranjo, V.M. and Martins, M.R., 2020. Capsule Neural Networks for structural damage localization and quantification using transmissibility data. *Applied Soft Computing*, 97, p.106732. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2020.106732>.
15. Meruane, V., 2016. Online sequential extreme learning machine for vibration-based damage assessment using transmissibility data. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 30(3), p.04015042. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000517](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000517).
16. Yuen, K.V., Beck, J.L. and Katagiotis, L.S., 2006. Efficient model updating and health monitoring methodology using incomplete modal data without mode matching. *Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures*, 13(1), pp.91-107. <https://doi.org/10.1002/stc.144>.
17. Tiachacht, S., Bouazzouni, A., Khatir, S., Behtani, A., Zhou, Y.L.M. and Wahab, M.A., 2018. Structural health monitoring of 3D frame structures using finite element modal analysis and genetic algorithm. *Journal of Vibroengineering*, 20(1), pp.202-214. <https://doi.org/10.21595/jve.2017.18571>.
18. Li, X.L., Serra, R. and Olivier, J., 2021. Performance of fitness functions based on natural frequencies in defect detection using the standard PSO-FEM approach. *Shock and Vibration*, 2021(1), p.8863107. <https://doi.org/10.1155/2021/8863107>.
19. Perez-Ramirez, C.A., Jaen-Cuellar, A.Y., Valtierra-Rodriguez, M., Dominguez-Gonzalez, A., Osornio-Rios,

- R.A., Romero-Troncoso, R.D.J. and Amezcua-Sanchez, J.P., 2017. A two-step strategy for system identification of civil structures for structural health monitoring using wavelet transform and genetic algorithms. *Applied Sciences*, 7(2), p.111. <https://doi.org/10.3390/app7020111>.
20. Bandara, R.P., Chan, T.H. and Thambiratnam, D.P., 2014. Structural damage detection method using frequency response functions. *Structural Health Monitoring*, 13(4), pp.418-429. <https://doi.org/10.1177/1475921714522847>.
21. Alexandrino, P.D.S.L., Gomes, G.F. and Cunha Jr, S.S., 2020. A robust optimization for damage detection using multiobjective genetic algorithm, neural network and fuzzy decision making. *Inverse Problems in Science and Engineering*, 28(1), pp.21-46. <https://doi.org/10.1080/17415977.2019.1583225>.
22. Ghannadi, P., Khatir, S., Kourehli, S.S., Nguyen, A., Boutchicha, D. and Wahab, M.A., 2023. April. Finite element model updating and damage identification using semi-rigidly connected frame element and optimization procedure: An experimental validation. *In Structures*, 50, pp.1173-1190. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.008>.
23. Ghannadi, P. and Kourehli, S.S., 2022. Efficiency of the slime mold algorithm for damage detection of large-scale structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 31(14), p.e1967. <https://doi.org/10.1002/tal.1967>.
24. YiFei, L., Minh, H.L., Khatir, S., Sang-To, T., Cuong-Le, T., MaoSen, C. and Wahab, M.A., 2023. Structure damage identification in dams using sparse polynomial chaos expansion combined with hybrid K-means clustering optimizer and genetic algorithm. *Engineering Structures*, 283, p.115891. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115891>.
25. Bui, Q.A.T., Al-Ansari, N., Le, H.V., Prakash, I. and Pham, B.T., 2022. Hybrid model: Teaching learning-based optimization of artificial neural network (TLBO-ANN) for the prediction of soil permeability coefficient. *Mathematical Problems in Engineering*, 2022(1), p.8938836. <https://doi.org/10.1155/2022/8938836>.
26. Khoja, I., Ladhari, T., M'sahli, F. and Sakly, A., 2022. Teaching-learning-based optimization for parameter identification of an activated sludge process model. *Mathematical Models and Computer Simulations*, 14(3), pp.516-531. <https://doi.org/10.1134/S2070048222030085>.
27. Muther, T., Syed, F.I., Dahaghi, A.K. and Negahban, S., 2022. Socio-inspired multi-cohort intelligence and teaching-learning-based optimization for hydraulic fracturing parameters design in tight formations. *Journal of Energy Resources Technology*, 144(7), p.073201. <https://doi.org/10.1115/1.4052182>.
28. Kumar, S., Tejani, G.G., Pholdee, N., Bureerat, S. and Jangir, P., 2022. Multi-objective teaching-learning-based optimization for structure optimization. *Smart Science*, 10(1), pp.56-67. <https://doi.org/10.1080/23080477.2021.1975074>.
29. Goldberg, D.E., Korb, B. and Deb, K., 1989. Messy genetic algorithms: Motivation, analysis, and first results. *Complex Systems*, 3(5), pp.493-530.
30. Holland, J.H., 1992. *Adaptation In Natural and Artificial Systems: An Introductory Analysis With Applications to Biology, Control, and Artificial Intelligence*. MIT press. <https://doi.org/10.7551/mitpress/1090.001.0001>.
31. Clerc, M., 2010. *Particle Swarm Optimization* (Vol. 93). John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9780470612163>.
32. Rao, R.V. and Rao, R.V., 2016. Teaching-learning-based optimization algorithm (pp. 9-39). Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-22732-0>.
33. Rao, R.V., Savsani, V.J. and Vakharia, D.P., 2011. Teaching-learning-based optimization: A novel method for constrained mechanical design optimization problems. *Computer-Aided Design*, 43(3), pp.303-315. <https://doi.org/10.1016/j.cad.2010.12.015>.
34. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. and Zhu J.Z. 2005. *The finite element method: Its basis and fundamentals*. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/C2009-0-24909-9>.
35. Chopra, A.K., 2007. *Dynamics of structures*. Pearson Education India.
36. Figueiredo, E., Park, G., Figueiras, J., Farrar, C. and Worden, K., 2009. Structural health monitoring algorithm comparisons using standard data sets (No. LA-14393). Los Alamos National Lab.(LANL), Los Alamos, NM (United States). <https://doi.org/10.2172/961604>.
37. Brincker, R., Zhang, L. and Andersen, P., 2000. Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. *In IMAC 18: Proceedings of the International Modal Analysis Conference (IMAC)*, San Antonio, Texas, USA, February 7-10, 2000 (pp.625-630).
38. Mitchell, M., 1998. *An Introduction to Genetic Algorithms*. MIT press.
39. Chipperfield, A.J., Fleming, P.J., Pohlheim, H. and Fonseca, C.M., 1994, September. A genetic algorithm toolbox for MATLAB. *In Proceedings of the International Conference on Systems Engineering*. pp.200-207.

اثر تغییرات دما در خصوصیات تورمی خاک‌های ریزدانه‌ی بهسازی شده با پلیمر سدیم آلزینات در حجم ثابت

محمد بهزادی پور (دانشجوی کارشناسی ارشد)

نوید خیاط* (دانشیار)

گروه مهندسی عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۳ (۲۹-۳۸، صص. ۴۰-۴۹، شماره ۲، دوره ۴۰)
(پژوهشی)

بسترهای حاکی مناطق با شرایط اقلیمی گرم و خشک، که تغییرات دمای آنها زیاد است، در زمان بهره‌برداری متحمل سیکل‌های حرارتی متعددی می‌شوند. از طرفی، استفاده از برخی افزودنی‌های صنعتی برای بهبود خصوصیات ژئوتکنیکی خاک، موجب آسیب‌های جدی به محیط زیست می‌شود. در پژوهش حاضر، اثر پلیمر سدیم آلزینات، که جدیداً جهت بهسازی خواص ژئوتکنیکی خاک‌ها به‌عنوان افزودنی سازگار با محیط زیست پیشنهاد شده است، با درصد‌های وزنی ۵/۱ و ۱ و شیب‌سازی دمای استان خوزستان در دامنه‌ی ۲۳ تا ۴۵ درجه‌ی سانتی‌گراد، بر روی خاک‌های متورم شونده با سنین عمل‌آوری ۱ و ۱۴ روزه بررسی شد. مشاهدات حاکی از تشدید تصاعدی پتانسیل تورم تا ۸۳٪ با تکرار بازه‌های دما و ثابت شدن تغییرات تورمی و یا به اصطلاح پیری تورمی است. همچنین نتایج آنالیز XRD و XRF نمونه‌ها، بیانگر تشکیل کانی پالیگورسکیت است، که خود یکی از عوامل تشدید پتانسیل تورم خاک‌های رسی است، که با استفاده از عکس میکروسکوپ الکترونی روبشی FESEM نیز مشاهده پذیر است.

واژگان کلیدی: پتانسیل تورم، خاک‌های رسی، خاک‌های متورم‌شونده، فشار تورم، سدیم آلزینات.

mohammadbehzadipour9@yahoo.com
navid.khayat@iau.ac.ir

۱. مقدمه

خاک‌های متورم‌شونده یا منبسط شونده، گروهی از خاک‌های مسئله‌دار هستند که تغییر حجم آنها در اثر جذب و از دست دادن آب اتفاق می‌افتد. بی‌توجهی به پدیده‌ی اخیر از جمله مشکلاتی است که موجب بروز خسارت‌هایی در حین اجرا و همچنین در زمان بهره‌برداری از سازه‌های عمرانی و هر نوع ساخت و ساز دیگر،^[۱] به ویژه کف سازه‌های آبی و یا روسازی‌ها بوده است. عموماً بالغ بر ۶۰٪ از سازه‌های احداث شده در ساخت‌گاه‌هایی با شرایط مشابه، متحمل خسارت‌های جزئی از قبیل ترک و حدود ۱۰٪ از آنها به شدت آسیب می‌بینند، که دیگر قابل تعمیر نیستند.^[۲] خاک‌های متورم‌شونده در سیستم طبقه‌بندی متحد (USCS)^۱ جزء گروه خاک‌های ریزدانه و معمولاً مخلوطی از کانی‌های رسی و غیررسی هستند، که مشخصات ژئوتکنیکی آن‌ها توسط بخش رسی‌شان کنترل می‌شود. این گروه از خاک‌ها مقدار قابل توجهی کانی مونت‌موریلونیت^۲ دارند، که با جذب آب متورم (آب دولایه) و در اثر خروج آب متقبض می‌شوند.^[۳] کانی‌های مونت‌موریلونیت، که از دو بخش اصلی سیلیکا و گیبسیت

تشکیل شده‌اند، شامل یک لایه‌ی اکتاهدرال^۳ هستند، که مابین دو لایه‌ی تراهدرال^۴ قرار گرفته است.^[۴] در کانی‌های مذکور، هیچ‌گونه پیوند ثانویه‌ای برای متصل ساختن لایه‌ها وجود ندارد. بنابراین می‌توان گفت که ذرات آنها در حقیقت یک ورقه‌ی تکی هستند و به صورت یک فیلم نازک توصیف می‌شوند. از این رو، مولکول‌های آب علاوه بر جذب سطحی، مابین صفحات کانی‌های مونت‌موریلونیت و در داخل فضای بین‌لایه‌یی یافت می‌شوند.^[۷] لروی^۵ و همکاران (۲۰۰۴)، در مطالعه‌ی خود بر روی کانی مونت‌موریلونیت، پدیده‌ی ذکر شده را آب سه‌لایه نامیدند، که نشان‌دهنده‌ی قدرت جذب بیشتر آب به نسبت سایر کانی‌های رسی است.^[۸] تاکنون روش‌های متعددی برای کاهش و یا تثبیت خاک‌های متورم‌شونده ارائه شده است. لذا، روش‌ها و افزودنی‌های مختلفی از جمله روش‌های سنتی، مانند ترکیب آهک و سیمان و نیز روش‌های صنعتی مانند افزودن انواع پلیمر و الیاف‌ها تاکنون بررسی شده است. در این خصوص، الراواس^۶ و همکاران (۲۰۰۵)، با افزودن آهک به خاک، فشار تورم خاک مورد مطالعه را به صفر رساندند.^[۱] نالبانت‌اقلو^۷ (۲۰۰۴)، با افزودن خاکستر بادی به خاک به مطالعه بر روی تغییرات پتانسیل تورم خاک پرداخت و شاهد کاهش

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۳/۳/۱۷، اصلاحیه ۱۴۰۳/۶/۲۵، پذیرش ۱۴۰۳/۷/۱۰.

استناد به این مقاله:

بهزادی پور، محمد و خیاط، نوید، ۱۴۰۳. اثر تغییرات دما در خصوصیات تورمی خاک‌های ریزدانه‌ی بهسازی شده با پلیمر سدیم آلزینات در حجم ثابت. مهندسی عمران شریف،

DOI:10.24200/J30.2023.62385.3224. ۳۸-۲۹، صص. ۴۰-۴۹ (۲)، ۴۰

نیشکر، کاهش فشار تورم را گزارش دادند. [۱۰] طبق مشاهده ها، عوامل سنتی در مقایسه با روش های غیرسنتی نتایج قابل قبول تری را نشان داده اند، به گونه ای که سیمان و آهک در مقایسه با سایر افزودنی ها، از جمله الیاف و پلیمرها تأثیر بیشتری را در کاهش پتانسیل تورم داشته اند. [۱۱] اثر تغییرات دما در پتانسیل تورم خاک های رسی نیز اتفاقی قابل توجه است. از این رو مطالعاتی در این زمینه انجام گرفته است. ویلار^۹ و همکاران (۲۰۰۴)، با بررسی اثر دما در بتنویت متراکم شده، کاهش فشار تورم را به عنوان تابعی از دما اعلام کردند. [۱۲] ترپسی^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۵)، با افزایش دما شاهد کاهش فشار تورم برای بتنویت MX ۸۰ بودند. [۱۳] باگ^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۷)، در یک پژوهش آزمایشگاهی به بررسی اثر دما در فشار تورم در حجم ثابت، یک نمونه ی بتنویت و یک نمونه خاک رس محلی هندوستان پرداختند. آن ها افزایش فشار تورم را در هر دو نمونه ی خاک با افزایش دما مشاهده کردند. [۱۴] پی^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۳)، نیز همچنین افزایش فشار تورم را با افزایش دما در بتنویت GMZ ۰۱ گزارش کردند. [۱۵] چن^{۱۳} و همکاران (۲۰۱۸)، در یک مطالعه ی آزمایشگاهی به بررسی آثار دما در فشار تورم بتنویت GMZ با غلظت های مختلف از NaCl و CaCl₂ پرداختند. آن ها در دمای ۲۰ و ۶۰ درجه ی سانتی گراد، کاهش فشار تورم را با افزایش غلظت محلول رویت کردند. [۱۶] بررسی نتایج حاصل از مطالعات پیشین نشان می دهد که اثر دما در خاک های رسی متفاوت است. واکنش های تبدیلی معمولاً باعث تغییرات مهمی در مشخصات فیزیکی و شیمیایی خاک های رسی می شود. [۱۷] طبق بیشتر بررسی های انجام شده، خاک های رسی که یون سدیم دارند، با افزایش دما دچار تشدید پتانسیل تورم می شوند. این در حالی است که یون کلسیم، پتانسیل تورم را با افزایش دما کاهش می دهد. [۱۴] به طور کلی تثبیت خاک های مسئله دار به روش های گوناگون و با مصالح مختلفی انجام می گیرد. در این میان، فرایند تولید مصالح غیرسنتی از قبیل سیمان و آهک، هر ساله باعث تولید میلیون ها تن از آلاینده های جانبی، از جمله: گرد و غبار، فلزات سنگین و انتشار گازهای سمی کربنیک در جو شده است، که خطرهای بهداشتی، تنفسی و آلودگی زیست محیطی را به دنبال خواهد داشت و منابع طبیعی و انرژی زیادی را مصرف می کنند. [۱۸، ۱۹] براساس نتایج مطالعات به عمل آمده، عمده ی آثار منفی زیست محیطی در بخش فیزیکی، به ترتیب شامل: آلودگی و فرسایش خاک، آلودگی هوا و آلودگی صوتی و عمده ی آثار منفی در بخش بیولوژیکی، به ترتیب شامل: تأثیر در تراکم گونه های گیاهی و جانوری و کیفیت زیستگاه است. [۲۰] بنابراین، توسعه ی افزودنی های سازگار با محیط زیست ضروری است. استفاده از مواد شیمیایی غیرسنتی کم کربن، از جمله: رزین ها، پلیمرها، و نانوپلیمرها، اخیراً برای بهبود خواص ژئوتکنیک خاک نامطلوب معرفی شده اند. از طرفی، جایگزینی تثبیت کننده های سنتی با پلیمرهای سازگار با محیط زیست به دلیل نیاز به انرژی کمتر برای ساخت این مواد می تواند عملیات تثبیت را اقتصادی تر کند. [۲۱، ۲۲] سدیم آلزینات، که یک بیوپلیمری تجزیه پذیر است، به تازگی مورد توجه پژوهشگران جهت تثبیت خصوصیات ژئوتکنیکی خاک های مسئله دار قرار گرفته است. در این خصوص، چانگرونک پنچ^{۱۵} و همکاران (۲۰۱۷)، به مطالعه بر روی تثبیت بیولوژیک خاک های شنی پرداختند و دریافتند که افزایش قابل توجه مقاومت فشاری سطحی با تشکیل سدیم آلزینات بر روی سطح خاک آن بوده است. [۲۳] یونگ ژائو^{۱۶} و همکاران (۲۰۱۹)، با افزودن پلیمر سدیم آلزینات به بدنه ی لُس، ۱۷ اقدام به بهسازی ذرات خاک کردند و دریافتند که سدیم آلزینات نه فقط می تواند حدهای روانی و خمیری و دانه بندی ذرات لُس را تغییر دهد، بلکه با انجام آزمایش های مقاومت فشاری، تک محوری، و سه محوری شاهد افزایش استحکام، مقاومت برشی و مقاومت در برابر آب شستگی نیز بوده اند. در پژوهش حاضر، آنالیزهای SEM و

XRD بیانگر تغییرات ریزساختاری است، که افزودن سدیم آلزینات موجب ایجاد یک ماده ی کلوفیدی برای محصور کردن و ایجاد پیوند مابین ذرات خاک شده است. [۲۴] طرفی و همکاران (۲۰۲۱)، در یک پروژه ی پژوهشی، با ترکیب محلول پلیمر سدیم آلزینات با درصد های ۰/۲۵، ۰/۷۵، ۱ و ۱/۲۵ به خاک رس با خاصیت خمیری بالا، به بررسی رفتار تورم آزاد نمونه ی متراکم شده پرداختند. ایشان نمونه ی ترکیب شده با محلول ۰/۷۵٪ را به عنوان بهترین درصد جهت کاهش خصوصیت تورمی خاک نسبت به نمونه ی شاهد تعیین کردند. این اتفاق در حالی بود که سایر نمونه ها، متحمل تورمی بیش از نمونه ی شاهد بودند. [۲۵] بخشی زاده و همکاران (۲۰۲۲)، نیز در یک پژوهش آزمایشگاهی با اضافه کردن محلول پلیمر سدیم آلزینات با درصد های مختلف به خاک رس با شاخص خمیری بالا، اقدام به تثبیت و بررسی تغییرات نمونه های بهسازی شده کردند و نتایج حاکی از افزایش مقاومت تک محوری خاک بوده است. [۲۶] مشاهدات میدانی بیانگر این موضوع است که لایه های سطحی برخی از نقاط استان خوزستان، از جمله بخش هایی از مسجدسلیمان، اغلب دارای نهشته های ریزدانه (رسی) هستند. مطالعات مکانیک خاک نشان می دهد که خاک های ریزدانه، پتانسیل تورم دارند، که تأثیر درجه حرارت بالای منطقه و بالا بودن سطح آب زیرزمینی از عوامل مؤثر در تشدید پدیده ی تورم خاک است.

در پژوهش حاضر، تغییرات فشار تورم در حجم ثابت با شبیه سازی تغییرات دمای هوای استان خوزستان و خاکی با سابقه ی وجود کانی پالیگورسکیت^{۱۸} ترکیب با پلیمر سدیم آلزینات و در شرایطی غیراسیدی بررسی شده است. در دشت خوزستان، به دلیل بالا بودن تراز آب زیرزمینی (در برخی نقاط، ۲ متر زیر تراز زمین طبیعی) تثبیت خاک بستر، یکی از ملزومات اجرای هر پروژه ی عمرانی است. از طرفی بالا بودن درصد رس موجود در خاک منطقه و استفاده از همین خاک در طراحی سازه های خاکی، نظیر: راهسازی و یا مخازن دفن زباله به جهت کاهش هزینه های اجرای پروژه، پدیده ی تورم یکی از مشکلات قابل پیش بینی است. پدیده ی تورم در منطقه ی خوزستان با ایجاد تغییرات متعدد دما در فصول پاییز و زمستان با بازه های دمایی بالا، موجب ایجاد تغییراتی در خصوصیات ژئوتکنیکی سازه های خاکی می شود. این اتفاق یکی از بزرگ ترین مشکلات پیش رو در هنگام گودبرداری سازه های منطقه است، که اغلب به دلیل بالا بودن فشار آب منفذی، با معضل جوشش در کف گود و در نهایت نشست در اطراف و یا ریزش دیواره ی گود همراه است، که در این حالت باید از سازه های نگهدارنده نظیر شمع و یا پرده ی آب بند استفاده کرد. از طرفی، تزریق گل حفار (بتنویت) برای جلوگیری از ریزش دیواره ی شمع در هنگام اجرا، موجب ترکیب خاک با بتنویت می شود، که نتیجه ی آن افزایش شاخص خمیری و در نهایت، افزایش فشار تورم خاک است. از روش های اجرایی مرسوم برای مهار جوشش آب از کف گود، استفاده از روش تزریق پرفشار یا جت گروتینگ^{۱۹} است، که با تزریق دوغاب سیمان و یا آهک در عمق زمین انجام می شود. به دلیل آب شستگی مواد تزریق شده، امکان استفاده از هر ماده ی جهت تثبیت خاک وجود ندارد. از این رو، پلیمر سدیم آلزینات به دلیل تشکیل بافت کلوفیدی به دور ذرات خاک، در مقابل آب شستگی مقاوم است، که می توان از آن به عنوان یک ماده ی زیست محیطی تخریب پذیر جهت بهسازی خاک استفاده کرد.

۲. مواد و روش های انجام آزمایش

۲.۱. خاک مورد آزمایش

برای انجام آزمایش، از یک نمونه خاک رس تهیه شده از معدنی در شهر مسجدسلیمان

جدول ۱. درصد ترکیب‌های شیمیایی خاک مورد آزمایش.

ترکیب	درصد وزنی
SiO _۲	۵۵٫۰۸
Al _۲ O _۳	۱۱٫۶۱
Fe _۲ O _۳	۲٫۶۳
CaO	۹٫۵۷
Na _۲ O	۱٫۶۸
MgO	۳٫۶۹
K _۲ O	۱٫۲۳
TiO _۲	۰٫۳۲
MnO	۰٫۰۴
P _۲ O _۵	۰٫۰۷
L.O.I.	۱۴٫۰۸
مجموع ترکیب‌ها	۱۰۰

جدول ۲. درصد ترکیب‌های شیمیایی پلیمر سدیم آلزینات.

ترکیب	درصد وزنی
Fe _۲ O _۳	۰٫۴۶
CaO	۰٫۷۵
Na _۲ O	۱۲٫۰۷
K _۲ O	۰٫۰۱
TiO _۲	۰٫۰۲
MnO	۰٫۰۱
P _۲ O _۵	۰٫۰۵
L.O.I.	۸۶٫۶۴
مجموع ترکیب‌ها	۱۰۰

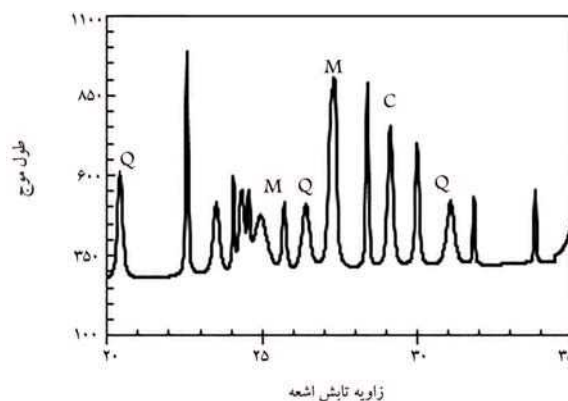
بودن و همچنین خاصیت تجزیه‌پذیری، بسیار به آن توجه شده است. [۲۷] پلیمر استفاده شده، که به صورت پودری با سایز ذرات نانو است، بعد از ریختن درون همزن مغناطیسی و ترکیب با آب مقطر به یک محلول با ویسکوزیته بالاتر از آب تبدیل شد. در پژوهش حاضر، محلول اخیر با درصد‌های وزنی ۰٫۵ و ۱ به مقدار رطوبت بهینه با خاک مخلوط شد. طبق مشاهدات به عمل آمده استفاده از ماده مذکور به دلیل ویسکوزیته بالا در درصد‌های بیشتر از ۱، از نظر اجرایی و در احجام بالا به عنوان رطوبت بهینه، کاری بسیار دشوار است، که نه به روش ترکیب و نه به روش تزریق قابل اجرا نیست.

۳.۲. آب

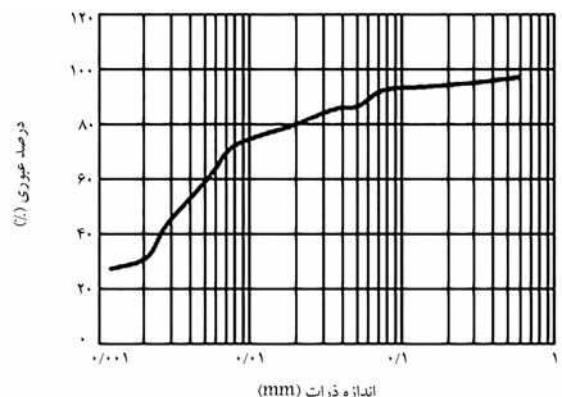
ترکیب شیمیایی آب استفاده شده جهت انجام آزمایش، در مقدار تغییر حجم و پتانسیل تورمی مؤثر است. لذا در پژوهش حاضر، جهت حذف آثار شیمیایی آب در نمونه‌ها در کلیه اقدام‌های صورت گرفته از جمله آزمون‌های شناسایی و تهیه محلول پلیمر از آب مقطر استفاده شده است.

۴.۲. متد C استاندارد ۹۶ – ASTM ۴۵۴۶

در آزمایش تورم با حجم ثابت (متد C استاندارد ASTM)، که به نام آزمایش تعیین فشار تورم نیز موسوم است. روش کار به این گونه است که نمونه در دستگاه ادتومتر



شکل ۱. آنالیز پراش اشعه‌ی پرتو ایکس بنتونیت با زاویه‌ی تابش ۲θ (M: مونت موریلونیت؛ Q: کوارتز؛ C: کلسیت).



شکل ۲. نمودار دانه‌بندی خاک پایه.

واقع در شمال شرقی استان خوزستان، که به عنوان مناسب‌ترین معدن قرصه جهت تأمین ریزدانه‌ی پروژه‌های عمرانی است، استفاده شده است. خاک مورد آزمایش، دارای حد روانی ۳۸، حد خمیری ۲۴ و شاخص خمیری ۱۴ بوده است، که به دلیل نیاز به خاک با شاخص خمیری بالا، با افزودن ۲۵٪ بنتونیت، پارامتر حد خمیری به ۴۲ رسید. بنتونیت مصرفی در پژوهش حاضر، به رنگ سفید روشن بود، که جزء دسته‌ی بنتونیت‌های دارای یون سدیم است. آنالیز پراش پرتو اشعه‌ی ایکس بنتونیت ذکر شده در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

خاک پایه‌ی استفاده شده در آزمایش حاضر، ترکیبی از خاک رس و بنتونیت؛ به نسبت ۳ به ۱ (۷۵٪ رس + ۲۵٪ بنتونیت) با وزن مخصوص ۱/۴۷ gr/cm^۳ بوده است، که با توجه به سیستم طبقه‌بندی متحد، در دسته‌ی خاک‌های رسی با شاخص خمیری بالا (CH) قرار گرفت. نتایج آزمایش دانه‌بندی (هیدرومتری) و آنالیز ساختاری خاک پایه در شکل ۲ و جدول ۱ ارائه شده است.

۲.۲. پلیمر

پلیمر استفاده شده در پژوهش حاضر، پودری سفیدرنگ و بدون بو به نام سدیم آلزینات (آلزینیک اسید سدیم سالت) و یک پلی ساکارید با فرمول شیمیایی (C_۶H_۷O_۶Na) بوده است، که آنالیز شیمیایی آن در جدول ۲ ارائه شده است. پلیمر سدیم آلزینات از جلبک‌های دریایی قهوه‌ای رنگ، که در سواحل شمالی آتلانتیکا، آسیا و آمریکای شمالی رشد می‌کند، به دست می‌آید؛ که به دلیل خاصیت بیوپلیمری و ارزان قیمت

قرار می‌گیرد و سر بار کوچکی بر آن اعمال می‌شود. سپس نمونه در معرض آب قرار داده می‌شود و در اثر جذب آب تمایل به متورم شدن پیدا می‌کند، که به محض ایجاد تورم، سر بار به مقداری افزایش پیدا می‌کند تا از تورم آن جلوگیری شود. این کار تا زمان پایان تورم و رسیدن به حالت تعادل ادامه می‌یابد و به این ترتیب فشار تورم در حجم ثابت اندازه‌گیری می‌شود.

۵.۲. مراحل تهیهی نمونه و آزمایش‌های انجام گرفته

برای بررسی فشار تورم خاک رس با تغییرات دما، می‌توان از دستگاه ادنومتر اصلاح شده جهت انجام آزمایش استفاده کرد. روش معمول، اندازه‌گیری تورم با حجم ثابت است. در پژوهش حاضر، جهت بررسی اثر دما، بخشی با قابلیت تنظیم دما و ثبت داده‌ها به دستگاه اضافه شد؛ که در ادامه، به معرفی بیشتر جزئیات آن اشاره شده است. در پژوهش حاضر، خاک رس با درصد‌های مشخصی از محلول پلیمر به عنوان رطوبت بهینه (مشابه روش آماده‌سازی نمونه جهت انجام آزمون تراکم استاندارد) میکس و به مدت ۲۴ ساعت درون سه لایه پلاستیک قرار داده شد. دلیل این کار، سرعت پایین جذب رطوبت توسط کانی‌های رسی و جلوگیری از تبخیر آب است. این تذکر لازم است که استفاده از روش مذکور جهت ترکیب محلول پلیمر به عنوان رطوبت بهینه با خاک به دلیل ویسکوزیتهی بالای مادهی مذکور، منطقی‌ترین روش برای ایجاد یک نمونهی همگن است. در ادامه، خاک آزمایش شده مطابق شکل ۳ به مدت ۳۰ دقیقه تحت فشار استاتیکی متراکم شد.

سپس خاک متراکم شده با استفاده از یک جک هیدرولیک و بدون وارد کردن ضربه از درون قالب تراکم خارج و مشابه شکل ۴ - الف نمونه‌ها با سنن ۱ و ۱۴ روزه برداشت و در موعد مقرر آزمایش شدند. به جهت استفاده از نمونهی متراکم شده برای انجام آزمایش فشار تورم، مشابه شکل ۴ - ب، رینگ دستگاه ادنومتر با دقت و به آرامی درون نمونه فرو رفت و با کاردک سطح آن پرداخت و آمادهی



شکل ۳. دستگاه تراکم استاتیکی.



شکل ۴. نمونهی متراکم شدهی خارج شده از دستگاه تراکم استاتیکی.

آزمایش شد (شکل ۴ - پ).

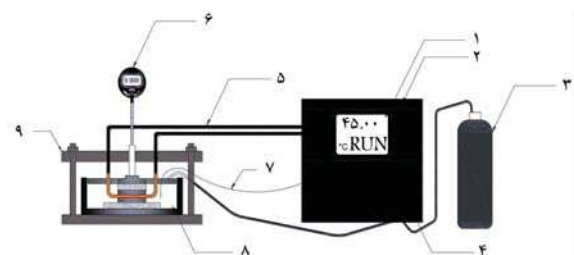
در آزمایش حاضر، به دلیل اهمیت بالای میزان رطوبت اولیهی نمونه در لحظهی شروع آزمایش تورم و به منظور بالا بردن هر چه بیشتر دقت و جلوگیری از تبخیر آب، نمونه‌های ۱۴ روزه بعد از تراکم درون سه لایه پلاستیک کاملاً عایق شدند و مطابق شکل ۵، درون یک ظرف دربستهی غوطه‌ور در آب قرار گرفتند.

۶.۲. دستگاه ادنومتر اصلاح شده

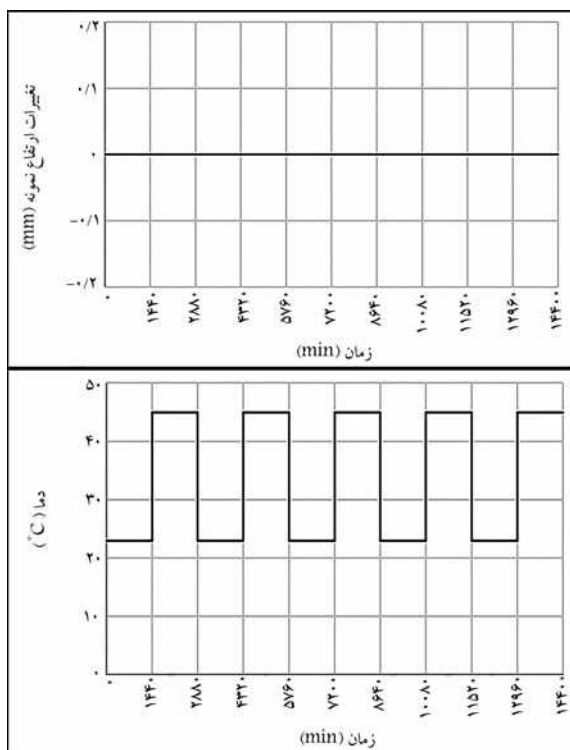
دستگاه ادنومتر اصلاح شده از نوع دستگاه تحکیم مرسوم (بارگذاری از جلو) با قابلیت اعمال تغییرات دما است. کلیهی اجزاء دیگر دستگاه تحکیم مطابق با استانداردهای جهانی است. در شکل ۶، نمایی از سیستم اعمال دمای نصب شده روی دستگاه تحکیم مشاهده می‌شود. دستگاه استفاده شده در آزمایش حاضر، به صورت خودکار عمل کرده و بعد از پایان هر گام طبق برنامهی از پیش تعریف شده، وارد مرحلهی بعد شده است. در هنگام تعریف گام‌ها، کاربر دمای هدف و مدت زمانی را که باید دستگاه خود را به آن دما برساند، برای نرم‌افزار تعریف می‌کند. سپس مدت زمان آزمون مشخص می‌شود، که بسته به نوع آزمون متفاوت است. در طول مدت آزمایش، دمای درون سلول از طریق یک ترموکوپل به یک ترموستات دیجیتال منتقل می‌شود، که در صورت هرگونه تغییر در دمای موردنظر، فرمان تنظیم مجدد دما توسط نرم‌افزار صادر می‌شود. به منظور جلوگیری از کاهش آب در اثر تبخیر در طول مدت آزمایش، پمپ تعبیه شده درون دستگاه طبق زمان‌بندی تعریف شده، مقدار مشخصی آب را درون سلول تزریق می‌کند. در زمان انجام آزمایش، کلیهی تغییرات ارتفاع نمونه از قبیل افزایش و یا کاهش حجم به وسیلهی یک ساعت اندیکاتور دیجیتال با دقت ۰/۰۰۱ میلی‌متر ثبت و ذخیره شده است.



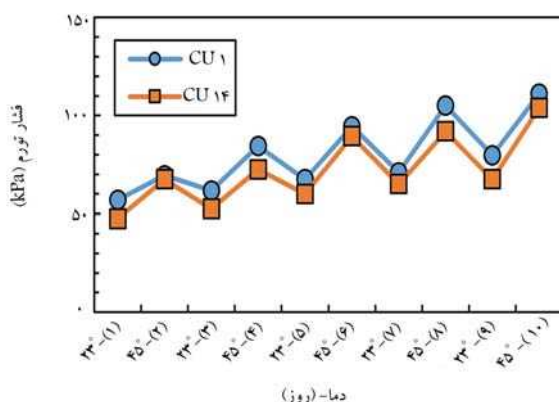
شکل ۵. شرایط نگهداری نمونهی ۱۴ روزه.



شکل ۶. سیستم اعمال دما نصب شده روی دستگاه تحکیم: ۱. ترموستات دیجیتال؛ ۲. دستگاه اعمال تغییرات دما؛ ۳. مخزن آب جهت تزریق در حین انجام آزمون؛ ۴. پمپ آب جهت تزریق از مخزن به سلول؛ ۵. لوله‌های سیرکولاتور متصل به سیستم اعمال دما؛ ۶. ساعت اندیکاتور؛ ۷. حسگر تغییر دما (ترموکوپل)؛ ۸. سلول دستگاه تحکیم؛ ۹. دستگاه تحکیم با خصوصیت بارگذاری از جلو.



شکل ۸. روند تغییرات دما و گنج تغییر شکل.



شکل ۹. تغییرات فشار تورم خاک پایه در زمان‌های عمل‌آوری ۱ و ۱۴ روزه.

شکل‌های ۹ تا ۱۱ مشاهده می‌شود. در پژوهش حاضر، حرف P نماد پلیمر و CU نماد زمان عمل‌آوری است. مطابق شکل ۹، فشار تورم نمونه‌ی ۱۴ روزه در تمامی گام‌های آزمایش به طور میانگین ۱۱٪ پایین‌تر از نمودار نمونه‌ی ۱ روزه بوده است. این اتفاق بیانگر کاهش پتانسیل تورم خاک‌های دارای سدیم در گذر زمان است، که طبق مطالعات به عمل آمده، در مطالعات سایر پژوهشگران در این زمینه نیز گزارش شده است.^[۲۸]

طبق پیش‌بینی و مشاهده‌ی نمودار فشار تورم خاک پایه، نمونه با زمان عمل‌آوری ۱۴ روزه ترکیب شده با محلول ۵/۰٪ از پلیمر سدیم آلژینات، فشار تورم کمتری در حدود ۱۸٪ را نسبت به نمونه‌ی ۱ روزه در گام اول از خود نشان داد (شکل ۱۰). این در حالی است که در گام بعدی با بالا رفتن دما، پتانسیل تورم به گونه‌ای افزایش یافته است که نمودار فشار تورم تا پایان مدت آزمایش به طور میانگین ۲۵٪ بالاتر از نمونه‌ی ۱ روزه بوده است.



شکل ۷. بارگذاری تدریجی با ماسه.

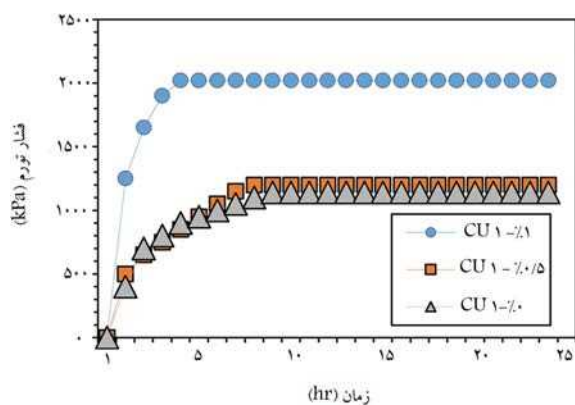
۷.۲. روند انجام آزمایش فشار تورم

بعد از قرار دادن نمونه درون دستگاه ادومتر و غرقاب کردن با آب مقطر، نمونه در دمای ۲۳ درجه‌ی سانتی‌گراد شروع به تورم کرد. با شروع تورم، بارگذاری به گونه‌ای انجام شد که در تمام مدت آزمایش، نمونه در حجم اولیه (ارتفاع اولیه نمونه) باقی ماند. به منظور بالا بردن دقت آزمایش و خنثی کردن فشار تورم ایجاد شده، از روش بارگذاری تدریجی مطابق شکل ۷ استفاده شده است.

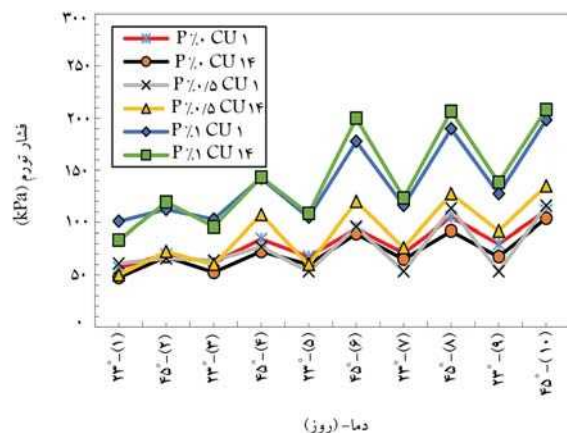
در روش اخیر، به محض جذب آب و ایجاد تورم در نمونه با اضافه کردن مقدار اندکی ماسه به عنوان وزنه، تغییر حجم ایجاد شده خنثی شد. این فرایند تا ۲۴ ساعت ادامه پیدا کرد و سپس دستگاه وارد گام دمایی جدید (۴۵ درجه) شد، که جهت شبیه‌سازی هر چه بیشتر تغییرات دما، این اتفاق در بازه‌ی زمانی ۱۸۰ دقیقه اعمال و کلیه‌ی مراحل خنثی کردن فشار تورم همانند گام قبل انجام شد. دلیل انتخاب گام‌های ۲۴ ساعته، رساندن نمونه به حالت تعادل در هر گام است. منظور از حالت تعادل، رسیدن به شرایطی است که نمونه از تمام پتانسیل موجود برای ایجاد تغییرات در خود استفاده کرده باشد. در آزمایش حاضر، به سربار نهایی وارد شده به نمونه در هر گام، فشار تورم اطلاق می‌شود. این تغییرات دما با زمان‌های ۲۴ ساعت به مدت ۱۰ روز و در حجم ثابت بررسی شده است. بنابراین، تمام نمونه‌ها در شرایط تهیه‌ی ذکر شده و تغییرات فشار تورم آنها در طول مدت آزمایش بررسی شد. در پژوهش حاضر، برای رسیدن به فشار تورم نهایی دقیق پس از نصب محفظه‌ی بارگذاری، دستگاه به گونه‌ی کالیبراسیون شد که قبل از اعمال بار با افزودن ماسه، هیچ‌گونه فشاری از جانب محفظه به نمونه وارد نشود. روند تعریف‌شده‌ی نرم‌افزار جهت تغییرات دما و تغییر ارتفاع نمونه در شکل ۸ مشاهده می‌شود. این تذکر لازم است که در زمان بررسی فشار تورم در حجم ثابت، باید دقت زیادی در خصوص اعمال بار به نمونه صورت گیرد. لذا، طبق مشاهده‌های به عمل آمده در زمان انجام آزمایش، در صورت ایجاد تورم در خاک و خروج از حالت حجم اولیه، باید فشاری چند برابر فشار واقعی جهت خنثی کردن تورم ایجاد شده به نمونه وارد کرد و در غیر این صورت، زمانی طولانی جهت بازگشت به حجم اولیه نیاز است. در واقع می‌توان تورم را نقطه‌ی مقابل تحکیم دانست، که طبق تعریف فرایندی زمان‌بر است.

۳. نتایج آزمایش‌های انجام گرفته

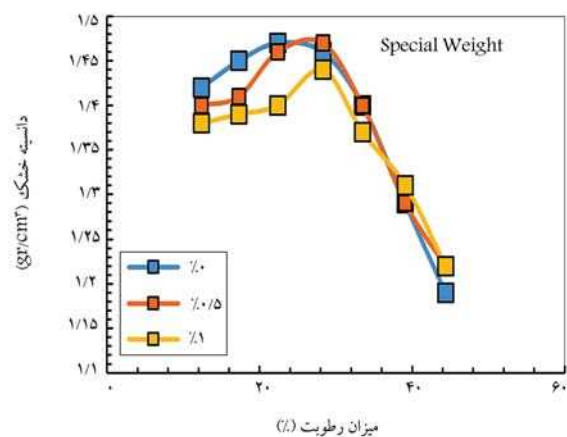
نتایج حاصل از بررسی فشار تورم نمونه‌های با سنین عمل‌آوری ۱ و ۱۴ روزه، در



شکل ۱۲. مقایسه‌ی نمودار سرعت ایجاد تورم نمونه‌های ۱ روزه.

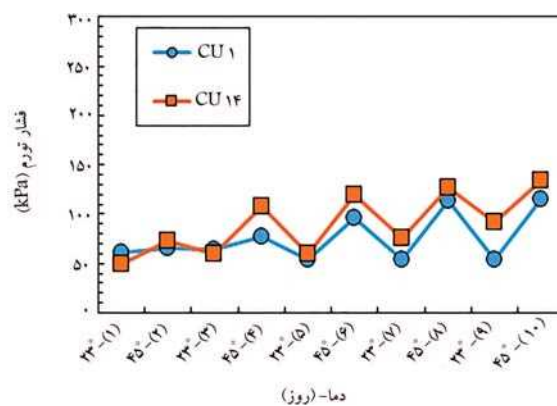


شکل ۱۳. مقایسه‌ی نمودار فشار تورم نمونه‌ها.

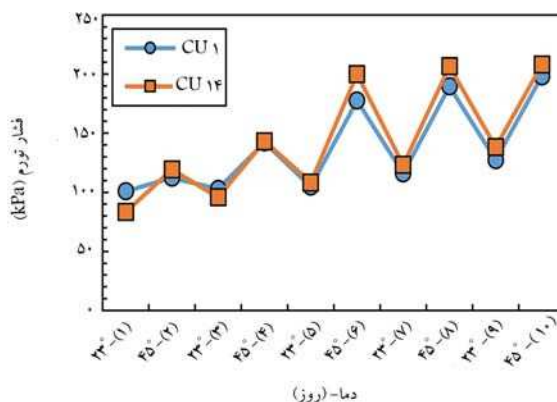


شکل ۱۴. تغییرات دانسیته و میزان رطوبت.

شده است. در واقع می‌توان ادعا کرد که افزودن پلیمر سدیم آلزینات با غلظت ۰/۵٪ تغییر چشمگیری در پتانسیل تورم خاک و وزن مخصوص آن به نسبت نمونه‌ی شاهد ایجاد نکرده است (شکل ۱۴). ولی همان‌طور که مشهود است، بالا رفتن فشار تورم با افزودن پلیمر با غلظت ۱٪ در هر دو سن به گونه‌ای چشمگیر است که به‌طور میانگین موجب بالا رفتن ۸۳٪ فشار تورم نسبت به نمونه‌ی خاک پایه شده است. دلیل پدیده‌ی مذکور را می‌توان افزایش چشمگیر یون سدیم در محیط دانست، که با



شکل ۱۰. تغییرات فشار تورم ترکیب ۰/۵٪ در زمان‌های عمل‌آوری ۱ و ۱۴ روزه.



شکل ۱۱. تغییرات فشار تورم ترکیب ۱٪ در زمان‌های عمل‌آوری ۱ و ۱۴ روزه.

براساس نتایج ارائه شده، نمودار فشار تورم خاک ترکیب شده با پلیمر ۱٪ در شکل ۱۱، همانند غلظت ۰/۵٪، فشار تورم نمونه‌ی ۱۴ روزه در روز اول تقریباً ۱۷٪ کمتر از فشار تورم ایجاد شده در نمونه‌ی ۱ روزه بوده است. همچنین با افزایش دما، نمونه‌ی ۱٪ رفتاری مشابه نمونه‌ی ۰/۵٪ از خود نشان داده و موجب بالا رفتن ۵٪ پتانسیل تورم با زمان عمل‌آوری ۱۴ روزه شده است. طبق مشاهدات انجام گرفته، سرعت بالا رفتن فشار تورم در نمونه‌ی خاک ترکیب شده با محلول پلیمر با غلظت ۱٪ در هر دو سن عمل‌آوری، بیش از سایر نمونه‌ها بوده است. این اتفاق در هر گام تغییر دما، مطابق شکل ۱۲، موجب رسیدن به فشار تورم نهایی در ساعت‌های اولیه‌ی شروع آزمایش شده است.

۱.۳. خلاصه‌ی نتایج فشار تورم

در شکل ۱۳، نتایج کلیه‌ی آزمایش‌های انجام گرفته به صورت خلاصه شده جمع‌آوری شده است. طبق مشاهدات انجام گرفته، مقدار فشار تورم خاک پایه بعد از ترکیب با محلول پلیمر به‌عنوان رطوبت بهینه دچار تغییرات قابل ملاحظه‌ای شده است. طبق روال تعریف شده، فشار تورم تمامی نمونه‌ها در ۱۰ روز با تغییر بازه‌های دما مشابه شکل ۸ و در حجم ثابت اندازه‌گیری شد. در مطالعات پیشین، افزایش فشار تورم با بالا رفتن دما گزارش شده است.^[۱۴] همان‌طور که در نتایج به عمل آمده مشاهده می‌شود، آزمایش‌های انجام گرفته بر روی خاک پایه، نمونه‌ی ۱۴ روزه فشار تورم کمتری نسبت به نمونه‌ی ۱ روزه داشته است. این اتفاق در غلظت ۰/۵٪ موجب افزایش بازه‌های تورم با تغییرات دما در نمونه‌ی ۱۴ روزه به نسبت نمونه‌ی ۱ روزه

آلومینات به خاک رس موجب افزایش تجمع محصولات معلق با ماهیت ژلاتینی بر روی سطح ذرات رس می‌شود، که این امر باعث بالارفتن حدود اتربرگ خاک می‌شود.

از طرفی محیط‌هایی غیراسیدی با سابقه‌ی وجود کانی پالی‌گورسکیت به دلیل عدم انحلال منیزیم و سیلیس موجود در خاک، مستعد تشکیل و پدیدار شدن مجدد این کانی با فرمول شیمیایی $2H_2O + 2H_2O + [OH - Si_2O_5]_p (MgAl)$ هستند. در واقع، رابطه‌ی مستقیمی بین PH و تشکیل پالی‌گورسکیت وجود دارد. [۳۱] نتایج حاصل از آزمون اسیدیته‌ی خاک، که به روش عصاره‌گیری انجام شد، در جدول ۵ ارائه شده است.

کانی پالی‌گورسکیت، ظاهری میکروفیبری دارد و به دلیل بالا بودن بار سطحی و آزاد کردن منیزیم در محیط موجب کاهش پایداری، افزایش بار سطحی، [۳۲] و در نهایت تشدید قدرت جذب کانی‌های رسی می‌شود. این کانی با استفاده از آنالیز پراش اشعه‌ی پرتو ایکس (شکل ۱۶) در تمامی نمونه‌ها شناسایی شده است، که با استفاده از عکس میکروسکوپ الکترونی روشی در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود، اما به دلیل حالت فیزیکی پلیمر و ایجاد یک بافت کلوئیدی به دور ذرات رس، فقط در نمونه‌ی خاک پایه مشاهده می‌شود. تصاویر میکروسکوپی از نمونه‌های رسی بعد از ترکیب با پلیمر سدیم آلومینات نشان می‌دهند که افزودنی اخیر با پوشاندن کانی‌های رسی و افزایش ظرفیت جذب نمونه‌ها، امکان افزایش پتانسیل تورم را فراهم می‌آورد. در پژوهش حاضر، مشاهده‌های آنالیز ساختاری موجود در جدول ۶، بیانگر ایجاد تغییرات در ترکیب‌های شیمیایی و تحریک واکنش‌های تبادلی در نمونه‌هاست. واکنش‌های تبادلی معمولاً باعث تغییرات مهمی در مشخصات فیزیکی و شیمیایی رس می‌شوند. [۱۷] در واکنش تبادلی مذکور، یون‌های بین‌لایه‌ی رسی، مانند سدیم با یون‌کلسیم خاک جایگزین و باعث افزایش تمایل ذرات خاک به جذب آب و در نهایت، باعث افزایش ضخامت آب دولایه می‌شود.

جدول ۵. اسیدیته‌ی مصالح استفاده شده.

خاک پایه	ترکیب ۱٪	ترکیب ۰٫۵٪	آب مقطر
۱۰	۸	۹	۷

جدول ۶. آنالیز ساختاری و ترکیب‌های شیمیایی نمونه‌ها.

نمونه	خاک پایه	P%۰٫۵CU۱۴	P%۰٫۱CU۱۴	P%۱CU۱۴
Na_2O	۲۰٫۴	۲۲٫۵۵	۲۷٫۵۵	۲۷٫۴۴
SO_2	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱
Fe_2O_3	۲٫۸	۲٫۸	۲٫۸	۲٫۸
MgO	۳٫۹	۴٫۱	۴٫۱	۴٫۱
Cl	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱
SrO	۰٫۱	۰٫۱	۰٫۱	۰٫۱
Al_2O_3	۸	۸٫۵	۸٫۵	۸٫۵
K_2O	۲٫۲	۲٫۲	۲٫۳	۲٫۲
$L.O.I.$	۱۲٫۴	۱۰٫۴	۵٫۱	۵٫۲
SiO_2	۳۵٫۲	۳۴٫۹	۳۴٫۲	۳۴٫۷
CaO	۱۴٫۰۶	۱۳٫۹	۱۴٫۹	۲٫۲
$La\&Lu$	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱
P_2O_5	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱	< ۰٫۰۱

افزایش دما موجب بالا رفتن فشار آب منفذی، فشار هیدراتاسیون، فشار اسمزی، [۲۹] افزایش انرژی حرارتی و انتشار یون‌ها و همچنین افزایش ضخامت آب دولایه شده است، که در نهایت پتانسیل تورم را افزایش داده است. [۱۶] این در حالی است که افزودن سدیم آلومینات با غلظت ۱٪، موجب کاهش و افزایش رطوبت بهینه‌ی خاک شده است، که نتایج آن در جدول ۳ ارائه شده است.

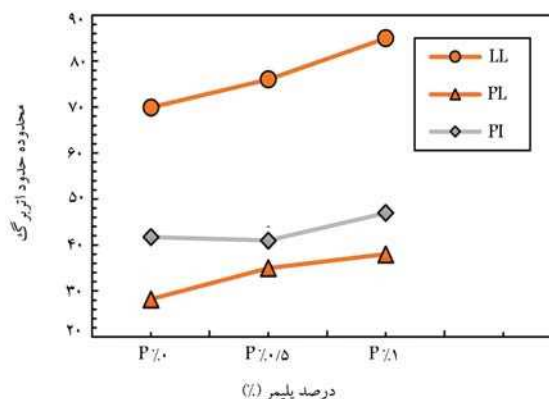
طبق مشاهدات و نتایج به دست آمده، فشار تورم در نمونه‌های با غلظت‌های مختلف پلیمر در سنین ۱۴ روزه تفاوت زیادی با نمونه‌های ۱ روزه نداشته است، به گونه‌ای که بعد از ۳ گام، فشار تورم تمامی غلظت‌ها، در هر دو سن عمل‌آوری تقریباً مشابه گام هم‌دمای قبلی بوده است. در واقع، نمونه‌ها از کلیه‌ی پتانسیل موجود جهت ایجاد جذب آب استفاده کرده‌اند و دیگر عامل تحریک‌کننده‌ی برای تورم بیشتر وجود نداشته است. کلاً گفته می‌شود که اثر دما در فشار تورم خاک‌های رسی به دلیل حضور کاتیون‌های تعویض‌پذیر در مجتمع‌های تبادلی بین کانی‌هاست. از این رو، خاک‌های دارای سدیم با بالارفتن دما دچار افزایش فشار تورم می‌شوند. همان‌طور که در آنالیز ساختاری نمونه‌ها مشهود است، در پژوهش حاضر، اضافه کردن سدیم آلومینات به خاک رس باعث تشدید یون‌سدیم در محیط شده است. هنگامی که سدیم در محیط موجود باشد، پوششی از یون‌های معلق بر روی سطح ذرات رس تشکیل می‌شود. [۳۰] این ترکیب با بالا رفتن میزان سدیم موجود در خاک باعث افزایش خواص خمیری خاک ترکیب‌شده با پلیمر ۱٪ شده است (جدول ۴ و شکل ۱۵)، که در نهایت موجب افزایش پتانسیل تورم با بالا رفتن دما شده است. [۱۶، ۳۱] در واقع، افزودن محلول پلیمر سدیم

جدول ۳. تغییرات دانسیته و رطوبت بهینه.

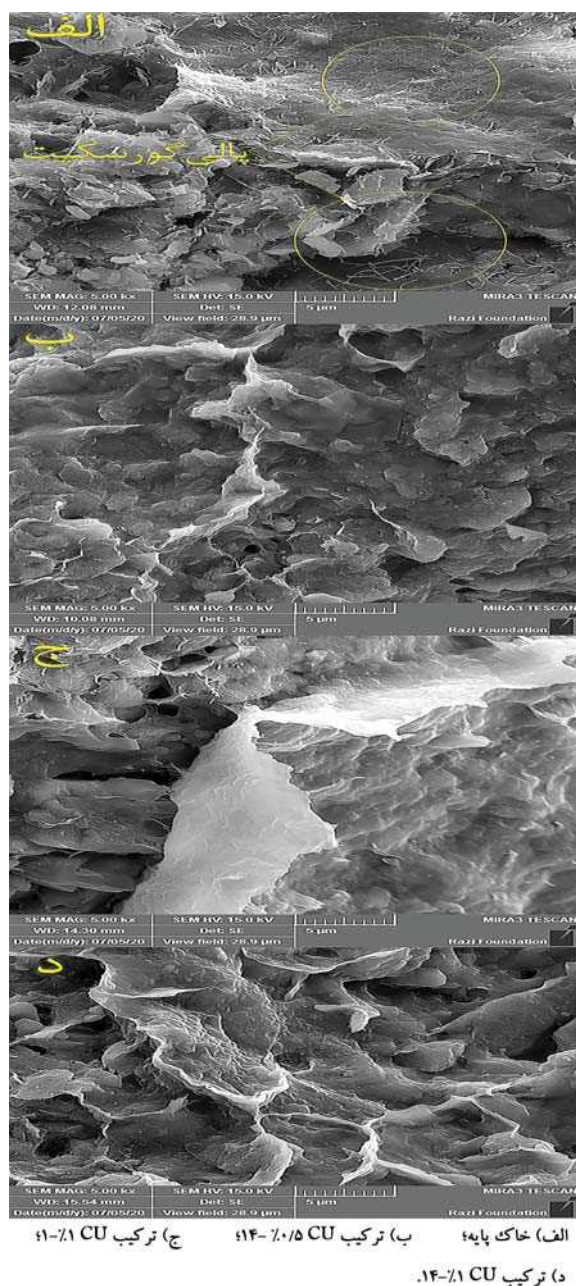
نمونه	$\omega_{opt}(\%)$	$\rho(g/cm^3)$
خاک پایه	۲۵	۱٫۴۷
ترکیب ۰٫۵٪	۲۷	۱٫۴۷
ترکیب ۱٪	۲۸	۱٫۴۴

جدول ۴. تغییرات حدود اتربرگ نمونه‌ها.

نمونه	حد خمیری (PL)	حد روانی (LL)	نشانه‌ی خمیری (PI)
خاک پایه	۲۸	۷۰	۴۲
ترکیب ۰٫۵٪	۳۵	۷۷	۴۲
ترکیب ۱٪	۳۸	۸۵	۴۷

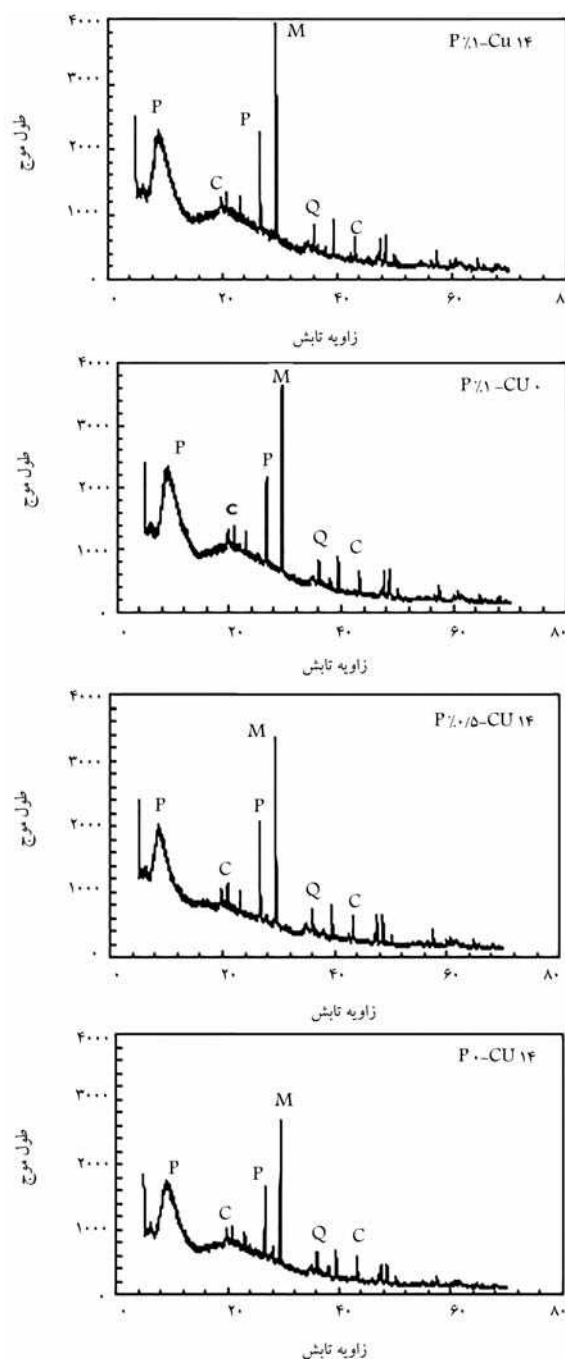


شکل ۱۵. نمودار تغییرات حدود اتربرگ.



شکل ۱۷. نمای میکروسکوپی FESEM نمونه‌های آزمایشی.

۲. طبق مشاهدات به عمل آمده، خاک‌های متورم‌شونده دارای یون غالب سدیم در گذر زمان و به شرط نبود عامل تحریک‌کننده، دچار روند یکنواختی در فشار تورم می‌شوند؛
۳. بالا رفتن دمای خاک باعث افزایش انرژی حرارتی کانی‌های رسی می‌شود، که در صورت وجود سدیم در محیط، موجب تحریک پتانسیل تورم و در نهایت افزایش قدرت جذب کانی‌های رسی خاک می‌شود؛
۴. کانی پالی‌گورسکیت، ماهیتی سمناسیون مانند دارد، که در صورت فراهم بودن شرایط و غیراسیدی بودن محیط، قابلیت تشکیل مجدد را دارد. کانی پالی‌گورسکیت



شکل ۱۶. آنالیز پراش اشعه‌ی پرتو ایکس با زاویه‌ی تابش 2θ (P: پالی‌گورسکیت؛ M: مونت موریلونیت؛ Q: کوآرتز؛ و C: کلسیت).

۴. نتیجه‌گیری

۱. افزودن پلیمر سدیم آلزینات، به خاک رس باعث افزایش محصولات معلق بر روی سطح ذرات رس و نیز موجب بالا رفتن حدروانی و نشانه‌ی خمیری خاک شده است. این اتفاق در نهایت باعث تحریک و تقویت پتانسیل تورم خاک‌های رسی تا ۸۳٪ شده است؛

۶. جهت استفاده از پلیمر سدیم آلزینات برای بهسازی خصوصیات ژئوتکنیکی خاک‌ها با شاخص خمیری بالا در مناطقی با اقلیم گرمسیری مشابه استان خوزستان، در صورت امکان ورود آب به منطقه‌ی موردنظر، باید انتظار ایجاد پدیده‌ی تورم در خاک را داشت و از روش‌های لازم جهت جلوگیری از ایجاد خسارت و یا تخریب سازه استفاده و یا انجام این فعالیت را به فصول سرد سال موکول کرد.

بدیهی است زمان تحکیم بسترهایی که تورم آنها به پایان رسیده است، طولانی‌تر است و باید در آن‌ها انتظار نشست‌ی بیش از حالت عادی را داشت.

با افزایش بار سطحی ذرات رس، موجب بالا رفتن قدرت جذب کانی‌های رسی می‌شود؛

۵. خاک‌های متورم‌شونده با قرارگرفتن در معرض رطوبت، بسته به میزان پتانسیل و عوامل تحریک‌کننده از خود افزایش حجم نشان می‌دهند. به زبان ساده می‌توان گفت که هر خاکی قادر به ایجاد میزان مشخصی فشار تورم است و بعد از رسیدن به فشار تورم نهایی در صورت نبود عامل تحریک‌کننده، دیگر قادر به افزایش حجم نیست؛

پانوشته‌ها

1. Unified Soil Classification System (USDS)
2. Montmorillonite
3. Octahedral
4. Tetrahedral
5. Leroy
6. Al-Rawas
7. Nalbantoğlu
8. Dang
9. Villar
10. Tripathy
11. Bag
12. Ye
13. Chen
14. Sodium Alginate
15. Chengrong Peng
16. Yong Zhao
17. Loess
18. Palygorskite
19. Jet-Grouting
20. Cureing

منابع (References)

1. Al-Rawas, A.A., Hago, A.W. and Al-Sarmi, H., 2005. Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment*, 40(5), pp.681-687. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2004.08.028>.
2. Norrish, K., 1954. The swelling of montmorillonite. *Discussions of the Faraday society*, 18, pp.120-134. <https://doi.org/10.1039/DF9541800120>.
3. Standard, A.S.T.M., 2006. C136, 2006. Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates. ASTM International, West Conshohocken, PA. <https://www.astm.org/d4546-21.html>.
4. Bowles, J.E., 1988. Foundation analysis and design. <http://worldcat.org/isbn/0070067767>.
5. Verbeke, J., Ahn, J. and Chambré, P.L., 1997. Long-term behavior of buffer materials in geologic repositories for high-level wastes. Report University of California at Berkeley UCB-NE-4220. <https://skb.com/publication/2492625>.
6. Bradbury, M.H. and Baeyens, B., 2003. Porewater chemistry in compacted re-saturated MX-80 bentonite. *Journal of Contaminant Hydrology*, 61(1-4), pp.329-338. [https://doi.org/10.1016/S01697722\(02\)00125-0](https://doi.org/10.1016/S01697722(02)00125-0).
7. Krupskaya, V.V., Zakusin, S.V., Tyupina, E.A., Dorzhieva, O.V., Zhukhlistov, A.P., Belousov, P.E. and Timofeeva, M.N., 2017. Experimental study of montmorillonite structure and transformation of its properties under treatment with inorganic acid solutions. *Minerals*, 7(4), p.49. <https://doi.org/10.3390/min7040049>.
8. Leroy, P. and Revil, A., 2004. A triple-layer model of the surface electrochemical properties of clay minerals. *Journal of Colloid and Interface Science*, 270(2), pp.371-380. <https://doi.org/10.1016/j.jcis.2003.08.007>.
9. Nalbantoğlu, Z., 2004. Effectiveness of class C fly ash as an expansive soil stabilizer. *Construction and Building Materials*, 18(6), pp.377-381. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.03.011>.
10. Dang, L.C., Fatahi, B. and Khabbaz, H., 2016. Behaviour of expansive soils stabilized with hydrated lime and bagasse fibres. *Procedia Engineering*, 143, pp.658-665. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.093>.
11. Soltani, A., Taheri, A., Khatibi, M. and Estabragh, A.R., 2017. Swelling potential of a stabilized expansive soil: A comparative experimental study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35, pp.1717-1744. <https://doi.org/10.1007/s10706-017-0204-1>.
12. Villar, M.V. and Lloret, A.J.A.C.S., 2004. Influence of temperature on the hydro-mechanical behaviour of a compacted bentonite. *Applied Clay Science*, 26(1-4), pp.337-350. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2003.12.026>.
13. Tripathy, S., Bag, R. and Thomas, H.R., 2015. Enhanced isothermal effect on swelling pressure of compacted MX80 bentonite. In *Engineering Geology for Society and Territory-Volume 6: Applied Geology for Major Engineering Projects*(pp. 537-539). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09060-3_96.
14. Bag, R. and Rabbani, A., 2017. Effect of temperature on swelling pressure and compressibility char-

- acteristics of soil. *Applied Clay Science*, 136, pp.1-7. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2016.10.043>.
15. Ye, W.M., Wan, M., Chen, B., Chen, Y.G., Cui, Y.J. and Wang, J., 2013. Temperature effects on the swelling pressure and saturated hydraulic conductivity of the compacted GMZ01 bentonite. *Environmental Earth Sciences*, 68, pp.281-288. <https://doi.org/10.1007/s12665-012-1738-4>.
16. Chen, Y.G., Dong, X.X., Zhang, X.D., Ye, W.M. and Cui, Y.J., 2018. Combined thermal and saline effects on the swelling pressure of densely compacted GMZ bentonite. *Applied Clay Science*, 166, pp.318-326. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2018.10.001>.
17. Rajasekaran, G., 2005. Sulphate attack and ettringite formation in the lime and cement stabilized marine clays. *Ocean Engineering*, 32(8-9), pp.1133-1159. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2004.08.012>.
18. Latifi, N., Horpibulsuk, S., Meehan, C.L., Abd Majid, M.Z., Tahir, M.M. and Mohamad, E.T., 2017. Improvement of problematic soils with biopolymer-an environmentally friendly soil stabilizer. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(2), p.04016204. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001706](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001706).
19. Thangaraj, R. and Thenmozhi, R., 2013. Sustainable concrete using high volume fly ash from thermal power plants. *Ecol. Environ. Conserv*, 19(2), pp.461-466.
20. Heidari, E.A., Alidadi, H., Sarkhosh, M. and Sadeghian, S., 2017. Zaveh cement plant environmental impact assessment using Iranian Leopold Matrix. *Journal of Research in Environmental Health*, 3(1), pp.84-93. <https://doi.org/10.22038/jreh.2017.23003.1144>.
21. Naeini, S.A. and Ghorbanali, M., 2010. Effect of wet and dry conditions on strength of silty sand soils stabilized with epoxy resin polymer. *Journal of Applied Sciences*, 10(22), pp.2839-2846. <https://doi.org/10.3923/jas.2010.2839.2846>.
22. Buritatum, A., Horpibulsuk, S., Udomchai, A., Suddepong, A., Takaikaew, T., Vichitcholchai, N., Horpibulsuk, J. and Arulrajah, A., 2021. Durability improvement of cement stabilized pavement base using natural rubber latex. *Transportation Geotechnics*, 28, p.100518. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100518>.
23. Peng, C., Zheng, J., Huang, S., Li, S., Li, D., Cheng, M. and Liu, Y., 2017. Application of sodium alginate in induced biological soil crusts: enhancing the sand stabilization in the early stage. *Journal of Applied Phycology*, 29, pp.1421-1428. <https://doi.org/10.1007/s10811-017-1061-2>.
24. Zhao, Y., Zhuang, J., Wang, Y., Jia, Y., Niu, P. and Jia, K., 2020. Improvement of loess characteristics using sodium alginate. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79, pp.1879-1891. <https://doi.org/10.1007/s10064-019-01675-z>.
25. Torfi, S., Khayat, N. and Horpibulsuk, S., 2021. Sustainable stabilization of compacted clay using sodium alginate for subgrade application. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 7, pp.1-15. <https://doi.org/10.1007/s40891-021-00322-6>.
26. Bakhshizadeh, A., Khayat, N. and Horpibulsuk, S., 2022. Surface stabilization of clay using sodium alginate. *Case Studies in Construction Materials*, 16, p.e01006. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01006>.
27. Bakhshi, M. and Sadeghi, D., 2019. Alginate, a Polymer Purified from Seaweed and Its Applications in Pharmaceutical Nano-biotechnology-A Narrative Review. *Journal of Marine Medicine*, 1(3), pp.121-128. <https://doi.org/10.30491/1.3.1>.
28. Estabragh, A.R., Amini, M. and Soltanian, M.R., 2020. Aging effects on the swelling behavior of compacted bentonite. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79, pp.2341-2352. <https://doi.org/10.1007/s10064-019-01708-7>.
29. Cho, W.J., Lee, J.O. and Kang, C.H., 2000. Influence of temperature elevation on the sealing performance of a potential buffer material for a high-level radioactive waste repository. *Annals of Nuclear Energy*, 27(14), pp.1271-1284. [https://doi.org/10.1016/S0306-4549\(99\)00124-3](https://doi.org/10.1016/S0306-4549(99)00124-3).
30. Abdi, M.R. and Wild, S., 1993. Sulphate expansion of lime-stabilized kaolinite: I. *Physical characteristics. Clay Minerals*, 28(4), pp.555-567. <https://doi.org/10.1180/claymin.1993.028.4.06>.
31. Khademi, H., Hojati, S. 2010. Distribution and formation of phyllosilicates in some of the Central Iran's Tertiary sediments. *Iranian Journal of Crystallography and Mineralogy*, [In Persian]. <http://ijcm.ir/article-1-543-fa.html>.
32. Neaman, A. and Singer, A., 2004. The effects of palygorskite on chemical and physico-chemical properties of soils: A review. *Geoderma*, 123(3-4), pp.297-303. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2004.02.013>.

حل عددی مسائل جابجایی خالص یک بُعدی با استفاده از روش بدون شبکه‌ی تیلور - گالرکین مرتبه‌ی بالا

سامان اسپهبدی‌نیا (کارشناس ارشد)

علی رحمانی فیروزجانی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، ایران

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۲، صص. ۳۹-۵۱، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، روش بدون شبکه‌ی تیلور - گالرکین مرتبه‌ی بالا برای حل مسائل جابجایی خالص یک بُعدی ارائه شده است. در حل عددی این گونه مسائل با روش گالرکین استاندارد، به علت غلبه‌ی جمله‌های جابجایی بر جمله‌های پخش، نتایج تحلیل ناپایدار می‌شوند. لذا می‌توان با افزودن جمله‌ی با عنوان جمله‌ی پایداری به معادله، تأثیر جمله‌های جابجایی را کاهش داد. محدودیت توابع شکل گالرکین استاندارد در مشتق‌پذیری سبب شده است که فقط استفاده از جملات پایداری با مشتق مرتبه‌ی اول در معادله میسر باشد. در روش ارائه‌شده، با استفاده از تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک و تابع وزن نمایی، از جملات پایداری با مشتقات مرتبه‌ی بالا در معادلات استفاده شده است. برای بررسی روش مذکور، دو مسئله‌ی مرجع جابجایی خالص یک بُعدی، یعنی حرکت موج گوسی و ضربه‌ی کوچ کلاسیک، شبیه‌سازی شده‌اند. نتایج نشان داده‌اند که با هر مرحله افزایش مرتبه‌ی جمله‌ی پایداری، دقت نتایج افزایش و نوسان‌های آن کاهش یافته است.

واژگان کلیدی: مسائل جابجایی خالص، روش بدون شبکه‌ی تیلور - گالرکین
مرتبه‌ی بالا، روش اجزاء محدود، جملات دقت مرتبه‌ی بالا.

samanesp@yahoo.com
rahmani@nit.ac.ir

۱. مقدمه و تاریخچه‌ی تحقیقات

از طرفی، عدم تأمین خصوصیت اخیر، باعث ارائه‌ی نوسان‌ها در نتایج و در ادامه ناپایدار شدن جواب در روش گالرکین استاندارد می‌شود. وجود جمله‌ی جابجایی در معادله‌ی انتقال سیالات سبب می‌شود که خاصیت خودالحاقی معادله از بین برود. در نتیجه، روش‌های رایج عددی از جمله روش گالرکین استاندارد، امکان تحلیل عددی مناسب این گونه مسائل را ندارند و با مشکلات عددی مواجه می‌شوند. این اتفاق در حالی می‌افتد که معمولاً معادله‌های سازه‌ی با جابجایی‌های کوچک، به علت نبود جمله‌ی جابجایی در معادله‌های خود، خودالحاق هستند و روش گالرکین استاندارد با کمینه‌ی میزان خطا نتیجه می‌دهد.

راهکارهای متنوعی برای از بین بردن تأثیر جمله‌ی جابجایی بر معادله‌ها ارائه شده است. زینکوویچ^۵ و همکاران (۱۹۷۵)، با اصلاح تابع وزن، روش پتروف - گالرکین^۶ را پیشنهاد کردند؛^[۱] که ماهیت آن، افزودن یک وزن مجازی مناسب به تابع وزن گالرکین استاندارد است، که سبب پیدار شدن جواب و از بین رفتن نوسان‌ها می‌شود. افزودن مفرط وزن مجازی ذکر شده، باعث هموار^۷ شدن بیش از اندازه‌ی

معادله‌های کلی انتقال سیالات، شامل دو جمله‌ی جابجایی^۱ و پخش^۲ هستند، که به صورت دیفرانسیلی نمایش داده می‌شوند. جمله‌ی جابجایی مرتبط با حرکت سیال از مکانی به مکان دیگر است، که هسته‌ی اصلی آن مؤلفه‌ی سرعت و در طرف مقابل، جمله‌ی پخش مرتبط با حرکت نامنظم مولکول‌های سیال است، که از نقطه‌ی با غلظت بالا به نقطه‌ی با غلظت پایین‌تر جریان پیدا می‌کنند. مشتق‌های اول معادله‌ی انتقال سیالات مربوط به جمله‌های جابجایی و مشتق‌های دوم آن مربوط به جمله‌های پخش هستند. با توجه به دشواری‌های موجود در حل تحلیلی این گونه معادله‌ها، روش‌های عددی بسیاری گسترش پیدا کرده‌اند، تا تخمین مناسبی از جواب را به دست آورند. یکی از ویژگی‌های مهم یک معادله‌ی دیفرانسیل در حل عددی، خاصیت خودالحاقی^۳ آن است. خودالحاق بودن معادله سبب می‌شود که تقریب معادله‌ها با روش گالرکین^۴ استاندارد (اجزاء محدود) با کمینه‌ی خطا صورت گیرد.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۳/۲۹، اصلاحیه ۱۴۰۲/۷/۲۷، پذیرش ۱۴۰۲/۷/۳۰.

استناد به این مقاله:

اسپهبدی‌نیا، سامان و رحمانی فیروزجانی، علی، ۱۴۰۳. حل عددی مسائل جابجایی خالص یک بُعدی با استفاده از روش بدون شبکه‌ی تیلور - گالرکین مرتبه‌ی بالا. مهندسی عمران

شریف، ۴۰ (۲)، صص. ۳۹-۵۱. DOI:10.24200/J30.2023.62549.3232

نتایج می‌شود، به همین علت رابطه‌ی برای یافتن مقدار بهینه‌ی آن ارائه شده است. مقدار وزن مجازی اخیر با یک ضریب کنترل می‌شود و طبقاً با در نظر گرفتن ضریب صفر، هیچ مقداری از آن به وزن گالرکین استاندارد اضافه نمی‌شود و روش، همان روش گالرکین استاندارد باقی می‌ماند.^[۱۲] گایمون^۸ و همکاران (۱۹۷۰)، برای حذف جمله‌ی جابجایی از معادله، راه مستقیمی را ارائه و در آن از دو تابع دلخواه استفاده کردند، که ضرب آن‌ها در یکدیگر برابر با تابع وزن می‌شود. سپس با در نظر گرفتن یک مقدار مناسب برای تابع اول، جمله‌ی جابجایی را صفر و معادله را خودالحاق کردند و تابع دوم را به عنوان تابع شکل در نظر گرفتند. در نتیجه با خودالحاق شدن معادله، توانستند با همان تابع وزن گالرکین استاندارد معادله را بدون نوسان حل کنند.^[۳] هیوز^۹ (۱۹۷۹)، روش پخش خطی^{۱۰} را که یک روش اجزاء محدودی برای مسائل جابجایی -- پخش و جابجایی خالص است، را ارائه کردند.^[۵] چندی بعد جانسون^{۱۱} (۱۹۸۶ و ۱۹۸۴)، روش اصلاح پتروف گالرکین از روش استاندارد گالرکین را توسعه داد، که در آن جمله‌ی پخش مجازی در جهت جریان اضافه می‌شود. این کار سبب می‌شود که پخش عمود بر جریان^{۱۲} کمتری نسبت به روش‌های کلاسیک پخش مجازی ایجاد شود.^[۷] داگلاس و راسل^{۱۳} (۱۹۸۲)، روش مشخصه‌ی اصلاح شده را برای معادله‌های دیفرانسیل جزئی جابجایی -- پخش در حالت غیر پایستار^{۱۴} ارائه کردند، که روشی ترکیبی از روش اجزاء محدود و اختلاف محدود با روش مشخصه‌هاست. روش مذکور، مشکل اعوجاج شبکه، که در روش‌های جابجایی مسیر^{۱۵} مشاهده می‌شوند، را ندارد و معادله‌های دیفرانسیل جزئی را متقارن و پایدار می‌کند؛ بنابراین می‌توان از گام‌های زمانی بزرگ بدون از دست دادن پایداری استفاده کرد.^[۸] سیلیا^{۱۶} و همکاران (۱۹۹۰)، روش الحاق موضعی اولری -- لاگرانژی^{۱۷} را برای حل معادله‌های دیفرانسیل جزئی جابجایی -- پخش یک بُعدی معرفی کردند؛ که یک راهکار کلی حل مشخص برای معادله‌های دیفرانسیل جزئی جابجایی -- پخش ایجاد می‌کند و راه حل‌های عددی با دقت بالایی را بدون ایجاد نوسان‌های غیر فیزیکی اضافی حتی در گام‌های زمانی بزرگ ارائه می‌دهد.^[۹] هیوز و همکاران (۱۹۸۹)، روش کمینه‌ی مربعات گالرکین (GLS)^{۱۸} را برای مسائل جابجایی -- پخش معرفی کردند، که یک روش ترکیبی از دو روش مجزاء گالرکین استاندارد و روش کمینه‌ی مربعات است. نتایج عددی نشان می‌دهند که اگر از روش گالرکین استاندارد برای حل معادله‌های جابجایی -- پخش استفاده شود، جواب‌ها نوسانی می‌شوند و اگر از روش کمینه‌ی مربعات استفاده شود، جواب‌ها بیش از اندازه هموار می‌شوند. بنابراین ترکیب دو روش مذکور با نسبت مناسب توسط ضریب کنترلی، می‌تواند دقت قابل قبولی در جواب حل عددی ایجاد کند.^[۱۰]

بیشتر روش‌های ارائه شده که از وزن مجازی برای افزایش جمله‌ی پخش و کم اثر کردن جمله‌ی جابجایی استفاده می‌کنند، با استفاده از آزمون و خطاهای عددی و به صورت غیرمستقیم، به ضریب مناسب و نتیجه‌ی دلخواه رسیده‌اند. در کنار روش‌های غیرمستقیم ذکر شده، روش‌های مستقیم برای حل معادله‌های جابجایی پخش وجود دارد، که می‌توان برای نمونه به روش مشخصه‌ی گالرکین^{۱۹} اشاره کرد، که با استفاده از خطوط مشخصه، معادله را خودالحاق می‌سازد. بدین صورت می‌توان با استفاده از روش اجزاء محدود بدون افزودن وزن مجازی، به جواب پایدار رسید.^[۱۱] یکی دیگر از روش‌های مستقیم استفاده شده، روش تیلور -- گالرکین^{۲۰} است، که توسط دونیا^{۲۱} (۱۹۸۴) معرفی شده است؛ که در آن، از بسط‌های تیلور پیشرو^{۲۲} برای تولید تفاضل زمانی با دقت بالا استفاده می‌شود.^[۱۳] از آنجایی امکان نوشتن بی‌شمار جمله در بسط تیلور پیشرو وجود دارد، می‌توان از جمله‌های مرتبه‌ی بالاتر برای افزایش دقت نتایج استفاده کرد، اما با توجه به محدودیت مشتق‌پذیری تابع شکل گالرکین استاندارد، حل معادله فقط تا جملات مرتبه‌ی دوم ممکن است

که پس از به شکل ضعیف^{۲۳} درآوردن، به جمله‌های مرتبه‌ی اول تبدیل می‌شود. ژانگ^{۲۴} و همکاران (۲۰۰۹)، روش بدون شبکه‌ی مشخصه‌ی گالرکین را برای حل معادله‌ی برگز ارائه کردند. با استفاده از روش مشخصه‌ها، معادله خودالحاق می‌شود و امکان گسسته‌سازی مکانی با استفاده از روش گالرکین استاندارد فراهم می‌شود.^[۱۴] وانگ^{۲۵} و همکاران (۲۰۲۲)، یک روش گالرکین بدون شبکه‌ی نیمه لاگرانژی ارائه کردند، که ترکیبی از روش بدون شبکه‌ی گالرکین (EFG)^{۲۶} و روش نیمه لاگرانژی است.^[۱۵] روش EFG برای حل معادله‌های مشتق جزئی با جمله‌ی جابجایی خالص گسترش داده شده است و از تمام مزیت‌های روش‌های بدون شبکه بهره می‌برد. بنابراین، مشکلات پیاده‌سازی روش نیمه لاگرانژی در ردیابی به عقب و درون‌یابی نقطه‌ی خروج تا حد زیادی کاهش می‌یابد. لیو^{۲۷} و همکاران (۲۰۱۶)، روش حجم محدود مرتبه‌ی بالا در شبکه‌های بدون ساختار را با استفاده از بازسازی تابع پایه‌ی شعاعی (RBF)^{۲۸} ارائه کرده‌اند؛ که در آن، دقت بهبود و پراکندگی و اتلاف عددی نیز کاهش یافته و آن را به یک رویکرد امیدوارکننده برای به دست آوردن نتایج دقیق‌تر در شبیه‌سازی دینامیک سیالات محاسباتی تبدیل کرده است.^[۱۶] لی^{۲۹} و همکاران (۲۰۱۹)، روشی را پیشنهاد کرده‌اند که تجزیه‌ی متعامد مناسب (POD)^{۳۰} را با تحلیل ایزوهندسی پایدار با روش خط جریان رو به باد پتروف گالرکین (SUPG)^{۳۱} ترکیب می‌کند. این رویکرد امکان نمونه‌سازی کارآمد مرتبه‌ی کاهش یافته‌ی مسائل پیچیده‌ی جابجایی خالص، شامل جابجایی، پخش و اندرکنش را فراهم می‌کند. با گرفتن حالت‌های غالب و ترکیب شیوه‌های پایداری، روش پیشنهادی، دقت و کارایی محاسباتی بهبود یافته‌ی را ارائه می‌دهد.^[۱۷] گریمبرگ^{۳۲} و همکاران (۲۰۲۰)، این ادعا را به چالش کشیدند که نمونه‌های مرتبه‌ی کاهش یافته‌ی مبتنی بر طرح ریزی (PROMs)^{۳۳} برای دینامیک سیالات محاسباتی از نظر عددی ناپایدار هستند. ایشان بیان کردند که بی‌ثباتی به دلیل برش مدال^{۳۴} (فرآیند کاهش ابعاد یک سیستم با کنارگذاشتن برخی از حالت‌های مرتبه‌ی بالاتر) نیست، بلکه به دلیل چارچوب گالرکین استفاده می‌شود. با استفاده از چارچوب پتروف -- گالرکین، می‌توان نمونه‌های مرتبه‌ی کاهش یافته‌ی مبتنی بر طرح ریزی پایدار و دقیقی را برای جریان‌های جابجایی خالص بدون نمونه‌های اضافی یا طراحی زیرفضا ساخت، که منجر به عوامل افزایش سرعت قابل توجهی می‌شود.^[۱۸] سینق^{۳۵} و همکاران (۲۰۱۹)، روش بدون شبکه‌ی محلی تثبیت شده (SLMM)^{۳۶} با ناپیوستگی^{۳۷} خفیف را برای معادلات دیفرانسیل جزئی ثابت و ناپایدار تحت جابجایی ارائه کرده است. آزمایش‌های عددی دقت و کارایی روش مذکور را نشان می‌دهند و آن را به یک رویکرد امیدوارکننده برای حل معادلات دیفرانسیل جزئی جابجایی خالص با گوشه‌های تیز و ناپیوستگی پرش و عملکرد بهتر در مقایسه با روش‌های قدیمی مبتنی بر شبکه تبدیل می‌کند.^[۱۹] جاود^{۳۸} و همکاران (۲۰۱۹)، یک راه حل تثبیت شده با استفاده از توابع پایه‌ی شعاعی در روش تفاضل محدود (RBF-FD)^{۳۹} برای معادله‌های جریان جابجایی بر روی توزیع گره‌ی بدون شبکه ارائه کردند، که شامل تقریب‌های مرتبه‌ی بالاتر، تعادل نیرو و تکانه و طول مشخصه براساس عدد رینولدز و سرعت جریان بوده است. آزمون‌های عددی، اثر بخشی آن را دراز بین بردن نوسان‌های عددی و بهبود دقت، به ویژه در جریان‌های جابجایی خالص و اطراف ایرفویل در رینولدز ۱۰۰۰۰ نشان می‌دهند.^[۲۰]

در روش‌هایی که از توابع شکل گالرکین استاندارد بهره می‌برند، امکان توسعه‌ی جمله‌های معادله به مرتبه‌های بالاتر وجود ندارد. با این حال، روش ارائه شده در پژوهش حاضر با عنوان روش بدون شبکه‌ی تیلور -- گالرکین مرتبه‌ی بالا^{۴۰}، این امکان را فراهم می‌کند تا دقت و پایداری تحلیل، با افزودن جملات پایداری با مرتبه‌های بالا در گسسته‌سازی زمانی افزایش یابد. این روش با حل مستقیم و ارائه‌ی جملات پایداری به تعداد دلخواه در معادله، این امکان را فراهم می‌سازد که دقت تحلیل

حال می‌توان طبق رابطه‌ی ۳، مجموعه عبارت‌های ۵ را نوشت:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \phi^n}{\partial t} &= \left[-U \frac{\partial \phi}{\partial x}\right]^n \\ \frac{\partial^2 \phi^n}{\partial t^2} &= \frac{\partial}{\partial t} \left[-U \frac{\partial \phi}{\partial x}\right]^n \\ \frac{\partial^3 \phi^n}{\partial t^3} &= \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left[-U \frac{\partial \phi}{\partial x}\right]^n \\ \frac{\partial^4 \phi^n}{\partial t^4} &= \frac{\partial^3}{\partial t^3} \left[-U \frac{\partial \phi}{\partial x}\right]^n\end{aligned}\quad (5)$$

با جای‌گذاری روابط ۵ در رابطه‌ی ۴ و با فرض U به‌عنوان مقداری ثابت، جمله‌ی $\frac{\partial \phi}{\partial t}$ را می‌توان با جمله‌ی $\frac{\partial \phi}{\partial x}$ جایگزین کرد. رویکرد جایگذاری جمله‌ی $\frac{\partial \phi}{\partial t}$ با جمله‌ی $\frac{\partial \phi}{\partial x}$ و همین‌طور بازنویسی رابطه‌ی ۳ به جای $\frac{\partial \phi}{\partial t}$ تا جایی ادامه پیدا می‌کند که تمام جملات دارای مشتق‌های زمانی تبدیل به جملاتی با مشتق‌های مکانی شوند. درنهایت، رابطه‌ی ۶ به‌دست می‌آید:

$$\begin{aligned}\phi^{n+1} - \phi^n &= -\Delta t \left[U \frac{\partial \phi}{\partial x}\right]^n + \frac{\Delta t^2}{2} \left[U^2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}\right]^n \\ &\quad - \frac{\Delta t^3}{6} \left[U^3 \frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3}\right]^n + \frac{\Delta t^4}{24} \left[U^4 \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4}\right]^n\end{aligned}\quad (6)$$

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، جمله‌های مرتبه‌های بالای دوم، سوم و چهارم به معادله‌ی مرتبه‌ی اول اضافه شده است.

۲.۲. گسسته‌سازی مکانی

۲.۲.۱. تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک

پیش از گسسته‌سازی مکانی، لازم است روابط تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک و تابع وزن استفاده‌شده بحث و بررسی شوند. برای تقریب تابع مجهول u^h ، رابطه‌ی ۷ در نظر گرفته شده است:

$$u^h(x) = \sum_{i=1}^{n_p} p_i(x) a_i(x) \equiv p^T(x) a(x) \quad (7)$$

که در آن، $p^T(x)$ بردار توابع پایه و $a(x)$ بردار ضرایب هستند. بردار ضرایب $a(x)$ را می‌توان به‌صورت رابطه‌ی ۸ نوشت:

$$a^T(x) = \{a_1(x), a_2(x), a_3(x), \dots, a_{n_p}(x)\} \quad (8)$$

در رابطه‌ی ۷، n_p تعداد جمله‌های بردار توابع پایه‌ی $p^T(x)$ است، که معمولاً با استفاده از چندجمله‌یی‌های خنیا — پاسکال نوشته می‌شود. بردار توابع پایه‌ی چندجمله‌یی از مرتبه‌ی n_p در فضای یک بُعدی به‌صورت رابطه‌ی ۹ است:

$$\begin{aligned}p^T(x) &= \{p_0(x), p_1(x), p_2(x), \dots, p_{n_p}(x)\} \\ &= \{1, x, x^2, \dots, x^{n_p}\}\end{aligned}\quad (9)$$

برای محاسبه‌ی بردار ضرایب $a(x)$ ، تابع خطای وزن‌دار (رابطه‌ی ۱۰) کمینه می‌شود:

$$\begin{aligned}J &= \sum_I^m \widehat{W}(x - x_I) \left[u^h(x, x_I) - u(x_I)\right]^2 \\ &= \sum_I^m \widehat{W}(x - x_I) \left[p^T(x_I) a(x) - u(x_I)\right]^2\end{aligned}\quad (10)$$

افزایش یابد. در روش ارائه‌شده‌ی حاضر با بهره‌گیری از تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک (MLS)^{۴۱}، جمله‌های پایداری مرتبه‌ی بالا ساخته می‌شود؛ زیرا تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک محدودیت مشتق‌پذیری ندارد و برای هر نقطه‌ی دلخواه قابل محاسبه است. بهره‌گیری از تابع وزن نمایی در محاسبه‌های تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک این امکان را می‌دهد تا به‌علت پیوستگی تمام مشتقات آن، مشتق‌پذیری بدون محدودیت انجام شود. به همین علت می‌توان دقت گسسته‌سازی زمانی را تا میزان موردنیاز افزایش داد، که این مزیت بسته به پیچیدگی مسئله، بسیار کاربردی است.

در ادامه، ابتدا معادله‌ی انتقال سیال و نحوه‌ی گسسته‌سازی زمانی و مکانی توسط روش تیلور — گالرکین بیان شده است. سپس نتایج حاصل از حل دو مسئله‌ی جابجایی خالص یک بُعدی بررسی شده است. مسئله‌ی اول، مربوط به حرکت یک موج گوسی و مسئله‌ی دوم مربوط به پدیده‌ی ضربه‌ی قوچ کلاسیک است. هر دو مسئله با روش بدون شبکه‌ی تیلور — گالرکین مرتبه‌ی بالا شبیه‌سازی و با روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین مقایسه شده‌اند.

۲. معادلات حاکم

در بخش کنونی، برای گسسته‌سازی زمانی و مکان، ابتدا معادله‌ی جابجایی خالص استخراج و سپس با معرفی تابع شکل و وزن استفاده‌شده، گسسته‌سازی صورت پذیرفته است. در حالت کلی، قالب معادله‌ی انتقال سیال یک بُعدی با جابجایی خالص به‌صورت رابطه‌ی ۱۱ است:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{\partial (U\phi)}{\partial x} = 0 \quad (11)$$

که در آن، U سرعت معلوم، ϕ کمیت اسکالر منتقل‌شده توسط سرعت معلوم، x متغیر مکان و t متغیر زمان هستند. با بسط مشتق در رابطه‌ی ۱۱ می‌توان رابطه‌ی ۱۲ را نوشت:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + U \frac{\partial \phi}{\partial x} + \phi \frac{\partial U}{\partial x} = 0 \quad (12)$$

عبارتی که در رابطه‌ی اخیر، زیر آن خط کشیده شده است، جمله‌یی است که معادله را از خودالحاقی خارج می‌کند. حال برای ساده‌سازی بیشتر معادله می‌توان فرض کرد که واگرایی^{۴۲} جریان برابر صفر باشد. بنابراین، جمله‌ی سوم رابطه‌ی ۱۲ برابر با صفر می‌شود؛ لذا می‌توان آن را به‌صورت رابطه‌ی ۱۳ ساده کرد:

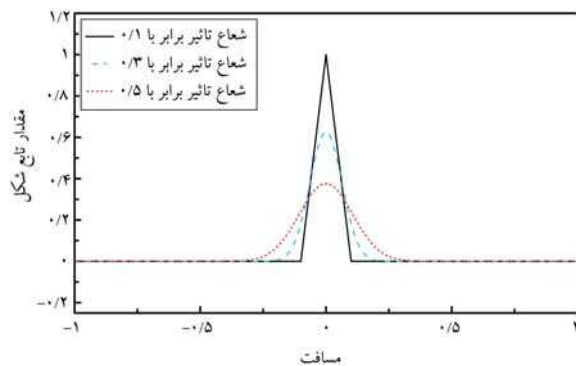
$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + U \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad (13)$$

رابطه‌ی اخیر، نشان‌دهنده‌ی معادله‌ی جابجایی خالص یک بُعدی با یک متغیر وابسته است.

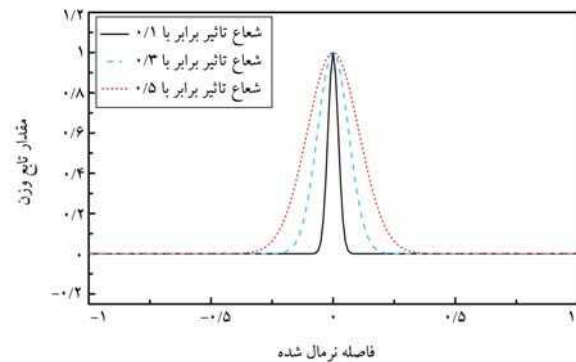
۲.۱. گسسته‌سازی زمانی

در روش بدون شبکه‌ی تیلور — گالرکین مرتبه‌ی بالا، برای گسسته‌سازی زمانی از بسط تیلور استفاده می‌شود. بسط تیلور در حالت صریح^{۴۳} برای جملات تا مشتق مرتبه‌ی چهارم به‌صورت رابطه‌ی ۱۴ است:

$$\begin{aligned}\phi^{n+1} &= \phi^n + \Delta t \frac{\partial \phi^n}{\partial t} + \frac{\Delta t^2}{2} \frac{\partial^2 \phi^n}{\partial t^2} + \frac{\Delta t^3}{6} \frac{\partial^3 \phi^n}{\partial t^3} \\ &\quad + \frac{\Delta t^4}{24} \frac{\partial^4 \phi^n}{\partial t^4} + O(\Delta t^5)\end{aligned}\quad (14)$$



شکل ۱. تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک با شعاع‌های تأثیر مختلف برای گرهی $x = 0$.



شکل ۲. تابع وزن نمایی با شعاع‌های تأثیر مختلف.

-- برای نقاط درون دامنه‌ی تأثیر، $W(x - x_I)$ بزرگ‌تر از صفر باشد.

-- برای نقاط خارج از دامنه‌ی تأثیر، $W(x - x_I)$ برابر با صفر باشد.

-- با دور شدن از نقطه‌ی موردنظر، تابع به شکل یکنواخت و هموار کاهش یابد.

-- تابع به اندازه‌ی کافی، خصوصاً در مرزها هموار باشد.

در پژوهش حاضر، پیوستگی مرتبه‌ی چهارم تابع شکل نیاز است، لذا تابع وزن نمایی استفاده شده است، که تمامی مشتق‌های آن پیوسته است؛ بدین صورت امکان حل معادله‌های مرتبه‌ی بالا ممکن می‌شود. روابط تابع وزن نمایی به صورت رابطه‌ی ۱۹ است:

$$\widehat{W}(x - x_I) \equiv \widehat{W}(\bar{d}) = \begin{cases} e^{-\left(\frac{\bar{d}}{\bar{d}_0}\right)^4} & \bar{d} \leq 1 \\ 0 & \bar{d} > 1 \end{cases} \quad (19)$$

که در آن، \bar{d} با عنوان فاصله‌ی نرمال‌شده، به عنوان پارامتری است که به صورت رابطه‌ی ۲۰ تعیین می‌شود:

$$\bar{d} = \frac{|x - x_I|}{d_w} = \frac{d}{d_w} \quad (20)$$

که در آن، d_w بیانگر شعاع تأثیر نقطه‌ی موردنظر است.^[۲۱] در شکل ۲، تابع وزن نمایی با شعاع‌های تأثیر مختلف در دامنه‌ی ۱- تا ۱+ مشاهده می‌شود.

که در آن، x_I به عنوان مختصات گرهی موردنظر، x به عنوان مختصات نقطه‌ی موردنظر، m تعداد گره‌ها، u_I مقدار پارامتر گرهی در گرهی x_I و $\widehat{W}(x - x_I)$ تابع وزن است. حال با قراردادن $\frac{\partial J}{\partial a} = 0$ می‌توان رابطه‌ی ۱۱ را نوشت:

$$A(x) a(x) = B(x) U_s \quad (11)$$

که در آن، U_s برداری است که شامل تمام پارامترهای گرهی نقاط درون شعاع مؤثر (مطابق رابطه‌ی ۱۲) است:

$$U_s = \{u_1, u_2, u_3, \dots, u_m\}^T \quad (12)$$

ماتریس‌های $A(x)$ و $B(x)$ به صورت رابطه‌های ۱۳ و ۱۴ تعریف می‌شوند:

$$A(x) = \sum_{I=1}^m \widehat{W}(x - x_I) p(x_I) p^T(x_I) \quad (13)$$

$$B(x) = [B_1, B_2, B_3, \dots, B_m], \quad B_I = \widehat{W}(x - x_I) p(x_I) \quad (14)$$

این تذکر لازم است با توجه به اینکه $p(x_I)$ یک بردار $1 \times n$ و $p^T(x_I)$ یک بردار $n \times 1$ است، $A(x)$ یک ماتریس $n \times n$ خواهد شد. با حل معادله‌ی ۱۱، $a(x)$ به صورت رابطه‌ی ۱۵ به دست می‌آید.

$$a(x) = A^{-1}(x) B(x) U_s \quad (15)$$

با جای‌گذاری معادله‌ی ۱۵ در معادله‌ی ۷، تابع تقریب به شکل رابطه‌ی ۱۶ نوشته می‌شود:

$$u^h(x) = \sum_{I=1}^m \sum_{j=1}^{n_p} p_j(x) \left(A^{-1}(x) B(x) \right)_{jI} u_I = \sum_{I=1}^m N_I(x) u_I = N^T(x) U_s \quad (16)$$

که در آن، $p_j(x)$ مربوط به جمله‌ی j ام $p(x)$ است. $N_I(x)$ تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک گرهی I است و به صورت رابطه‌ی ۱۷ تعریف می‌شود:

$$N_I(x) = \sum_{j=1}^{n_p} p_j(x) \left(A^{-1}(x) B(x) \right)_{jI} = p^T A^{-1} B_I \quad (17)$$

به این ترتیب، بردار توابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک برای m گره به صورت رابطه‌ی ۱۸ تعریف می‌شود:

$$N(x) = [N_1(x), N_2(x), N_3(x), \dots, N_m(x)] \quad (18)$$

شایان ذکر است که به‌طورکلی تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک، شرط دلتای کرونگر را برآورده نمی‌سازد.^[۲۱]

در شکل ۱، تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک با شعاع‌های تأثیر مختلف برای گرهی $x = 0$ رسم شده است. تعداد ۲۱ گره با فواصل مکانی ۰.۱ در دامنه‌ی ۱- تا ۱+ قرار گرفته و بردار تابع پایه به صورت $p^T(x) = \{1, x\}$ در نظر گرفته شده است.

۲.۲.۲. تابع وزن

تابع وزن، پارامتری مؤثر در تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک است، که مستقیماً در ماتریس‌های $A(x)$ و $B(x)$ و در پیوسته و همواربودن تابع شکل نقش دارد. تابع وزن، باید ۴ ویژگی داشته باشد:^[۲۱]

که طبق رابطه ی ۲۷ برابر هستند با:

$$\begin{aligned} M &= \int N_a N_b dx \\ C &= \int N_a U \frac{\partial N_b}{\partial x} dx \\ K_{uu} &= \int N_a U^2 \frac{\partial^2 N_b}{\partial x^2} dx \\ K_{uuu} &= \int N_a U^3 \frac{\partial^3 N_b}{\partial x^3} dx \end{aligned} \quad (27)$$

رابطه ی ۲۶ به شکل رابطه ی ۲۸ ساده می شود:

$$M \times \Delta \bar{\phi}^n = \left[-\Delta t C + \frac{\Delta t^2}{2} K_{uu} - \frac{\Delta t^3}{6} K_{uuu} + \frac{\Delta t^4}{24} K_{uuuu} \right] \bar{\phi}^n \quad (28)$$

عبارتی که در رابطه ی ۲۸ زیر آن خط کشیده شده است، بیانگر جمله های مرتبه ی دقت بالای معادله است. همان طور که پیشتر گفته شد، روش گالرکین استاندارد با معادله های مرتبه ی اول، توانایی حل مسائل جابجایی خالص را ندارد و همیشه ناپایدار است. این نکته نیز قابل توجه است که در روش اجزاء محدود مشخصه ی گالرکین، قابلیت توسعه ی معادله ها تا مرتبه ی چهارم (و به طور کلی تا مرتبه های بالاتر از ۲) وجود ندارد و فقط ممکن است که تا جمله ی مرتبه دوم نوشته شود. این جمله پس از به شکل ضعیف درآمدن، به مرتبه ی اول تبدیل می شود و با تابع شکل اجزاء محدود قابل حل است. اما با استفاده از روش توسعه داده شده ی بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی بالا، می توان جمله ها را تا مرتبه ی دلخواه نوشت و دقت تحلیل را افزایش داد. با توجه به پیچیدگی مسئله و نیاز به دقت بالاتر، می توان جمله های مرتبه ی بالا را افزایش یا کاهش داد. در روش اجزاء محدود مشخصه ی گالرکین به علت ساده تر بودن تابع شکل، محاسبات عددی بسیار سریع تر از روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین صورت می پذیرد. همچنین استفاده از مرتبه های دقت بالاتر به حجم محاسبات عددی می افزاید. شایان ذکر است برای حالت های دو و سه بعدی نیاز است که توابع شکل به همراه مشتق های آن ها، دو و سه بعدی شوند، که به طور قابل ملاحظه یی به فرایند زمان محاسبات می افزایند. با این حال، پرداختن این هزینه ی محاسباتی موجب افزایش دقت در تحلیل عددی مسائل نسبت به روش مشخصه ی گالرکین می شود.

۳. نتایج و بحث

برای بررسی تأثیر جمله های مرتبه ی بالای روش تیلور – گالرکین و مقایسه ی آن با روش اجزاء محدود مشخصه ی گالرکین، ابتدا مسئله ی مرجع موج گوسی تحلیل شده است.^[۲۱] این مسئله با مرتبه های مختلف جمله ی جمله ی پایداری، در شعاع های تأثیر متفاوت حل شده است؛ تا اثر جمله ها با مشتق مرتبه ی بالا را در روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین نشان دهد. در انتهای مسئله ی اول نیز خطاهای هر روش نشان داده شده است. مسئله ی دوم بررسی شده، مسئله ی مرجع ضربه ی قوچ کلاسیک است. نتایج روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی بالا و روش اجزاء محدود مشخصه ی گالرکین مقایسه شده اند.

۳.۲.۲. گسسته سازی مکانی گالرکین

گسسته سازی مکانی با روش گالرکین انجام می شود. ابتدا برای تقریب متغیر می توان روابط ۲۱ را نوشت:

$$\phi^{n+1} = \sum N_b \bar{\phi}^{n+1} \quad \phi^n = \sum N_b \bar{\phi}^n \quad (29)$$

رابطه ی ۶ را می توان به صورت رابطه ی ۲۲ نوشت:

$$\begin{aligned} \phi^{n+1} - \phi^n + \Delta t \left[U \frac{\partial \phi}{\partial x} \right]^n - \frac{\Delta t^2}{2} \left[U^2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right]^n + \frac{\Delta t^3}{6} \left[U^3 \frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3} \right]^n \\ - \frac{\Delta t^4}{24} \left[U^4 \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} \right]^n = 0 \end{aligned} \quad (22)$$

حال باید مقادیر روابط ۲۱ در رابطه ی ۲۲ جایگذاری شوند. صورت کلی رابطه ی باقی مانده ی وزن دار به شکل رابطه ی ۲۳ است:

$$\int N_a R(x) dx = 0 \quad (23)$$

که در آن، در وضعیتی که هیچ گونه جمله ی منبع در مسئله وجود نداشته باشد، $(Q=0)$ ، $R(x)$ برابر با رابطه ی ۲۴ است.

$$\begin{aligned} R(x) = \sum N_b \bar{\phi}^{n+1} - \sum N_b \bar{\phi}^n + \Delta t \left[U \frac{\partial (\sum N_b \bar{\phi}^n)}{\partial x} \right]^n \\ - \frac{\Delta t^2}{2} \left[U^2 \frac{\partial^2 (\sum N_b \bar{\phi}^n)}{\partial x^2} \right]^n \\ + \frac{\Delta t^3}{6} \left[U^3 \frac{\partial^3 (\sum N_b \bar{\phi}^n)}{\partial x^3} \right]^n \\ - \frac{\Delta t^4}{24} \left[U^4 \frac{\partial^4 (\sum N_b \bar{\phi}^n)}{\partial x^4} \right]^n = 0 \end{aligned} \quad (24)$$

با حل انتگرال باقی مانده ی وزن دار و مرتب سازی آن می توان رابطه ی ۲۵ را نوشت:

$$\begin{aligned} \int N_a N_b dx \times \Delta \bar{\phi}^n = -\Delta t \left(\int N_a \left[U \frac{\partial N_b \bar{\phi}^n}{\partial x} \right]^n dx \right) \bar{\phi}^n \\ + \frac{\Delta t^2}{2} \left(\int N_a \left[U^2 \frac{\partial^2 (N_b \bar{\phi}^n)}{\partial x^2} \right]^n dx \right) \bar{\phi}^n \\ + \frac{\Delta t^3}{6} \left(\int N_a \left[U^3 \frac{\partial^3 (N_b \bar{\phi}^n)}{\partial x^3} \right]^n dx \right) \bar{\phi}^n \\ - \frac{\Delta t^4}{24} \left(\int N_a \left[U^4 \frac{\partial^4 (N_b \bar{\phi}^n)}{\partial x^4} \right]^n dx \right) \bar{\phi}^n \end{aligned} \quad (25)$$

رابطه ی ۲۵ را می توان به شکل رابطه ی ۲۶ نوشت:

$$\begin{aligned} M \times \Delta \bar{\phi}^n = -\Delta t (C) \bar{\phi}^n + \frac{\Delta t^2}{2} (K_{uu}) \bar{\phi}^n - \frac{\Delta t^3}{6} (K_{uuu}) \bar{\phi}^n \\ + \frac{\Delta t^4}{24} (K_{uuuu}) \bar{\phi}^n \end{aligned} \quad (26)$$

۱.۳. مسئله‌ی موج گوسی

مسئله‌ی اول، مربوط به حرکت یک موج گوسی است، که متغیر ϕ در آن، یک متغیر اسکالر و نشان‌دهنده‌ی غلظت سیال است. از آنجایی که هدف پژوهش حاضر، بررسی روش بدون شبکه‌ی نیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا در یک بعد است، بنابراین حرکت موج در بعد افقی با سرعت ثابت در نظر گرفته شده است. معادله‌ی حاکم این مسئله در یک بعد به صورت رابطه‌ی ۲۹ است:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + U \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad (29)$$

که در آن، U برابر با واحد در نظر گرفته شده است. شرایط مرزی در یکله در مرزها نیز به صورت رابطه‌ی ۳۰ است:

$$\phi(x, t) = 0, \quad x = 0 \quad (30)$$

همچنین دامنه‌ی مسئله در حالت اول به صورت $x = (-1, +1)$ و در حالت دوم مسئله، برای شرایط طولانی $x = (-1, +10)$ است. شرایط اولیه نیز مطابق رابطه‌ی ۳۱ است:

$$\phi(x, t=0) = e^{-\frac{x^2}{2\alpha^2}} \quad (31)$$

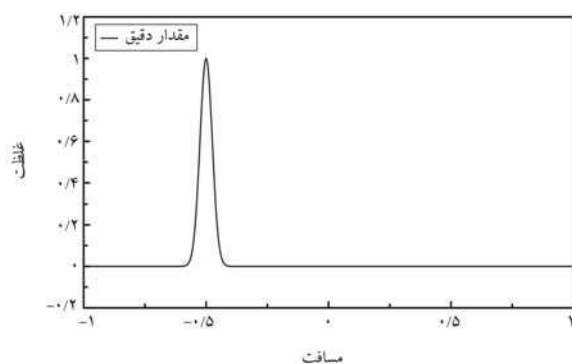
که در آن، $r = x - x_0$ فاصله‌ی بین نقطه‌ی x و نقطه‌ی x_0 برابر 0.5 است. همچنین ضریب α مقدار ثابتی است که اندازه‌ی موج گوسی را کنترل می‌کند، که برابر با 0.25 در نظر گرفته شده است. این تذکر لازم است که هر چه مقدار α کمتر باشد، موجی با شیب تندتر در تحلیل تشکیل و شبیه‌سازی عددی آن سخت‌تر می‌شود. برای تحلیل، در حالت اول پس از گذشت مدت زمان 1.2 ثانیه و در حالت دوم پس از گذشت 10 ثانیه، نتایج روش‌های مختلف با مقدار دقیق مقایسه شده‌اند، تا میزان خطای تحلیل عددی آن‌ها مشخص شود. برای اندازه‌گیری خطا، از نرم خطای L_2 مطابق رابطه‌ی ۳۲ استفاده شده است:

$$L_2 = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\phi_i^{exact} - \phi_i^{numerical})^2} \quad (32)$$

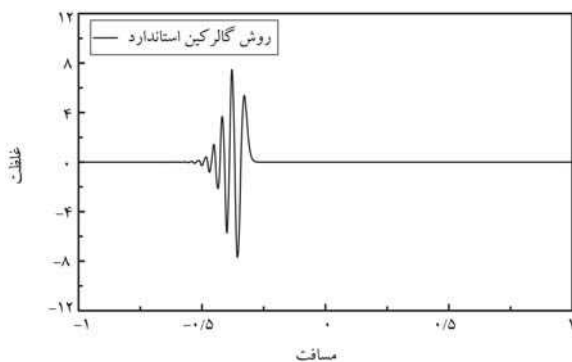
دامنه‌ی محاسباتی به 200 سلول پس‌زمینه تقسیم شده است، که شامل 201 گره با فاصله‌های Δx برابر 0.1 بوده و درون هر کدام از آن‌ها، از 10 نقطه‌ی گوس استفاده شده است. همچنین گام زمانی (Δt) برابر با 0.05 ثانیه در نظر گرفته شده است. برای برداشت جامع‌تر از نتایج، نسبت عدد کورانت هر مسئله بیان شده است. در ادامه، نتایج روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین و روش بدون شبکه‌ی تیولور – گالرکین مرتبه‌های دوم، سوم و چهارم در حالت α برابر با 0.25 پس از گذشت 1.2 ثانیه از حالت اولیه نمایش داده شده است. هر مرحله با سه شعاع تأثیر متفاوت تحلیل و میزان خطای هر شعاع تأثیر مشخص شده است. همچنین نتایج روش مذکور با روش فرام 44 و روش پیشرو در زمان و پسر در مکان (FTBS) 45 مقایسه شده است.

برای بررسی، ابتدا نتایج اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین تحلیل شده است. در حالت ابتدایی با اعمال شرایط اولیه، شکل ۳ به دست آمده است.

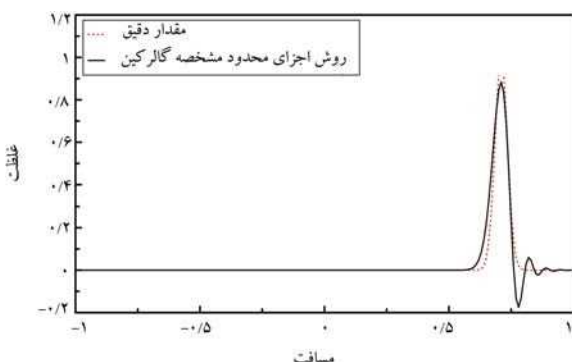
در روش‌های معمول، مانند روش گالرکین استاندارد (اجزاء محدود)، نتایج پس از گذشت چند گام زمانی نوسانی و در نهایت ناپایدار می‌شوند. در شکل ۴، نتیجه‌ی روش گالرکین استاندارد پس از گذشت فقط 0.2 ثانیه مشخص شده است.



شکل ۳. شرایط اولیه در مسئله‌ی حرکت موج گوسی.



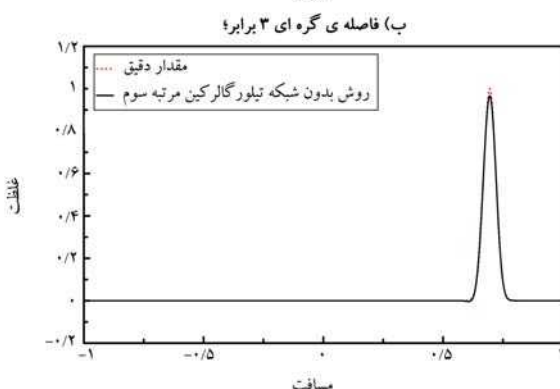
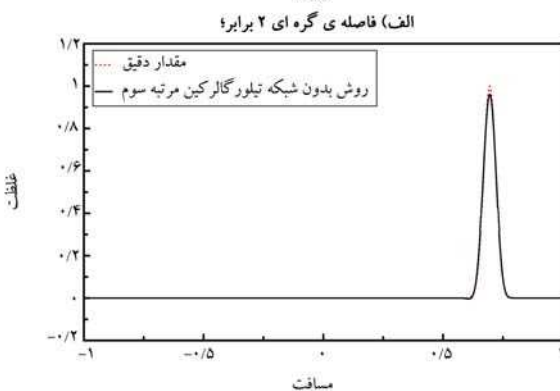
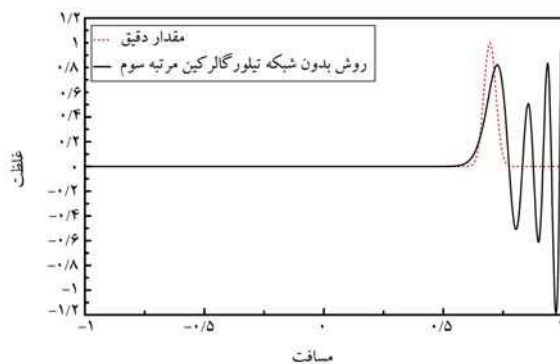
شکل ۴. نتیجه‌ی جواب روش گالرکین استاندارد گالرکین با کورانت 0.25 پس از گذشت 0.2 ثانیه در مسئله‌ی حرکت موج گوسی.



شکل ۵. مقایسه‌ی جواب دقیق و اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین با کورانت 0.25 پس از گذشت 1.2 ثانیه در مسئله‌ی حرکت موج گوسی.

در ادامه، نتیجه‌ی جواب روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین پس از گذشت 1.2 ثانیه در شکل ۵ مشاهده می‌شود.

مقدار خطای روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین براساس رابطه‌ی ۳۲، برابر با 0.532 بوده است. با توجه به شکل مذکور می‌توان مشاهده کرد که روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین با گذشت زمان، مقدار زیادی هموارشدگی قبل از رسیدن به غلظت بیشینه و مقداری نوسان بعد از آن داشته و توان شبیه‌سازی موج با دقت بالا را نداشته است؛ اما با وجود این، اضافه‌کردن جمله‌ی مرتبه‌ی دوم به معادله‌ها سبب پایداری نتایج برای این مسئله شده است و بهبود قابل توجهی نسبت به روش گالرکین استاندارد مشاهده می‌شود. در ادامه، با استفاده از روش بدون شبکه‌ی تیولور –



ج) فاصله ی گره ای ۴ برابر

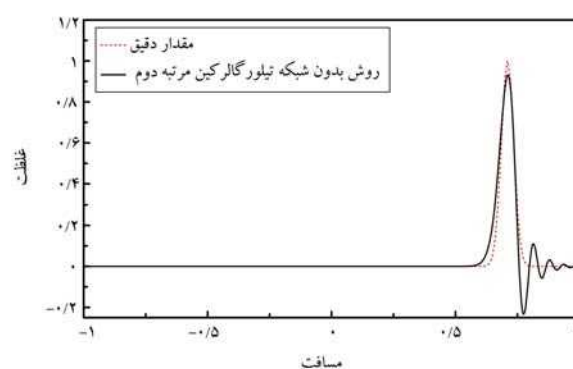
شکل ۷. مقایسه ی نتایج جواب دقیق و روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی سوم با کورانت ۰/۵ در زمان ۱/۲ ثانیه و نسبت شعاع تأثیر به فاصله ی گره یی.

جدول ۲. مقادیر خطای روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی سوم در حالت آلفا برابر ۰/۴۵ در مقادیر مختلف شعاع تأثیر.

مقدار شعاع تأثیر	مقدار خطا
۲ برابر فاصله ی گره ها	۹/۴۹۵۲۲۱۶۶۶
۳ برابر فاصله ی گره ها	۰/۲۳۴۱۶۳۱۹۷
۴ برابر فاصله ی گره ها	۰/۲۰۴۵۵۲۱۱

تأثیر بزرگتری برای ارائه ی نتایج مناسب است؛ زیرا با افزایش دقت مرتبه، نیاز به نقاط بیشتری برای تحلیل است.

نتایج برای روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی چهارم با دو شعاع تأثیر



شکل ۶. مقایسه ی نتایج جواب دقیق و روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی دوم در زمان ۱/۲ ثانیه و نسبت شعاع تأثیر به فاصله ی گره یی ۲ برابر (کورانت ۰/۵).

جدول ۱. مقادیر خطای روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی دوم در حالت آلفا برابر ۰/۲۵.

مقدار شعاع تأثیر	مقدار خطا
دو برابر فاصله ی گره ها	۰/۵۰۳۸۳۷۰۷۹

گالرکین مرتبه ی بالا، مرحله به مرحله با افزایش مرتبه ی جمله ها در معادله، بررسی شده است که نتایج چگونه تغییر می کنند.

مقادیر خروجی برای روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی دوم با شعاع تأثیر دو برابر در شکل ۶ مشاهده می شود. معمولاً مقدار ذکر شده ی شعاع تأثیر، نتایج خوبی برای مسائل حاصل می کند.^[۱۶] طبق تجربه ی استفاده از شعاع های تأثیر بزرگ به علت درگیر کردن نقاط دورتر در محاسبات، دقت نتایج کاهش می یابد؛ با این حال این موضوع به پیچیدگی مسئله و دقت مرتبه ی استفاده شده بستگی دارد. همچنین استفاده از شعاع های تأثیر بسیار کوچک، باعث بد وضع شدن ماتریس A و خطای زیاد وارون آن و حتی در شرایطی، وارون ناپذیر شده است.

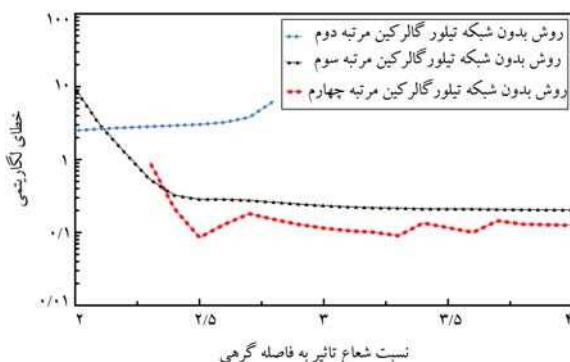
همچنین با بررسی شکل ۶، جدول خطای حالت مرتبه ی دوم در حالت شعاع تأثیر دو برابر ارائه شده است (جدول ۱).

از آنجایی که روش اجزاء محدود مشخصه ی گالرکین از فرم ضعیف معادلات مرتبه ی دوم استفاده می کند، بنابراین انتظار می رود که در روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین، پارامتر شعاع تأثیر بسیار مهم باشد و انتخاب نکردن صحیح پارامتر شعاع منجر به نتایج نامناسب شود. لذا باید نتیجه ی روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی دوم در شعاع تأثیر مناسب (در اینجا ۲ برابر فاصله ی گره یی) با روش اجزاء محدود مشخصه ی گالرکین مقایسه شود.

نتایج برای روش بدون شبکه ی تیلور – گالرکین مرتبه ی سوم با سه شعاع تأثیر مختلف در شکل ۷ مشاهده می شود؛ که مطابق آن، خطای حالت مرتبه ی سوم نسبت به جواب دقیق در سه حالت شعاع تأثیر متفاوت در جدول ۲ ارائه شده است. نتایج نشان می دهند که با افزایش جمله های پایداری مرتبه ی سوم، تأثیر جمله های جابجایی در معادله، کاهش پیدا کرده و دقت به میزان قابل توجهی نسبت به حالت مرتبه ی دوم افزایش یافته است؛ اما همچنان مقداری هموارشدگی مشاهده می شود، به طوری که قله ی موج در حالت دقیق، اندکی بالاتر از حالت مرتبه ی سوم است. همچنین شایان ذکر است که برخلاف حالت مرتبه ی دوم، که در شعاع تأثیر دو برابر فاصله ی گره یی، نتایج مناسبی نشان می داد، در حالت مرتبه ی سوم نیاز به شعاع

جدول ۴. مقادیر خطای روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌های دوم، سوم و چهارم دقت در مقادیر مختلف شعاع تأثیر.

مرتبه‌ی روش	مقدار خطا در α برابر با ۰٫۰۲۵		
بدون شبکه‌ی	نسبت شعاع تاثیر بر فاصله‌ی گره‌یی		
تیلور -- گالرکین	۲ برابر	۳ برابر	۴ برابر
مرتبه‌ی دوم	۲٫۵۰۳۸۳۷۰۷۹	--	--
مرتبه‌ی سوم	۹٫۴۹۵۲۲۱۶۶۶	۰٫۲۳۴۱۶۳۱۹۷	۰٫۲۰۴۶۵۵۲۱۱
مرتبه‌ی چهارم	--	۰٫۱۱۴۷۱۹۰۹۰	۰٫۱۲۵۴۲۴۳۶۵



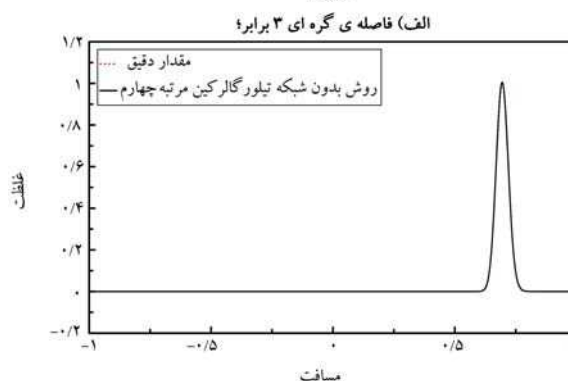
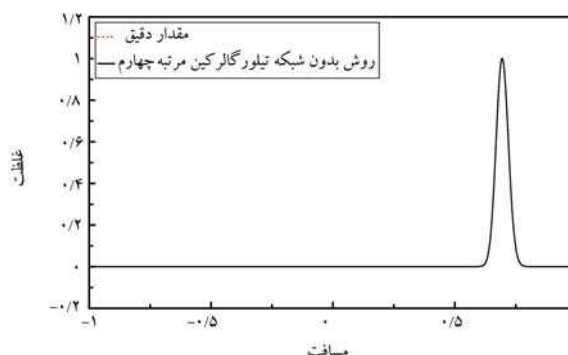
شکل ۹. مقادیر خطای لگاریتمی روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا در نسبت شعاع‌های تأثیر به فاصله‌ی گره‌ی مختلف.

تحلیل در شکل ۹ ارائه نشده و برای بهبود تفکیک خطاها، از مقیاس لگاریتمی استفاده شده است.

این نکته نیز باید بیان شود که روش‌های بدون شبکه به علت استفاده از تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک، نیاز به زمان بیشتری برای محاسبات نسبت به تابع شکل اجزاء محدود دارند. این هزینه‌ی محاسباتی زمانی محسوس می‌شود که از جمله‌های مرتبه‌ی بالاتری در معادله‌ها استفاده شود؛ زیرا لازم است علاوه بر محاسبه‌ی تابع شکل در هر نقطه، مشتق‌های آن نیز طبق رابطه‌ی ۲۸ استفاده شود. لذا پیشنهاد می‌شود برای مسائلی که پیچیدگی محاسبات بالایی دارند، از جمله‌های مرتبه‌ی بالا استفاده شود.

در انتهای تحلیل مسئله در حالت اول، نتایج حاصل‌شده‌ی قبلی با روش فرام و روش پیشرو در زمان و پسر در مکان با ۲۰۱ گره و در گام زمانی ۰/۰۰۵ ثانیه (کوانت ۰/۵) در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود.

مطابق شکل ۱۰ می‌توان نتیجه گرفت که در کوانت برابر، روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا نتایج بهتری نسبت به دو روش دیگر ارائه کرده است. البته ذکر این نکته نیز ضروری است که روش فرام و روش پیشرو در زمان و پسر در مکان به علت سادگی در گسسته‌سازی مکانی نسبت به روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا به‌طور قابل ملاحظه‌ی مسائل را سریع‌تر تحلیل می‌کنند. به عنوان مثال، در مسئله‌ی حل‌شده، هر گام زمانی در تحلیل عددی با روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی چهارم برابر با ۰/۱۴۰۶ ثانیه است؛ در حالی که هر گام زمانی در روش فرام فقط ۰/۰۰۰۳ ثانیه زمان می‌برد. به کارگیری روش با درجه‌ی دقت بالا، بی‌شک از روش‌های عددی ساده‌تر مانند روش فرام و روش پیشرو در زمان و پسر در مکان زمان‌برتر است؛ اما دقتی که روش مذکور در اختیار می‌گذارد، چه بسا با چند برابر کردن شبکه در روش‌های عددی ساده‌تر به دست نمی‌آید؛ هر چند که در کاربردهایی ممکن است حتی کاهش ابعاد شبکه عملی نباشد.



شکل ۸. مقایسه‌ی نتایج جواب دقیق و روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی چهارم با کوانت ۰/۵ در زمان ۱/۲ ثانیه و نسبت شعاع تأثیر به فاصله‌ی گره‌ی.

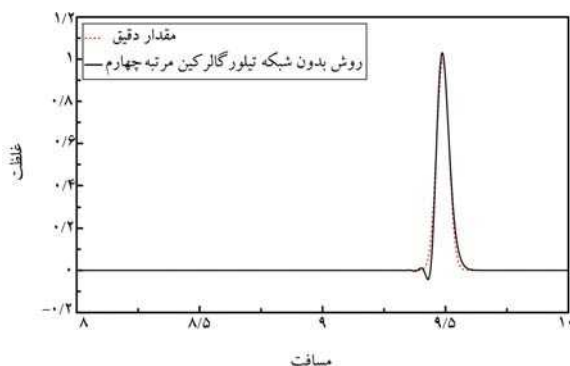
جدول ۳. مقادیر خطای روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی چهارم در حالت آلفا برابر ۰/۰۲۵ در مقادیر مختلف شعاع تأثیر.

مقدار شعاع تأثیر	مقدار خطا
۲ برابر فاصله‌ی گره‌ها	--
۳ برابر فاصله‌ی گره‌ها	۰/۱۱۴۷۱۹۰۹۰
۴ برابر فاصله‌ی گره‌ها	۰/۱۲۵۴۲۴۳۶۵

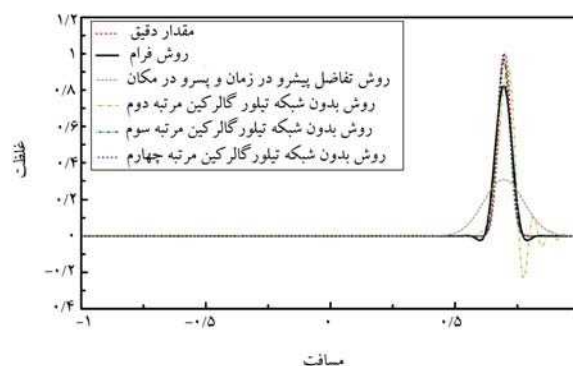
مختلف در شکل ۸ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در جدول ۳، خطای حالت مرتبه‌ی چهارم نسبت به جواب دقیق در سه حالت شعاع تأثیر متفاوت ارائه شده است. این نکته نیز شایان ذکر است که نتایج در شعاع تأثیر دو برابری، به علت ناپایداری شدن شبیه‌سازی نشان داده نشده است؛ زیرا برای محاسبه‌ی تابع مرتبه‌ی چهارم به تعداد نقاط بیشتری احتیاج است، که در شعاع‌های تأثیر پایین تأمین نمی‌شود.

دقیق‌ترین نتایج در حالت مرتبه‌ی چهارم مشاهده می‌شود؛ که به میزانی افزایش یافته است که هموارشدگی در نتایج رخ نداده و جواب به میزان نسبتاً زیادی منطبق بر نتایج دقیق بوده است. در نهایت، مقدار خطای به دست آمده از نتایج روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا، به صورت خلاصه در جدول ۴ ارائه شده است.

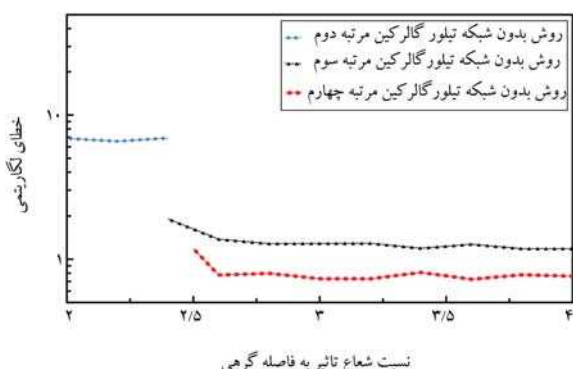
همان‌طور که در جدول ۴ مشخص است، روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی چهارم با انتخاب کمینه‌ی شعاع تأثیر مورد نیاز، جواب‌های به نسبت دقیق‌تری از سایر مرتبه‌های پایین‌تر ارائه داده است. برای یافتن شعاع تأثیر بهینه برای هر مرتبه‌ی دقت، مقدار خطای هر شعاع تأثیر از بازه‌ی ۲ تا ۴ برابر فاصله‌ی گره‌ها محاسبه شده است. در شکل ۹، مقداری خطا مشاهده می‌شود. شایان ذکر است که نتایج ناپایدار



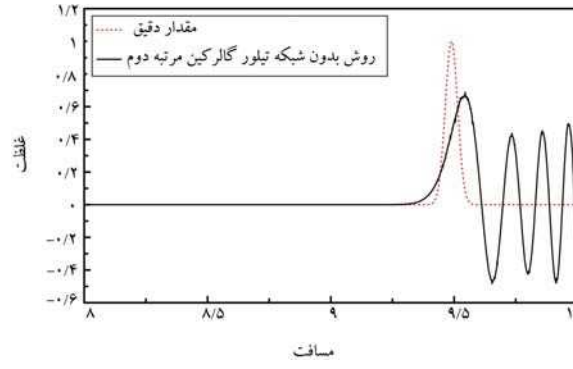
شکل ۱۳. مقایسه‌ی نتایج جواب دقیق و روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی سوم با کورانت ۰/۵ در زمان ۱۰ ثانیه و نسبت شعاع تأثیر به فاصله‌ی گره‌ی ۴ برابر.



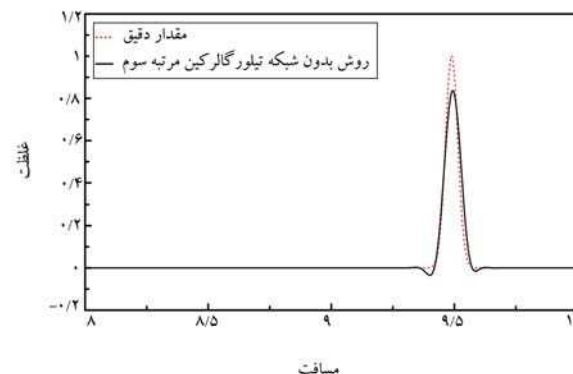
شکل ۱۰. مقایسه‌ی نتایج روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا با روش فرام و روش پیشرو در زمان و پسرو در مکان با کورانت ۰/۵ در مسئله با دامنه‌ی کوچک.



شکل ۱۴. مقادیر خطای لگاریتمی روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا در نسبت شعاع‌های تأثیر به فاصله‌ی گره‌ی مختلف در مسئله‌ی گوسی با دامنه‌ی بزرگ‌تر.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی نتایج جواب دقیق و روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی دوم با کورانت ۰/۵ در زمان ۱۰ ثانیه و نسبت شعاع تأثیر به فاصله‌ی گره‌ی دو برابر.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی نتایج جواب دقیق و روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی سوم با کورانت ۰/۵ در زمان ۱۰ ثانیه و نسبت شعاع تأثیر به فاصله‌ی گره‌ی ۳ برابر.

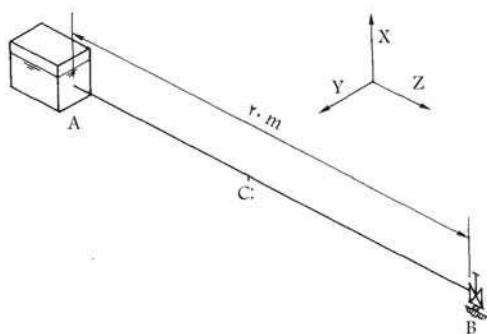
قبل، با گام زمانی ۰/۰۵ بوده است (کورانت ۰/۵). با مقایسه‌ی نتایج می‌توان مشاهده کرد که با گذشت زمان ۱۰ ثانیه، همچنان روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی چهارم، نتایج قابل قبول‌تری نسبت به باقی روش‌ها ارائه داده است. مقدار خطای هر شعاع تأثیر از بازه‌ی ۲ تا ۴ برابر فاصله‌ی گره‌ها محاسبه شده است. شکل ۱۴، مربوط به مقادیر خطاست. شایان ذکر است که نتایج ناپایدار تحلیل در شکل ۱۴ ارائه نشده و برای بهبود تفکیک خطاها، از مقیاس لگاریتمی استفاده شده است.

با توجه به شکل ۱۴ می‌توان مشاهده کرد با افزایش دقت مرتبه، خطای حاصل‌شده کمتر خواهد شد؛ اما همچنان می‌توان نوسان‌های خطا را در شعاع‌های تأثیر مختلف مشاهده کرد.

در انتهای تحلیل مسئله در حالت دوم، نتایج حاصل‌شده‌ی قبلی با روش فرام و روش پیشرو در زمان و پسرو در مکان با ۱۱۰۱ گره و در گام زمانی ۰/۰۵ ثانیه (کورانت ۰/۵) در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود.

در این مسئله نیز به‌عنوان مثال، هر گام زمانی در تحلیل عددی با روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی چهارم برابر با ۰/۷۱۸۷ ثانیه بوده است؛ در حالی که هر گام زمانی در روش فرام فقط ۰/۰۱۴ ثانیه زمان برده است. با مقایسه‌ی نتایج شکل ۱۵ می‌توان نتیجه گرفت که به ازاء صرف هزینه‌ی محاسباتی بیشتر برای

در حالت دوم تحلیل مسئله‌ی موج گوسی، دامنه‌ی محاسباتی افزایش پیدا کرده است. نتایج حاصل‌شده پس از گذشت ۱۰ ثانیه برای مرتبه‌ی دوم دقت در شکل ۱۱، مرتبه‌ی سوم دقت در شکل ۱۲ و مرتبه‌ی چهارم دقت در شکل ۱۳ مشاهده می‌شوند. در این حالت، دامنه‌ی محاسباتی به ۱۱۰۰ سلول پس‌زمینه تقسیم شده است، که شامل ۱۱۰۱ گره با فاصله‌های Δx برابر ۰/۰۱ و به مانند



شکل ۱۶. سیستم مخزن -- لوله -- شیر مسئله‌ی معیار دلفت.
جدول ۵. مشخصات مسئله‌ی ضربه‌ی قوچ کلاسیک مرجع دلفت.

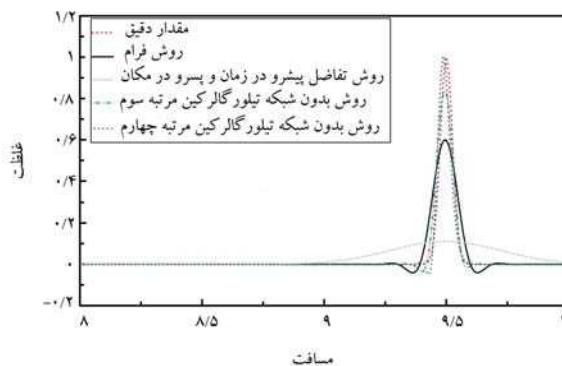
مشخصات مسئله	مقادیر
طول لوله (متر)	۲۰
قطر خارجی لوله (میلی‌متر)	۸۱۳
ضخامت جداره‌ی لوله (میلی‌متر)	۸
مدول یانگ (گیگاپاسکال)	۲۱۰
مدول بالک (گیگاپاسکال)	۲/۱
سرعت سیال (متر بر ثانیه)	۱
چگالی سیال (کیلوگرم بر مترمکعب)	۱۰۰۰
ضریب پواسون	۰/۳

سرعت موج سیال طبق رابطه‌ی هلمهولتز – کورتوگ محاسبه می‌شود، که به صورت رابطه‌ی ۳۸ است:

$$a_{HK} = \sqrt{\frac{K}{\rho_f \left(1 + \frac{DK}{eE}\right)}} \quad (38)$$

که در آن، K مدول بالک، ρ_f چگالی سیال، D قطر لوله، e ضخامت جداره‌ی لوله و E مدول یانگ است. سرعت موج سیال طبق رابطه‌ی ۳۸ برابر با ۱۰۲۵ است. مسئله با دو روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین و روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌های سوم و چهارم حل شده است. دامنه‌ی محاسباتی به ۲۰۰ سلول پس زمینه تقسیم شده است، که شامل ۲۰۱ گره با فاصله‌های Δx برابر ۰/۱ بوده و درون هر کدام از آن‌ها، از ۵ نقطه‌ی گوس استفاده شده است. همچنین گام زمانی در حالت اول برابر با ۰/۰۰۰۰۵ ثانیه (کورانت ۰/۵) و در حالت دوم برابر با ۰/۰۰۰۰۷۵ ثانیه (کورانت ۰/۷۵)، $p^T(x) = \{1, x\}$ و شعاع تأثیر برابر با ۲/۲ برابر فاصله‌ی گره‌ها در نظر گرفته شده است. نتایج مسئله تا زمان ۰/۲ ثانیه تحلیل شده است. همچنین مقدار تاریخچه‌ی زمانی هد در ناحیه‌ی شیر با استفاده از روش مشخصه‌ها در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود.

نتایج به دست آمده با روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود، که شکل ۱۸ – الف، مربوط به تاریخچه‌ی زمانی هد در ناحیه‌ی شیر و شکل ۱۸ – ب، مربوط به هد – مکان در زمان ۰/۱ ثانیه است. مقدار نوسان‌های حاصل شده در روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین بسیار قابل ملاحظه است. بنابراین، برای افزایش دقت، جملات مرتبه‌ی بالاتر به معادله



شکل ۱۵. مقایسه‌ی نتایج روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا با روش فرام و روش پیشرو در زمان و پسرو در مکان با کورانت ۰/۵ در مسئله با دامنه‌ی بزرگ.

روش بدون شبکه‌ی تیلور – گالرکین مرتبه‌ی بالا، نتایج مطلوب‌تری به دست می‌آید.

۲.۳. مسئله‌ی دوم (ضربه‌ی قوچ کلاسیک)

مسئله‌ی ضربه‌ی قوچ نیز یک مسئله‌ی جابجایی خالص یک بعدی است، که متغیر Φ در آن، یک متغیر برداری شامل سرعت و فشار است. پدیده‌ی ضربه‌ی قوچ از تغییر ناگهانی سرعت در لوله به وجود می‌آید، که سبب افزایش یا کاهش ناگهانی فشار در لوله می‌شود. حل عددی مسئله‌ی ضربه‌ی قوچ از آن جهت حائز اهمیت است که به علت ناگهانی و لحظه‌یی بودن تغییرات سرعت در لوله، تغییرات هد در لوله نیز بسیار سریع است، که سبب به وجود آمدن ناپیوستگی در هد می‌شود. این ناپیوستگی به وجود آمده، شبیه‌سازی عددی را با دشواری روبرو می‌کند. متغیر معادله‌ی حاکم مسئله‌ی ضربه‌ی قوچ کلاسیک بدون در نظر گرفتن اصطکاک به صورت رابطه‌های ۳۳ و ۳۴ است:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (33)$$

$$\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{g}{c_f^2} \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (34)$$

که در آن‌ها، V بیانگر سرعت سیال، H هد سیال، c_f سرعت موج سیال و g شتاب گرانشی زمین است. معادله‌ی حاکم این مسئله را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۳۵ نوشت:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} + U \frac{\partial \Phi}{\partial x} = 0 \quad (35)$$

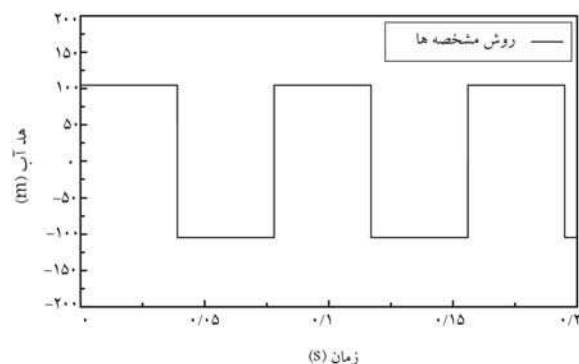
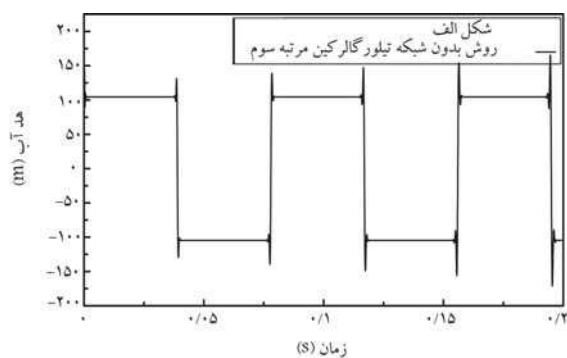
$$\text{که در آن، } \Phi = \begin{bmatrix} V \\ H \end{bmatrix} \text{ و } U = \begin{bmatrix} 0 & g \\ \frac{c_f^2}{g} & 0 \end{bmatrix} \text{ است.}$$

مسئله‌ی دوم بررسی شده در پژوهش حاضر، مسئله‌ی مرجع دلفت است (شکل ۱۶)، که مشخصات آن در جدول ۵ ارائه شده است.^[۲۲] دامنه‌ی مسئله به صورت $x = (0, 20)$ بوده است. شرایط مرزی در چله در مرزها نیز به صورت رابطه‌ی ۳۶ است:

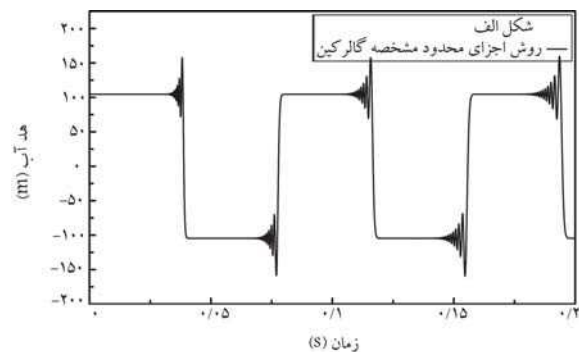
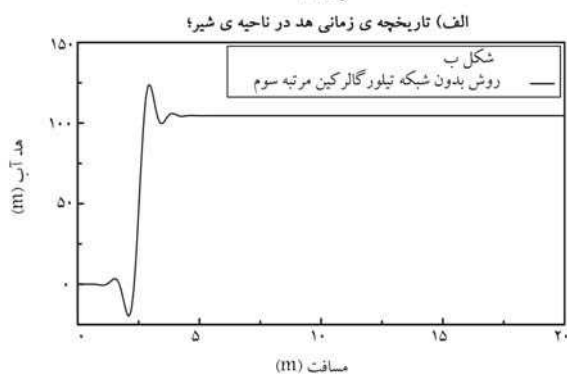
$$V(20, t) = 0 \quad H(0, t) = 0 \quad x \in \Gamma \quad (36)$$

همچنین شرایط اولیه نیز مطابق رابطه‌ی ۳۷ برقرار است:

$$V(x, t=0) = 1/0 \quad H(x, t=0) = 0/0 \quad (37)$$

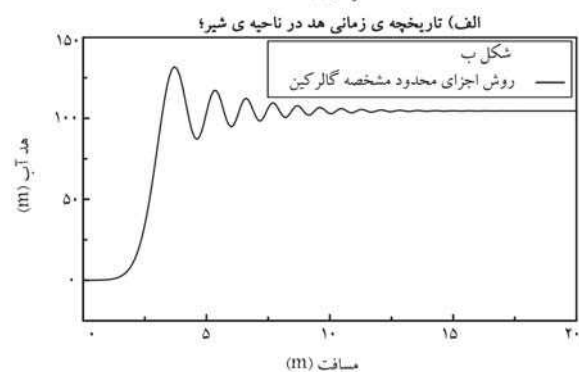
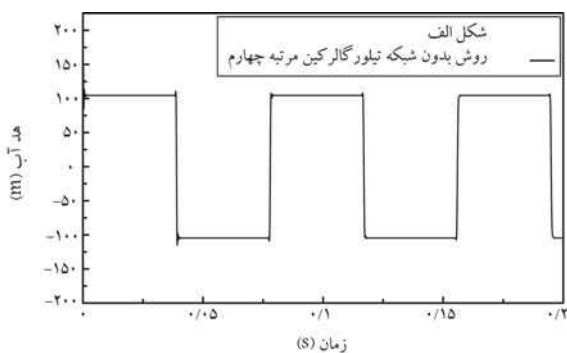


شکل ۱۷. مقدار تاریخچه‌ی زمانی هد در ناحیه‌ی شیر برای ضربه‌ی قوچ کلاسیک.



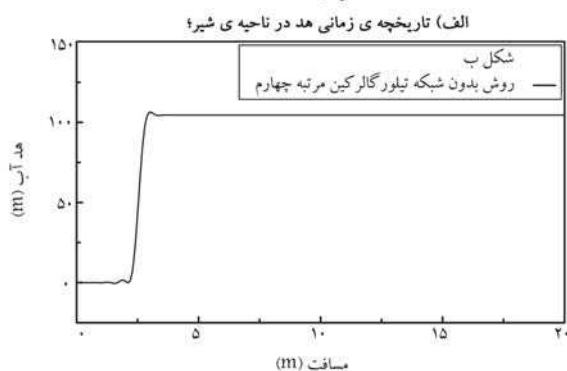
(ب) هد-مکان در زمان ۰/۱۸

شکل ۱۹. نتایج تحلیل عددی مسئله‌ی ضربه‌ی قوچ کلاسیک با روش بدون شبکه‌ی تیلور -- گالرکین مرتبه‌ی سوم (با کورانت ۰/۵).



(ب) هد-مکان در زمان ۰/۱۸

شکل ۱۸. نتایج تحلیل عددی مسئله‌ی ضربه‌ی قوچ کلاسیک با روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین (با کورانت ۰/۵).



(ب) هد-مکان در زمان ۰/۱۸

شکل ۲۰. نتایج تحلیل عددی مسئله‌ی ضربه‌ی قوچ کلاسیک با روش بدون شبکه‌ی تیلور -- گالرکین مرتبه‌ی چهارم (با کورانت ۰/۵).

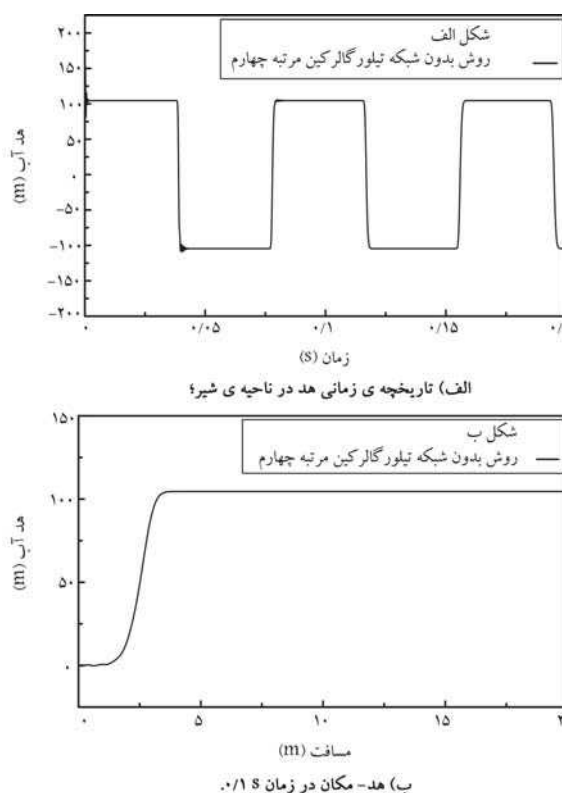
اضافه شده است. با حل حالت اول مسئله‌ی ذکر شده با روش بدون شبکه‌ی تیلور -- گالرکین مرتبه‌ی سوم، نتایج در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود؛ که در آن، شکل ۱۹ - الف، مربوط به تاریخچه‌ی زمانی هد در ناحیه‌ی شیر و شکل ۱۹ - ب، مربوط به هد -- مکان در زمان ۰/۱۸ ثانیه است.

با مقایسه‌ی نتایج حاصل شده نسبت به روش اجزاء محدود مشخصه‌ی گالرکین می‌توان مشاهده کرد نوسان‌ها کاهش یافته و حل عددی با دقت بیشتری انجام شده است؛ اما همچنان این پتانسیل وجود دارد تا نتایج به دقت و پایداری مناسب‌تری برسند. بنابراین حالت اول مسئله با روش بدون شبکه‌ی تیلور -- گالرکین مرتبه‌ی چهارم حل شده است، که نتایج آن در شکل ۲۰ مشاهده می‌شود. شکل ۲۰ - الف، مربوط به تاریخچه‌ی زمانی هد در ناحیه‌ی شیر و شکل ۲۰ - ب، مربوط به هد -- مکان در زمان ۰/۱۸ ثانیه است. مقادیر به دست آمده در حالت مرتبه‌ی چهارم، نوسان‌های

چهارم، نتایج حاصل شده در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، شکل ۲۱-الف، مربوط به تاریخچه‌ی زمانی هد در ناحیه‌ی شیر و شکل ۲۱-ب، مربوط به هد مکان در زمان 0.1 ثانیه است. شایان ذکر است در کورانت 0.75 ، روش بدون شبکه‌ی تیلور-گالرکین مرتبه‌ی سوم نتایج ناپایداری از خود نشان می‌دهد.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، روش بدون شبکه‌ی تیلور-گالرکین مرتبه‌ی بالا برای حل مسائل جابجایی خالص ارائه شده است. در روش اخیر، با بهره‌گیری از جملات مشتق مرتبه‌ی بالا در بسط تیلور و گسسته‌سازی زمانی آن، این امکان به وجود آمد تا پایداری تحلیل و دقت شبیه‌سازی افزایش یابد. برخلاف محدودیت روش گالرکین استاندارد، که استفاده از جملات مرتبه‌ی بالای بیشینه تا مرتبه‌ی دو ممکن است، این روش با بهره‌گیری از تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک و تابع وزن نمایی، امکان استفاده از جملات با مشتق مرتبه‌ی بالا را در معادله مقدور می‌سازد. دو مسئله‌ی مرجع برای بررسی توانمندی روش ارائه‌شده، بررسی شده است. با توجه به خروجی‌های حاصل شده، ملاحظه شد که با هر مرحله افزایش مرتبه‌ی روش بدون شبکه‌ی تیلور-گالرکین، خطاهای به وجود آمده به میزان قابل توجهی کاهش یافته است. تابع شکل کمینه‌ی مربعات متحرک این قابلیت را ممکن ساخت تا بتوان از جملات مرتبه‌ی بالا استفاده کرد و دقت تحلیل را افزایش داد؛ هر چند پیچیدگی این تابع نسبت به تابع شکل اجزاء محدود باعث شده است که مدت زمان محاسبه‌ی آن طولانی‌تر شود. طبیعتاً افزایش مرتبه‌ی معادله، نیاز به محاسبه‌ی مشتق‌های مرتبه‌ی بالای تابع شکل دارد و باعث طولانی‌تر شدن زمان تحلیل عددی می‌شود. در انتها می‌توان بیان کرد که روش بدون شبکه‌ی تیلور-گالرکین مرتبه‌ی بالا، روش مناسبی برای حل مسائل جابجایی خالص است، که بسته به نیاز مسئله می‌توان جملات مراتب بالاتری استفاده کرد. همچنین برای مسائل دو بُعدی نیز می‌توان با بازنویسی روابط برای حالت دو بُعدی، مسائل پیچیده‌تری را حل کرد.



شکل ۲۱. نتایج تحلیل عددی مسئله‌ی ضربه‌ی قوچ کلاسیک با روش بدون شبکه‌ی تیلور-گالرکین مرتبه‌ی چهارم (با کورانت 0.75).

بسیار اندکی نسبت به باقی روش‌ها نشان می‌دهند و با توجه به پیچیدگی شبیه‌سازی ناپیوستگی، می‌توان تأثیر جملات پایداری مرتبه‌ی چهارم را در نتایج مشاهده کرد. با حل حالت دوم مسئله‌ی اخیر با روش بدون شبکه‌ی تیلور-گالرکین مرتبه‌ی

پانوشته‌ها

1. Convection
2. Diffusion
3. Self-Adjoint
4. Galerkin
5. Zienkiewicz
6. Petrov-Galerkin Method
7. Damp
8. Guymon
9. Hughes
10. Streamline Diffusion
11. Johnson
12. Crosswind Diffusion
13. Douglas & Russell
14. Non-Conservative
15. Forwarding Track
16. Celia
17. Eulerian-Lagrangian Localized Adjoint
18. Galerkin Least-Squares
19. Characteristic-Galerkin
20. Taylor-Galerkin
21. Donea
22. Forward-Time Taylor Series Expansions
23. Weak Form
24. Zhang
25. Wang
26. Element Free Galerkin
27. Liu
28. Radial Basis Function
29. Li
30. Proper Orthogonal Decomposition
31. Streamline Upwind Petrov-Galerkin
32. Grimberg
33. Projection-Based Reduced-Order Models
34. Modal Truncation

35. Singh
36. Stabilized Local Meshless Method
37. Shock
38. Javed
39. Radial Basis Functions in Finite Difference Method
40. High-Order Taylor-Galerkin Meshless Method
41. Moving Least-Squares
42. Divergence
43. Explicit
44. Fromm
45. Forward Time Backward Space

منابع (References)

1. Zienkiewicz, O.C., Gallagher, R.H. and Hood, P., 1975. *Newtonian and non-Newtonian Viscous Incompressible Flow. Temperature Induced Flows. Finite Element Solutions*. The Mathematics of Finite Elements and Applications II.
2. Taylor, R.L. and Zienkiewicz, O.C., 2013. *The Finite Element Method*. Butterworth-Heinemann Oxford.
3. Guymon, G.L., Scott, V.H. and Herrmann, L.R., 1970. A general numerical solution of the two-dimensional diffusion-convection equation by the finite element method. *Water Resources Research*, 6(6), pp. 1611-1617. <https://doi.org/10.1029/WR006i006p01611>.
4. Hughes, T.J., 1979. A multidimensional upwind scheme with no crosswind diffusion. *Finite Element Methods for Convection Dominated Flows*, AMD 34.
5. Hughes, T.J., 1982. A theoretical framework for Petrov-Galerkin methods with discontinuous weighting functions: Application to the streamline-upwind procedure. *Finite Element in Fluids*, 4, pp. Chapter-3.
6. Johnson, C. and Saranen, J., 1986. Streamline diffusion methods for the incompressible Euler and Navier-Stokes equations. *Mathematics of Computation*, 47(175), pp. 1-18. <https://doi.org/10.1090/S0025-5718-1986-0842120-4>.
7. Johnson, C., Navert, U. and Pitkaranta, J., 1984. Finite element methods for linear hyperbolic problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 45, pp. 285-312. [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(84\)90158-0](https://doi.org/10.1016/0045-7825(84)90158-0).
8. Douglas, Jr, J. and Russell, T.F., 1982. Numerical methods for convection-dominated diffusion problems based on combining the method of characteristics with finite element or finite difference procedures. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 19(5), pp. 871-885. <https://doi.org/10.1137/0719063>.
9. Celia, M.A., Russell, T.F., Herrera, I. and Ewing, R.E., 1990. An Eulerian-Lagrangian localized adjoint method for the advection-diffusion equation. *Advances in Water Resources*, 13(4), pp. 187-206. [https://doi.org/10.1016/0309-1708\(90\)90041-2](https://doi.org/10.1016/0309-1708(90)90041-2).
10. Hughes, T.J., Franca, L.P. and Hulbert, G.M., 1989. A new finite element formulation for computational fluid dynamics: VIII. The Galerkin/least-squares method for advective-diffusive equations. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 73(2), pp. 173-189. [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(89\)90111-4](https://doi.org/10.1016/0045-7825(89)90111-4).
11. Zienkiewicz, O.C., 1983. *Finite Elements in Fluid Mechanics: A Decade of Progress*. Institute for Numerical Methods in Engineering, University College of Swansea.
12. Löhner, R., Morgan, K. and Zienkiewicz, O.C., 1984. The solution of non-linear hyperbolic equation systems by the finite element method. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 4(11), pp. 1043-1063. <https://doi.org/10.1002/flid.1650041105>.
13. Donea, J., 1984. A Taylor-Galerkin method for convective transport problems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 20(1), pp. 101-119. <https://doi.org/10.1002/nme.1620200108>.
14. Zhang, X.H., Ouyang, J. and Zhang, L., 2009. Element-free characteristic Galerkin method for Burgers' equation. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 33(3), pp. 356-362. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2008.07.001>.
15. Wang, X., Wang, H. and Liu, Y., 2022. A semi-Lagrangian meshfree Galerkin method for convection-dominated partial differential equations. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 391, p. 114546. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2021.114546>.
16. Liu, Y., Zhang, W., Jiang, Y. and Ye, Z., 2016. A high-order finite volume method on unstructured grids using RBF reconstruction. *Computers & Mathematics with Applications*, 72(4), pp. 1096-1117. <https://doi.org/10.1016/j.camwa.2016.06.024>.
17. Li, R., Wu, Q. and Zhu, S., 2019. Proper orthogonal decomposition with SUPG-stabilized isogeometric analysis for reduced order modelling of unsteady convection-dominated convection-diffusion-reaction problems. *Journal of Computational Physics*, 387, pp. 280-302. <https://doi.org/10.1016/j.jcp.2019.02.051>.
18. Grimberg, S., Farhat, C. and Youkilis, N., 2020. On the stability of projection-based model order reduction for convection-dominated laminar and turbulent flows. *Journal of Computational Physics*, 419, p. 109681. <https://doi.org/10.1016/j.jcp.2020.109681>.
19. Singh, V. and Mohanty, R.K., 2019. Local meshless method for convection dominated steady and unsteady partial differential equations. *Engineering with Computers*, 35, pp. 803-812. <https://doi.org/10.1007/s00366-018-0632-4>.
20. Javed, A., Mazhar, F., Shams, T.A., Ayaz, M. and Hussain, N., 2019. A stabilized RBF finite difference method for convection dominated flows over meshfree nodes. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 107, pp. 159-167. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2019.07.008>.
21. Liu, G.R. and Gu, Y.T., 2005. *An Introduction to Mesh-free Methods and Their Programming*. Springer Science & Business Media. <https://doi.org/10.1007/1-4020-3468-7>.
22. Tijsseling, A.S., 2003. Exact solution of linear hyperbolic four-equation system in axial liquid-pipe vibration. *Journal of Fluids and Structures*, 18(2), pp. 179-196. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2003.07.001>.

بررسی مدل‌های عددی پیش‌بینی پدیده‌ی کاویتاسیون در ونتوری‌ها با استفاده از نرم‌افزار ANSYS FLUENT

فرهود کلاته* (دانشیار)

سجاد کوزه‌گر غیاثی (کارشناس ارشد)

احسان امین‌وش (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۲، صص. ۵۳-۶۱، (پژوهشی)

کاویتاسیون پدیده‌ی است که طی آن با حرکت جریان و کاهش فشار مایع به فشار بخار اشباع سیال در مناطق مستعد، حباب‌هایی از هوا در طی جریان ایجاد می‌شوند، که پس از رسیدن به مناطقی با فشار بالاتر شکافته و باعث آزاد شدن انرژی زیادی از جانب سیال می‌شوند، که با برخورد مایکروجت‌های مذکور به جداره‌ها، باعث ایجاد لرزش و سروصدا و آثار مخربی، از جمله: فرسایش سازه‌ی پروانه‌های کشتی‌ها، پره‌های پمپ‌ها و سریز سدها و همچنین کاهش راندمان و اختلال در عملکرد دستگاه‌های هیدرولیکی می‌شوند. در پژوهش حاضر، به صورت عددی و با استفاده از نرم‌افزار ANSYS FLUENT بررسی و مدل‌های مختلف کاویتاسیون در هندسه‌های متفاوت مطالعه و با هم مقایسه شده‌اند. همچنین نتایج نشان داده‌اند که تشکیل پدیده‌ی کاویتاسیون در گلولی ۱۰ سانتی‌متر نسبت به ۵ سانتی‌متر به میزان ۵/۸۸٪، در گلولی ۱۰ سانتی‌متری نسبت به بدون گلولی به میزان ۶۴/۷۱٪ و در گلولی ۵ سانتی‌متری نسبت به بدون گلولی به میزان ۶۲/۵٪ تغییر یافته است.

واژگان کلیدی: کاویتاسیون، جریان دوفازی، دینامیک سیالات محاسباتی، فشار بخار اشباع.

۱. مقدمه

کاویتاسیون فرایندی است که طی آن مایع تحت بررسی تغییر فاز می‌دهد و حباب‌هایی در آن ایجاد می‌شود و هنگامی رخ می‌دهد که فشار استاتیک آب در یک ناحیه از مقدار فشار بخار اشباع آب کمتر شود. شرایط اخیر اغلب بعد از شروع بازشدگی در ونتوری‌ها، در پشت پمپ‌ها و قسمت بالایی هیدروفل‌ها وجود دارد و این مکان‌ها مستعد وقوع کاویتاسیون هستند. در این حالت، حباب‌های بسیار ریزی در منطقه‌ی که فشار کمتر از فشار بخار اشباع است، تشکیل می‌شوند. فرایند ایجاد کاویتاسیون به گونه‌ی است که طی آن یک تنش کششی که ناشی از به هم خوردن نیروهای بین‌مولکولی است، بر اجزاء سیال وارد و باعث به وجود آمدن گسستگی‌هایی در جریان می‌شود، که این ناپوستگی‌ها خود را به صورت حباب‌های بخار نشان می‌دهند؛ که پس از رسیدن به مناطقی با فشار بالاتر شکافته می‌شوند و باعث آزاد شدن انرژی زیادی از طرف سیال می‌شوند و با شکافته شدن حباب‌های مذکور، انرژی حاصل شده که مکرراً ایجاد می‌شود، باعث آسیب رسیدن به سازه‌ها می‌شوند. امروزه با

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۴/۱۱، اصلاحیه ۱۴۰۲/۶/۲۷، پذیرش ۱۴۰۲/۷/۱۲.

پیشرفت و گسترش علوم، نیاز به افزایش سرعت در دستگاه‌های هیدرولیکی امری ضروری است، که خود این عمل احتمال رخداد کاویتاسیون را افزایش می‌دهد، همچنین نیاز به حفظ کارایی و نگهداری از دستگاه‌های هیدرولیکی مذکور اهمیت بسیار بالایی پیدا کرده است. از این رو نحوه‌ی وقوع و فرایند تشکیل و فروپاشی و همچنین راه‌های مقابله با آثار مخرب پدیده‌ی کاویتاسیون بسیار حائز اهمیت است. پژوهش حاضر، به منظور مطالعه و مقایسه‌ی انواع مدل‌های کاویتاسیون انجام شده و با مقایسه‌ی انواع مدل‌های ذکر شده به بررسی تفاوت‌ها، مزایا و معایب آنها پرداخته است، تا با بررسی‌شان، درک بیشتری از پدیده‌ی کاویتاسیون حاصل شود. اولین مطالعات در مورد پدیده‌ی کاویتاسیون به پژوهش اوایل^۱ (۱۸۰۲)،^[۱] بر می‌گردد، که در حین بحث بر روی توربین‌های هیدرولیک، احتمال بروز مشکل در اثر کاویتاسیون را تشخیص داده است، که نقطه‌ی آغازین مطالعات بر روی کاویتاسیون بوده است. کادیوار^۲ و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲] کنترل کاویتاسیون جزئی ناپایدار در مهندسی دریایی و سیستم‌های هیدرولیکی را بررسی کرده و دریافته‌اند که روش کنترل بررسی‌شده کاملاً مؤثر و قادر به جلوگیری از تشکیل حفره‌های توده‌ی

استناد به این مقاله:

کلاته، فرهود، کوزه‌گر غیاثی، سجاد، و امین‌وش، احسان، ۱۴۰۳. بررسی مدل‌های عددی پیش‌بینی پدیده‌ی کاویتاسیون در ونتوری‌ها با استفاده از نرم‌افزار ANSYS FLUENT.

مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۵۳-۶۱. DOI:10.24200/J30.2023.62623.3236

و کاهش دامنه‌ی فشار مرتبط با دینامیک کاویتاسیون ناپایدار بوده است. ایشان با حل مسئله‌ی فروپاشی یک حباب در یک توده‌ی بزرگ مایع، بنیان نظری را برای مطالعه‌ی کاویتاسیون ارائه و نشان دادند که حباب‌های مذکور، توانایی قابل توجهی دارند و تأثیر نسبتاً زیادی در تخریب سازه‌ها دارند. بنابراین، کاویتاسیون به نقطه‌ی کانونی مطالعات در توربو ماشین‌ها تبدیل شد. همچنین بعدها مشخص شده است که این توانایی شگفت‌انگیز حباب‌های کوچک می‌تواند در بسیاری از فناوری‌ها مفید واقع شود. یوو^۲ و همکاران^[۳] (۲۰۲۰)، نیز مکانیزم همبستگی بین رفتار کاویتاسیون و نوسان‌های فشار در یک توربین هیدرولیکی را بررسی کرده‌اند. سوو^۴ و همکاران (۲۰۲۱)،^[۴] نیز ویژگی‌های کاویتاسیون گازی و بخاری و روش‌های بهینه‌سازی را مطالعه و بررسی کرده‌اند. دانشمندان اتحاد جماهیر شوروی پیشنهاد کرده‌اند که در حین کاویتاسیون، حباب‌ها در مجاورت سطح جامد به‌طور متقارن فرو نمی‌باشند. در عوض، یک گودی بر روی حباب در نقطه‌ی مقابل سطح جامد ایجاد می‌شود، که به یک مایع به‌صورت جت تبدیل می‌شود و به سطح جامد آسیب می‌رساند و از آن با نام ماکروجت یاد شده است.^[۵] تولین^۵ (۱۹۶۰)،^[۶] نیز یک روش خطی‌سازی برای مسئله‌ی جریان در مورد یک پروفیل متقارن در زاویه‌ی حمل صفر درجه و عدد کاویتاسیون صفر اعمال کرده است. از آن زمان به بعد، بسیاری از پژوهشگران، نظریه‌ی خطی را برای جریان در اطراف اجسام دلخواه با عدد‌های مختلف کاویتاسیون گسترش داده‌اند. با در نظر گرفتن یک سد و مخزن آن، تأثیر کاویتاسیون هنگامی که سیستم تحت بار لرزه‌یی و انفجار قرار می‌گیرد را با جزئیات، بحث و بررسی کرده^[۷] و تمایز مابین کاویتاسیون ناشی از جریان سیال (هیدرودینامیکی) و کاویتاسیون در اثر انتشار موج کشسان (اکوستیکی) را توضیح داده‌اند. یولمن^۶ (۱۹۸۷)،^[۸] از جمله اولین کسانی بود که جریان کاویتاسیون را روی هیدروفیل‌های دوبعدی در نظر گرفت و با حل معادله‌های مربوط به انتقال حباب به پژوهش در رابطه با پدیده‌ی کاویتاسیون پرداخت. برقعی و همکاران (۱۹۹۹)،^[۹] اثر جریان هیدرولیکی، هندسه‌ی کانال و شکل سرریز بر روی ضریب تخلیه‌ی سرریز لبه‌ی تیز را مطالعه و بررسی کرده‌اند. دانشفراز و جیحونی (۲۰۱۹)،^[۱۰] نیز به بررسی عددی پارامترهای هیدرولیکی و عدد کاویتاسیون سرریز سد شهید مدنی پرداخته و دریافته‌اند که براساس توزیع‌های سرعت و فشار به‌دست آمده، کاویتاسیون در سرریز سد شهید مدنی برای دبی‌های بررسی شده در پژوهش مذکور رخ نخواهد داد. همچنین دانشفراز و ذوقی (۲۰۱۳)،^[۱۱] پدیده‌ی کاویتاسیون در سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه را به‌صورت عددی با استفاده از نرم‌افزار ۳D-Flow بررسی کرده‌اند. کادیارو و همکاران (۲۰۲۰)،^[۱۲] هم با کنترل کاویتاسیون‌های ناپایدار در مهندسی سازه‌های دریایی و سیستم‌های هیدرولیکی نشان دادند که روش‌های استفاده شده، کاملاً مؤثرند و قادر به جلوگیری از تشکیل کاویتاسیون و کاهش دامنه‌ی فشار مرتبط با دینامیک کاویتاسیون‌های ناپایدار هستند.

در پی وقوع پدیده‌ی کاویتاسیون، یک نوع آلودگی صوتی و سر و صدا و نیز فرسایش و خوردگی زیادی در سازه‌ها و جداره‌های یک سیستم به‌وجود می‌آید، که کنترل و از بین بردن و یا کمینه‌سازی آثار مخرب آنها و همچنین حفظ عملکرد و افزایش راندمان سازه‌های هیدرولیکی امری بسیار ضروری است. لذا، تحلیل و بررسی چرخه‌ی تشکیل و فروپاشی حباب‌هایی که در طی پدیده‌ی کاویتاسیون به‌وجود می‌آیند، اهمیت بسیار بالایی دارد. پژوهش حاضر، به‌منظور مطالعه‌ی مدل‌های مختلف شبیه‌سازی پدیده‌ی کاویتاسیون و مقایسه‌ی آنها در نحوه‌ی ایجاد و گسترش ابر کاویتاسیونی و تأثیر آن در جریان انجام شده است. در پژوهش حاضر، پس از تعریف پدیده‌ی کاویتاسیون و بیان

معادله‌های اساسی حاکم بر آن، به مدل‌سازی و تئوری، که قبلاً در یک آزمایش عملی در سال ۲۰۱۸ مطالعه شده است، نتایج به‌دست آمده با نتایج مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است. همچنین با تغییر هندسه و افزودن گلوله‌ی به و تئوری و تغییر در درجه‌ی بازشدگی و تئوری، هندسه‌های جدید تحلیل و بررسی و نمودارهای طول ناحیه‌ی کاویتاسیون و ضریب افت فشار با عدد رینولدز ارائه شده‌اند.

۲. مواد و روش‌ها

۲.۱. معادله‌های حاکم بر مسئله

معادله‌های دیفرانسیل جزئی حاکم بر جریان سیال، که به معادله‌های ناویر استوکس معروف هستند، در قالب مدل ریاضی بر مبنای پایستگی تکانه و بقای جرم هستند و برای سیال‌های نیوتنی بیان می‌شوند. معادله‌های ناویر استوکس به‌صورت گسترده برای بررسی تغییرات خواصی، همچون: سرعت، فشار، دما، چگالی و لزجت جریان در طول فعل و انفعالات دینامیکی و یا حرارتی استفاده می‌شوند. شکل و فرم کلی معادله‌های ناویر استوکس به‌صورت رابطه‌ی ۱ است، که در حالت کلی براساس اصول حفظ جرم، حرکت، و انرژی بیان شده‌اند.

$$\rho \frac{Du}{Dt} = -\nabla p + \nabla \cdot \tau + \rho g \quad (۱)$$

که در آن، ρ چگالی سیال، u و v و w ترم‌های عمومی سرعت، P فشار در سیال، t زمان، τ تانسور تنش انحرافی است که مرتبه‌ی دوم دارد، g شتاب گرانش، ∇ گرادیان و V عملگر سرعت هستند.

اصل بقا جرم (معادله‌ی پیوستگی) به‌صورت روابط ۲ و ۳ بیان می‌شوند:

$$\frac{D\rho}{Dt} + \rho(\nabla \cdot \vec{V}) = 0 \quad (۲)$$

$$\vec{\nabla} = \vec{i} \frac{\partial}{\partial x} + \vec{j} \frac{\partial}{\partial y} + \vec{k} \frac{\partial}{\partial z} \quad (۳)$$

در حالی که چگالی در جریان ثابت است، سیال تراکم‌ناپذیر فرض می‌شود و سپس معادله‌ی پیوستگی به شکل رابطه‌ی ۴ ساده می‌شود، که نشان‌دهنده‌ی یک فرایند حالت پایدار است:

$$\frac{D\rho}{Dt} = 0 \Rightarrow \nabla \cdot \vec{V} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (۴)$$

۲.۲. انواع مدل‌های کاویتاسیون

شبیه‌سازی جریان کاویتاسیون مستلزم تشکیل جریان‌های دوفازی است. روش‌های گوناگونی برای مطالعه و بررسی جریان‌های چندفازی وجود دارد، که تعدادی از آنها در اینجا به‌صورت مختصر ارائه شده است:

۲.۲.۲. مدل سینتال و همکاران

مدل کاویتاسیون سینتال^۷ و همکاران^[۱۳] (۲۰۰۲)، بر اساس «مدل کاویتاسیون کامل» تهیه شده است، که کلیه‌ی آثار مرتبه‌ی اول (به‌عنوان مثال، تغییر فاز، دینامیک حباب، نوسان‌های فشار آشفته و گازهای غیرقابل چگالش) را شامل می‌شود. مدل سینتال این قابلیت را دارد که برای جابجایی جریان‌های چندفاز (N فاز)، آثار سرعت لغزش بین فازهای مایع و گاز، آثار حرارتی و قابلیت فشرده‌ی هر دو فاز مایع و گاز را در نظر بگیرد. مدل کاویتاسیون سینتال را می‌توان با مدل چندفازی مخلوط^۸، با یا بدون

مدل زوارت، جایگزینی (α_v) با $\alpha_{nuc}(1 - \alpha_v)$ را پیشنهاد کرده است (روابط ۱۳ و ۱۴): اگر $p > p_v$:

$$R_e = F_{vap} \frac{\alpha_{nuc} (1 - \alpha_v) p_v}{R} \sqrt{\frac{2}{3} \frac{P - P_v}{\rho_l}} \quad (13)$$

اگر $p > p_v$:

$$R_e = F_{cond} \frac{\alpha_v p_v}{R} \sqrt{\frac{2}{3} \frac{P - P_v}{\rho_l}} \quad (14)$$

که در آنها، $R = 10^{-6}$ (شعاع حباب)، $\alpha_{nuc} = 5 \times 10^{-2}$ (عملگر کسر حجم در هسته)، $F_{vap} = 50$ (ضریب تیخیر) و $F_{cond} = 100$ برابر با ضریب تراکم، P فشار مطلق و P_v فشار بخار هستند.

۳.۲.۲. مدل شونر و ساور

مدل شونر و ساور^{۱۳}، از روشی کاملاً مشابه برای استخراج معادله‌های حاکم بر جرم و بخار استفاده می‌کند. معادله‌ی کسر حجم بخار به صورت رابطه‌ی ۱۵ است:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\alpha \rho_v) + \nabla \cdot (\alpha \rho_v \vec{V}) = \frac{\rho_v \rho_l}{\rho} \frac{D\alpha}{dt} \quad (15)$$

که در آن، اصطلاح منبع جرم خالص به شرح رابطه‌ی ۱۶ است:

$$R = \frac{\rho_v \rho_l}{\rho} \frac{d\alpha}{dt} \quad (16)$$

برخلاف مدل‌های سینگال و همکاران و نیز زوارت و همکاران، در مدل شونر - ساور از رابطه‌ی ۱۷ برای محاسبه‌ی کسر حجم بخار و تعداد حباب در هر حجم مایع استفاده می‌شود:

$$\alpha = \frac{n_b \frac{4}{3} \pi R^3}{1 + n_b \frac{4}{3} \pi R^3} \quad (17)$$

که در آن به دنبال رویکرد مشابه سینگال و همکاران، معادله‌های ۱۸ و ۱۹ به دست آمده است:

$$R_B = \frac{\rho_v \rho_l}{\rho} \alpha (1 - \alpha) \frac{3}{R} \sqrt{\frac{2}{3} \frac{(P_v - P)}{\rho_l}} \quad (18)$$

$$R = \left(\frac{\alpha}{1 - \alpha} \frac{3}{4 \pi n} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (19)$$

که در آنها، R_B میزان انتقال جرم و R شعاع حباب است.

اگر فرض شود هیچ حبابی ایجاد یا از بین نرود، تراکم عدد حباب ثابت خواهد بود. شرایط اولیه برای کسر حجمی هسته و شعاع حباب برای تعداد حباب (n) از معادله‌ی ۱۷ به دست خواهد آمد. همانند دو مدل دیگر، از معادله‌ی ۱۸ نیز برای مدل‌سازی روند تراکم استفاده می‌شود. فرم نهایی معادله‌ها در مدل شونر و ساور به شرح روابط ۲۰ و ۲۱ است:

اگر $p \leq p_v$:

$$R_e = \frac{\rho_v \rho_l}{\rho} \alpha (1 - \alpha) \frac{3}{R} \sqrt{\frac{2}{3} \frac{(P_v - P)}{\rho_l}} \quad (20)$$

اگر $p > p_v$:

$$R_e = \frac{\rho_v \rho_l}{\rho} \alpha (1 - \alpha) \frac{3}{R} \sqrt{\frac{2}{3} \frac{(P - P_v)}{\rho_l}} \quad (21)$$

سرعت لغزش استفاده کرد. با این حال، توصیه شده است که کاویتاسیون با استفاده از مدل مخلوط بدون سرعت لغزش حل شود و اگر شرایط نشان دهند که لغزش قابل توجهی بین لایه‌های سیال وجود دارد، سرعت لغزش را می‌توان در نظر گرفت. برای استخراج عبارتی از نرخ تغییر فاز خالص، از معادله‌های پیوستگی دو فازی به صورت روابط ۵ الی ۷ استفاده می‌شود:^[۱۴]

-- فاز مایع

$$\frac{\partial}{\partial t} [(1 - \alpha) a_l] + \nabla \cdot [(1 - \alpha) a_l \vec{V}] = -R \quad (5)$$

-- فاز بخار

$$\frac{\partial}{\partial t} (\alpha a_v) + \nabla \cdot (\alpha a_v \vec{V}) = R \quad (6)$$

-- فاز مخلوط

$$\frac{\partial}{\partial t} (a) + \nabla \cdot (\rho \vec{V}) = 0 \quad (7)$$

که در آنها، l نشانگر فاز مایع و a تراکم مخلوط هستند.

با ترکیب سه معادله‌ی اخیر، رابطه‌ی ۸ برای تراکم مخلوط و کسر حجم بخار (α) تعریف می‌شود:

$$\frac{Da}{Dt} = -(a_l - a_v) \frac{D\alpha}{Dt} \quad (8)$$

رابطه‌ی کسر حجم بخار (α) را می‌توان با عدد تراکم بخار (n) و شعاع حباب (R) مانند رابطه‌ی ۹ نوشت:

$$\alpha = n \times \left(\frac{4}{3} \pi R^3 \right) \quad (9)$$

با جایگزینی معادله‌ی ۹ در معادله‌ی ۸، رابطه‌ی ۱۰ به دست می‌آید:

$$\frac{Da}{Dt} = -(a_l - a_v) (n \frac{4}{3} \pi)^{\frac{1}{3}} (\frac{3}{4} \alpha)^{\frac{2}{3}} \frac{DR}{Dt} \quad (10)$$

۳.۲.۲. مدل زوارت و همکاران

در مدل زوارت^۴ و همکاران، فرض شده است که همه‌ی حباب‌های یک سیستم، اندازه‌ی یکسانی دارند؛^[۱۴] و پیشنهاد شده است که کل میزان انتقال جرم بین فازها در واحد حجم (R) با استفاده از اعداد چگالی حباب (n) (که از رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آید) و میزان تغییر جرم یک حباب محاسبه شود:

$$R = n \times \left(\frac{4}{3} \pi R^3 \rho_v \frac{DR}{Dt} \right) \quad (11)$$

که برای استفاده از آن در روند فروپاشی حباب (تراکم)، از رابطه‌ی ۱۲ استفاده می‌شود:

$$R_e = F \frac{\alpha p_v}{R} \sqrt{\frac{2}{3} \frac{|P_B - P|}{\rho_l} \text{sign}(P_B - P)} \quad (12)$$

که در آن، (F) ضریب کالیبراسیون تجربی است. اگرچه معادله‌ی ۱۲، در اصل از تبخیر گرفته شده است، اما فقط برای کاویتاسیون کارایی خوبی دارد. اما اگر در تبخیر استفاده شود، از نظر فیزیکی نادرست و از نظر عددی ناپایدار است؛ زیرا یکی از مفروضات اصلی این است که حباب‌های کاویتاسیون با یکدیگر تعامل ندارند. لذا

۳.۲. نرم افزار استفاده شده در پژوهش حاضر

برای شبیه سازی پژوهش حاضر از نرم افزار تجاری ANSYS FLUENT استفاده شده است. نرم افزار FLUENT، یک نرم افزار مهندسی به کمک رایانه ای CAE در زمینه ای دینامیک سیالات محاسباتی (CFD) برای مدل کردن جریان سیال، انتقال گرما و جرم، واکنش های شیمیایی و سایر پدیده های مرتبط در هندسه های پیچیده است. در این مرحله، توزیع تنش، تغییر مکان و در مواردی دما در حین عملکرد قطعه و مجموعه به دست می آید. در پژوهش حاضر از المان های چهار ضلعی استفاده شده است. المان چهار ضلعی به شکل مسطحی گفته می شود که از اتصال ۴ نقطه ای غیر هم خط در صفحه به وجود می آید. المان چهار ضلعی، دارای ۴ ضلع و ۴ زاویه و مجموع زوایای داخلی ۳۶۰ درجه است.

در پژوهش حاضر، آب به صورت سیال نیوتنی در نظر گرفته شده است، که با استفاده از معادله ای حالت $U_p - U_s$ مدل سازی شده است. چگالی آب، $998.2 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ و ویسکوزیته، $0.001003 \text{ (kg/m.sec)}$ و همچنین فشار بخار اشباع سیال، 3.54 (kPa) در نظر گرفته شده است.

۴.۲. انواع مدل های آشفتگی

مدل آشفتگی شامل یک روند محاسباتی است، که در آن بتوان معادله های حرکت جریان را حل کرد، آشفتگی معمولاً در مسائلی که جریان طی آن از عدد رینولدز بحرانی عبور می کند، کاربرد دارد و در سایر مسائل مهندسی که جریان آشفته نمی شود، تأثیری ندارد و استفاده نمی شود؛ اما در پدیده ای کاویتاسیون چون جریان از محدوده ای عدد رینولدز بحرانی عبور می کند، مدل آشفتگی حتماً باید مد نظر باشد. انواع مدل های آشفتگی عبارتند از: مدل های آشفتگی صفر معادله ای که شامل مدل تنش جبری و مدل طول مخلوط است، که امروزه چندان مورد توجه پژوهشگران قرار ندارند. نوع دوم از مدل ها، مدل های دو معادله ای هستند، که شامل دو مدل $k - \varepsilon$ و $k - \omega$ است.

۱.۴.۲. مدل $k - \varepsilon$

در مدل $k - \varepsilon$ ، از دو معادله ای انتقال برای حل مسئله استفاده می شود، یکی برای انرژی جنبشی (k) و دیگری برای نرخ استهلاك انرژی که هر دوی آن ها به صورت هم زمان حل می شوند. این مدل یک مدل نیمه تجربی است، که به صورت رابطه ای ۲۲ تعریف می شود: [۱۳-۱۵]

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho k u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\frac{\mu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + \gamma \mu_t E_{ij} E_{ij} - \rho \varepsilon \quad (22)$$

معادله ای اخیر مربوط به آثار انرژی جنبشی است، که در آن k ضریب انرژی جنبشی، μ لزجت سینماتیکی، E انرژی و u ترم سرعت هستند. و معادله ای ۲۳، مربوط به نرخ هدر رفت انرژی است، که در آن ضرایبی وجود دارند که به صورت تجربی به دست می آیند.

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho \varepsilon u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} \gamma \mu_t E_{ij} E_{ij} - C_{\varepsilon 2} \rho \frac{\varepsilon}{k} \quad (23)$$

۲.۴.۲. مدل $k - \varepsilon$

مدل $k - \omega$ ، پرکاربردترین مدل بعد از مدل $k - \varepsilon$ به حساب می آید، که شامل دو معادله است و بسیار مشابه مدل $k - \varepsilon$ است و از تعریف مشابهی برای K استفاده می کند، اما در تعریف مؤلفه ای دوم برای توصیف رفتار آشفتگی از رابطه ای ۲۴ پیروی می کند:

$$\frac{\partial(\rho \omega)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_j \omega)}{\partial x_j} = \frac{\alpha \omega}{k} P - \beta \rho \omega^2 + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \sigma_\omega \frac{\rho k}{\omega} \right) \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \right] + \frac{\rho \sigma_d}{\omega} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \quad (24)$$

۵.۲. مدل سازی عددی و راستی آزمایی

در پژوهش حاضر، رفتار و نحوه ی وقوع پدیده ای کاویتاسیون در یک ونتوری با شرایط هندسی متفاوت و در اثر حرکت جریان با سرعت های مختلف و با اعداد رینولدز متفاوت بررسی شده است. ونتوری های مذکور در نرم افزار ANSYS FLUENT، مدل سازی شده اند. سپس به تحلیل و بررسی پارامترهای مختلف و تأثیرگذار در هندسه های مختلف، از جمله ایجاد گلوبی با طول های مختلف و همچنین زاویه های بازشدگی متفاوت پرداخته شده است. در پژوهش حاضر، ۶ مدل هندسه بحث و بررسی شده اند، که از نظر هندسه و زاویه ی بازشدگی با هم تفاوت دارند. به طور کلی، این موارد بررسی شده اند:

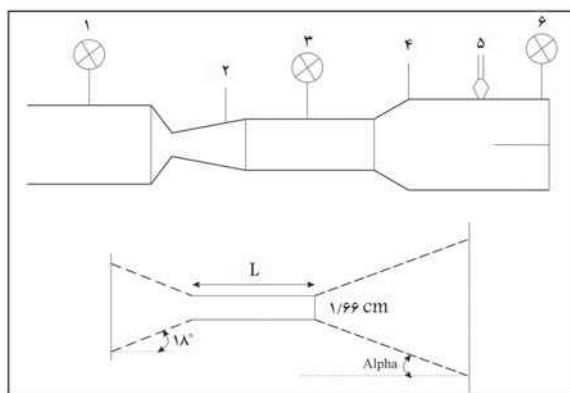
طول ناحیه ی قرار گرفته در محدوده ای کاویتاسیون عدد رینولدز در ناحیه ی گلوبی ونتوری، بررسی تأثیر تغییر زاویه ی خروجی ونتوری در شرایط مسئله و بررسی تأثیر افزودن گلوبی به ونتوری در رفتار پدیده ای کاویتاسیون.

در پژوهش حاضر، برای راستی آزمایی از نتایج آزمایش تجربی نوشتارالزوریر [۱۸ (۲۰۱۸) با عنوان (دینامیک کاویتاسیون جزئی در یک ونتوری همگرا - واگرا)، که در مجله ی بین المللی جریان چندفازی منتشر شده است، استفاده شده است.

در طول پژوهش حاضر و مدل سازی ها، شرایط جریان توسط معیاری با نام عدد کاویتاسیون (σ) بیان شده است، که کمیتی بی بعد و بیانگر تشکیل حباب های هوا در جریان است (مطابق رابطه ی ۲۵):

$$\sigma = \frac{P - P_v}{\frac{1}{2} \rho u_\infty^2} \quad (25)$$

که در آن، P مقدار فشار در پایین دست جریان (مقطع ۶ در شکل ۱)، P_v فشار بخار اشباع سیال، ρ دانسیته یا چگالی سیال استفاده شده (آب) و u_∞ سرعت



شکل ۱. نمای ونتوری آزمایشگاهی.

سرعت‌های مختلف در ورودی سیستم (مقطع ۱ - شکل ۱)، مسئله حل و به صورت تناوبی، مراحل اخیر تکرار شده‌اند؛ و در هر مرحله، مقدار فشار در ورودی سیستم و بعد از ونتوری (به ترتیب در مقاطع ۱ و ۳ شکل ۱) و سرعت در گلولی و ونتوری و همچنین طول ناحیه‌ی تشکیل کاویتاسیون اندازه‌گیری و ثبت شده و نمودارهای $K - \sigma$ و $l/d - \sigma$ به دست آمده‌اند، که معیار خوبی برای راستی‌آزمایی و مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی با آزمایش تجربی است. نمودارهای مربوط به مدل‌های آزمایش تجربی و عددی به ترتیب در شکل‌های ۳ و ۴ مشاهده می‌شوند؛ که در آنها، K ضریب افت فشار، σ عدد کاویتاسیون، l طول ناحیه‌ی وقوع کاویتاسیون و d قطر گلولی ونتوری هستند.

در مقایسه‌ی نمودارها در شکل ۳، پیوستگی و تطابق نسبتاً مناسبی بین نمودار عدد کاویتاسیون (σ) با ضریب افت فشار (K) در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی وجود دارد، به‌صورتی که تقریباً داده‌ها در دو نمودار اخیر بر هم منطبق و متناظر هستند.

در مقایسه‌ی نمودارها در شکل ۴، پیوستگی و تطابق نسبتاً مناسبی در نمودار σ با l/d وجود دارد و نیز تشابه و ارتباط و انطباق نسبتاً خوبی بین داده‌ها ملاحظه می‌شود.

همچنین در شکل ۵، وقوع کاویتاسیون در بازه‌های زمانی مختلف در آزمایش

جریان در گلولی ونتوری هستند. همچنین در مدل‌سازی‌های انجام شده از ضریب دیگری با نام ضریب افت فشار (K) مطابق معادله‌ی (۲۶) استفاده شده است.

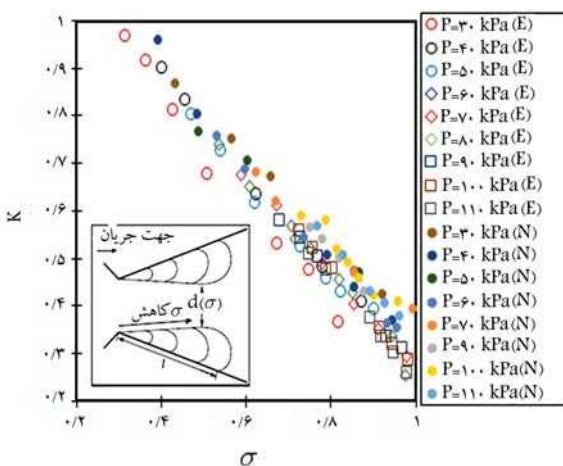
$$K = \frac{\Delta P}{\frac{1}{2} \rho u^2} \quad (26)$$

که در آن، ΔP اختلاف فشار بین مقاطع ۳ و ۱ نشان داده شده در شکل ۱ است. مشخصات و جزئیات هندسه‌ی ونتوری‌ها در جدول ۱ و شکل ۱ ارائه شده است. همچنین، نوع ونتوری در تحلیل حاضر مدنظر قرار گرفته‌اند، که جزئیات هندسی آنها در شکل ۲ مشاهده می‌شود و با تغییر زاویه‌ی L و طول L ، هندسه‌ی مدل‌ها نیز تغییر می‌کند.

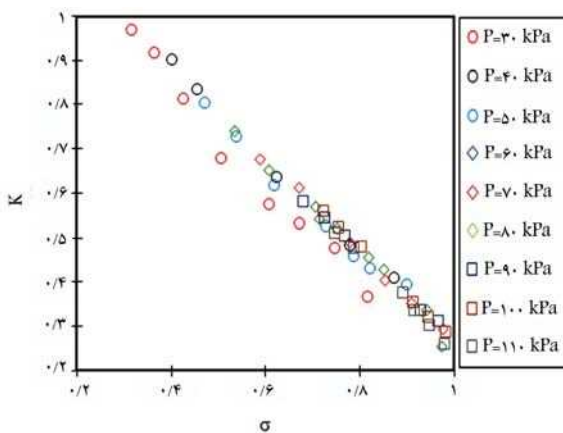
در پژوهش حاضر، برای راستی‌آزمایی از نتایج یک آزمایش تجربی با عنوان (دینامیک کاویتاسیون جزئی در یک ونتوری همگرا - واگرا)، که در سال ۲۰۱۸ منتشر شده است،^[۱۶] استفاده شده است. مدل آشفتگی در نظر گرفته شده، مدل $K - \varepsilon$ به صورت استاندارد بوده است. همچنین آب با دمای $(20^\circ C)$ و چگالی (998.1 kg/m^3) و مقدار فشار بخار اشباع برابر با 3.54 (kPa) در نظر گرفته شده است. با اعمال فشارهای متفاوت در خروجی (مقطع ۶ - شکل ۱) و اعمال

جدول ۱. اطلاعات هندسی ونتوری‌های مدل‌سازی شده.

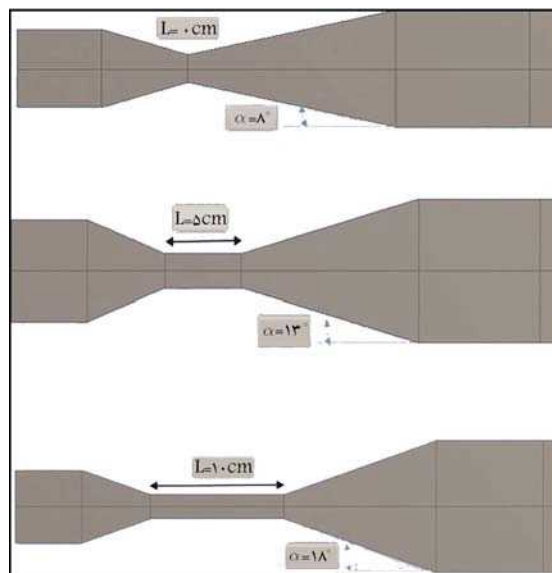
شماره‌ی ونتوری	α (Degree)	L (cm)
۱	۸	۰
۲	۱۳	۰
۳	۱۸	۰
۴	۸	۵
۵	۱۳	۵
۶	۱۸	۵
۷	۸	۱۰
۸	۱۳	۱۰
۹	۱۸	۱۰



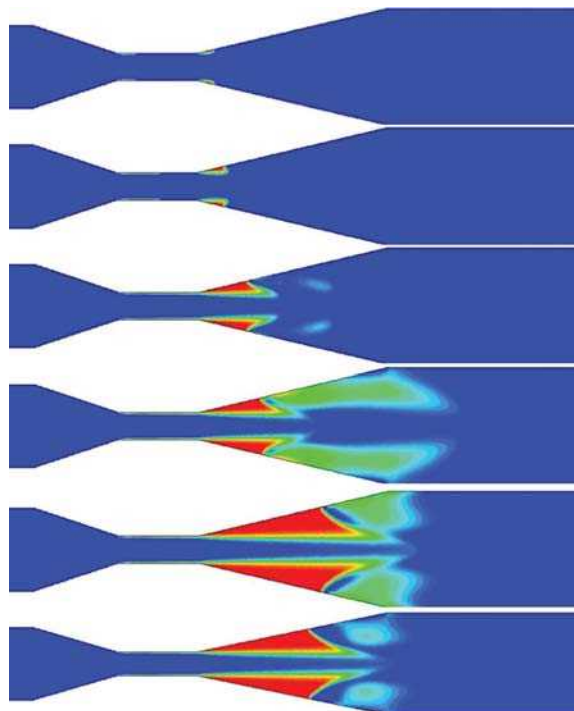
شکل ۳. نمودار $K - \sigma$ در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی.



شکل ۴. نمودار $K - \sigma$ با l/d در مدل آزمایشگاهی.



شکل ۲. ونتوری‌های بدون گلولی و با گلولی‌های ۵ و ۱۰ سانتی‌متر با زوایای بازشدگی متفاوت.



شکل ۶. وقوع پدیده‌ی کاویتاسیون در یک بازه‌ی زمانی مشخص.

۲.۳. پروفیل طولی پدیده‌ی کاویتاسیون

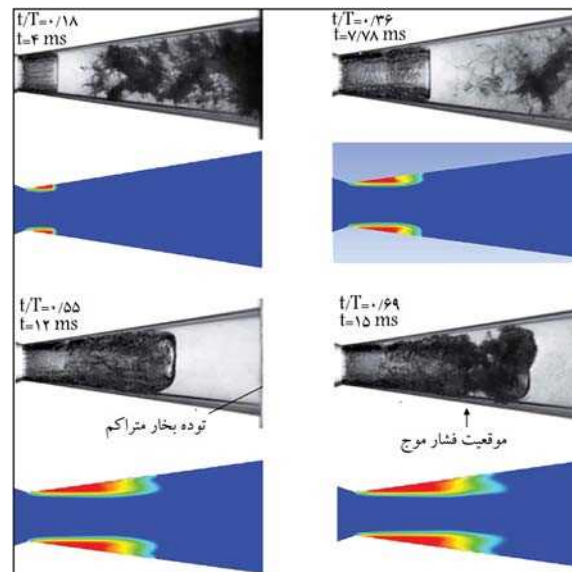
پدیده‌ی کاویتاسیون پس از ایجاد جریان در ونتوری و افزایش سرعت جریان، ابتدا در قسمت شروع واگرایی ونتوری، که فشار به‌طور ناگهانی کاهش پیدا می‌کند، رخ می‌دهد و از آنجا شروع به رشد می‌کند (مطابق شکل ۶). البته پدیده‌ی اخیر بسیار سریع رخ می‌دهد و و بعد از افزایش فشار، رفته‌رفته عقب نشینی می‌کند، که این مسئله در دو شکل آخر به‌طور واضح مشخص است. فرایند نشان داده شده در شکل ۶، در بازه‌ی زمانی صفر تا ۳۵ میلی‌ثانیه بوده است.

۳.۳. بررسی نمودارهای طول ناحیه‌ی کاویتاسیون با عدد رینولدز در گلولی

۱.۳.۳. ونتوری بدون گلولی

مطابق شکل ۷، در مدل بدون گلولی و زاویه‌ی بازشدگی ۸ درجه، بین نتایج دو مدل شونر و زوارت تفاوت زیادی مشاهده نمی‌شود، به‌طوری‌که هر دو منحنی مدل زوارت و شونر بر هم منطبق هستند و فقط در محدوده‌ی که عدد رینولدز در گلولی بین ۳۰۰۰۰ و ۵۰۰۰۰ قرار گرفته است، در مدل زوارت طول ناحیه‌ی قرار گرفته در محدوده‌ی کاویتاسیون، اندکی بیشتر از مدل شونر بوده است.

همچنین، در ونتوری بدون گلولی و با زاویه‌ی بازشدگی ۱۳ درجه، تا زمانی که عدد رینولدز در گلولی در محدوده‌ی زیر ۵۰۰۰۰ قرار داشته است، منحنی‌های دو مدل شونر و زوارت تقریباً مشابه هم بوده‌اند؛ اما پس از افزایش عدد رینولدز، منحنی دو مدل زوارت و شونر از هم فاصله گرفته‌اند، به‌طوری‌که در مدل زوارت طول ناحیه‌ی قرار گرفته در محدوده‌ی کاویتاسیون در محدوده‌ی عدد رینولدز بالاتر نسبت به مدل شونر افزایش پیدا کرده است. در ونتوری بدون گلولی و با زاویه‌ی بازشدگی ۱۸ درجه، نیز دو مدل مذکور فقط در محدوده‌ی که عدد رینولدز در



شکل ۵. کانتورهای فشار تشکیل بخار و تصاویر آزمایشگاهی از کاویتاسیون در بازه‌های زمانی مشخص.

جدول ۲. آنالیز حساسیت مش‌بندی.

اندازه‌ی مش (mm)	طول کاویتاسیون (cm)	سرعت (m/s)	فشار (kpa)	سرعت گلولی (m/s)
۴٫۹۱۶	۷٫۹۱	۷	۵۰	۱۹٫۳۹۶۱
۲٫۹۱۶	۷٫۷۹			۱۹٫۳۷۳۴
۱٫۹۱۶	۷٫۶			۱۹٫۳۷۱۱
۰٫۹۱۶	۷٫۵۵			۱۹٫۳۶۹۴
۰٫۷۳۵	۷٫۵۴۹			۱۹٫۳۶۹۴

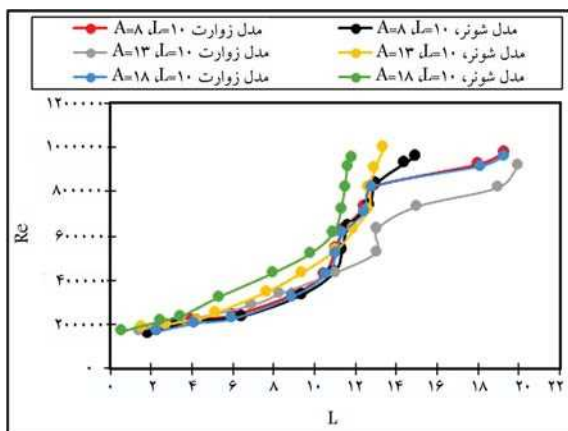
تجربی مشاهده می‌شود و با تصاویر مدل عددی در همان بازه‌ی زمانی مقایسه صورت گرفته است؛ که مطابق آنها، تشابه خوبی بین تصاویر به‌دست آمده از مدل آزمایشگاهی و کانتورهای فشار مدل عددی در بازه‌های زمانی مختلف مشاهده می‌شود.

۳. نتایج و بحث

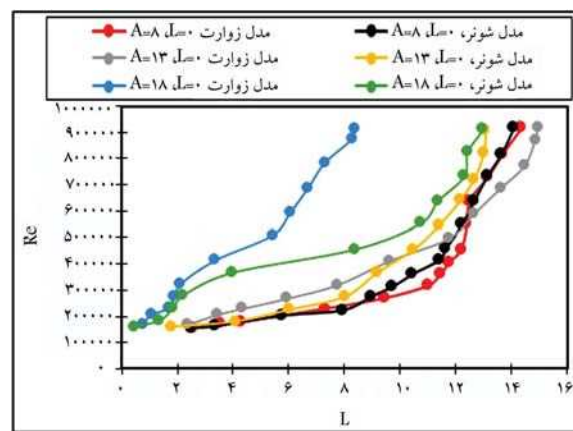
۱.۳. آنالیز حساسیت شبکه‌بندی

به‌منظور بررسی استقلال نتایج از اندازه‌ی شبکه، یک نمونه از مدل با اندازه‌های مش‌های متفاوت شبکه‌بندی شده است. سپس به حل مسئله در شرایط یکسان پرداخته و نتایج به‌دست آمده مقایسه شده‌اند. ابتدا از مش بزرگ شروع شده و سپس اندازه‌ی مش تا زمانی که نتایج همگرا شوند، کوچک شده است. همچنین، نتایج آنالیز حساسیت مش‌بندی در جدول ۲ به تفصیل ارائه شده است.

مطابق جدول ۲، در اندازه‌های مش‌های ۰٫۹۱۶ و ۰٫۷۳۵ (mm) نتایج همگرا و بر هم منطبق شده‌اند و سرعت و طول ناحیه‌ی کاویتاسیون دیگر تغییر نکرده است. لذا، در تمام مدل‌سازی‌های از اندازه‌ی مش ۰٫۹۱۶ (mm) استفاده شده است، تا اندازه‌ی مش تأثیری در نتایج نداشته باشد.



شکل ۹. نمودار عدد رینولدز با طول کایتاسیون در مدل با گلولی ۱۰ سانتی متری و زوایای ۸، ۱۳ و ۱۸ درجه.



شکل ۷. نمودار عدد رینولدز با طول کایتاسیون در مدل بدون گلولی و زوایای ۸، ۱۳ و ۱۸ درجه.

در محدوده‌ی کایتاسیون رشد زیادی نسبت به مدل شونر از خود نشان داده است. در نتوری با گلولی ۵ سانتی متری و با زاویه‌ی بازشدگی ۱۸ درجه، نیز منحنی‌های دو مدل شونر و زوارت، فقط در محدوده‌ی که عدد رینولدز در گلولی و نتوری کمتر از ۴۰۰۰۰۰ بوده است؛ تشابه داشته‌اند و پس از آن، با وجود آنکه روند و شکل منحنی‌های هر دو مدل یکی بوده است، اما در مدل زوارت کاهش طول ناحیه‌ی کایته شده بسیار قابل توجه است؛ به طوری که اختلاف حدود ۲ (cm) در عدد رینولدز ۱۰۰۰۰۰۰ در طول ناحیه‌ی قرار گرفته در محدوده‌ی کایتاسیون مشاهده می‌شود.

۳.۳.۳. ونتوری با گلولی ۱۰ سانتی متری

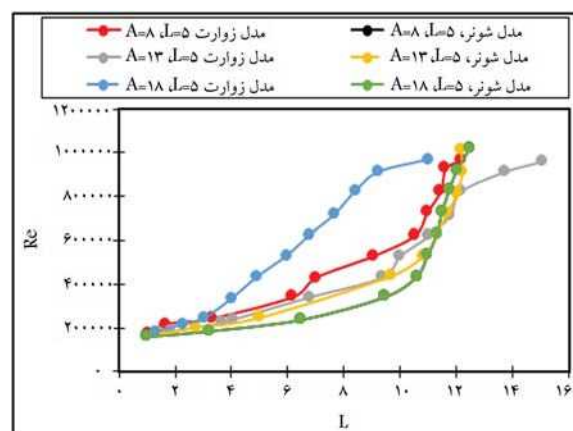
مطابق شکل ۹ مشخص است که در مدل با گلولی ۱۰ سانتی متری و زاویه‌ی بازشدگی ۸ درجه، بین نتایج دو مدل شونر و زوارت تفاوت زیادی مشاهده نمی‌شود و نتایج کاملاً بر هم منطبق هستند و فقط در محدوده‌ی که عدد رینولدز در گلولی از ۸۵۰۰۰۰ عبور کرده است، طول ناحیه‌ی قرار گرفته در محدوده‌ی کایتاسیون در مدل زوارت افزایش قابل ملاحظه‌ی از خود نشان داده و به طور ناگهانی افزایش پیدا کرده است.

همچنین، در نتوری با گلولی ۱۰ سانتی متری و با زاویه‌ی بازشدگی ۱۳ درجه، دو منحنی زوارت و شونر فقط در محدوده‌ی که عدد رینولدز در گلولی و نتوری کمتر از ۴۵۰۰۰۰ بوده است، تشابه دارند و پس از آن با افزایش عدد رینولدز در گلولی، مدل زوارت رفتار متفاوتی نسبت به مدل شونر از خود نشان داده و افزایش طول ناحیه‌ی قرار گرفته در محدوده‌ی کایتاسیون در مدل زوارت بسیار بیشتر از مدل شونر بوده است.

در مدل با گلولی ۱۰ سانتی متری و زاویه‌ی بازشدگی ۱۸ درجه، نیز بین نتایج دو مدل شونر و زوارت تفاوت نسبتاً زیادی وجود دارد و دو مدل مذکور فقط در محدوده‌ی که عدد رینولدز بین ۴۵۰۰۰۰ تا ۶۵۰۰۰۰ قرار داشته است، پیوستگی مناسبی از خود نشان داده و پس از اینکه عدد رینولدز در گلولی از محدوده‌ی ۸۵۰۰۰۰ عبور کرده است، طول ناحیه‌ی قرار گرفته در محدوده‌ی کایتاسیون در مدل زوارت افزایش زیادی پیدا کرده است.

۴. نتیجه‌گیری کلی

هدف از مطالعه‌ی حاضر، بررسی رژیم‌های مختلف کایتاسیون در یک ونتوری



شکل ۸. نمودار عدد رینولدز با طول کایتاسیون در مدل با گلولی ۵ سانتی متری و زوایای ۸، ۱۳ و ۱۸ درجه.

گلولی و نتوری کمتر از ۳۰۰۰۰۰ بوده است، تشابه دارند و پس از آن با وجود آنکه روند و شکل منحنی هر دو مدل تقریباً مشابه بوده است، اما در مدل زوارت کاهش طول ناحیه‌ی قرار گرفته در محدوده‌ی کایتاسیون بسیار قابل توجه است، به طوری که اختلاف حدود ۴ سانتی متر در محدوده‌ی عدد رینولدز ۹۰۰۰۰۰ در طول ناحیه‌ی کایته شده مشاهده می‌شود.

۳.۳.۳. ونتوری با گلولی ۵ سانتی متری

مطابق شکل ۸، مشخص است که در ونتوری با گلولی ۵ سانتی متری و با زاویه‌ی بازشدگی ۸ درجه، روند هر دو منحنی مدل‌های زوارت و شونر تا زمانی که عدد رینولدز در گلولی در محدوده‌ی زیر ۳۵۰۰۰۰ بوده است، تقریباً مشابه هم بوده و پس از افزایش عدد رینولدز تا مرز ۷۰۰۰۰۰، دو مدل نتایج متفاوتی را نشان داده‌اند، به طوری که طول ناحیه‌ی کایته شده در یک عدد رینولدز مشخص، در مدل زوارت کوچک‌تر از مدل شونر بوده است، اما بعد از محدوده‌ی اخیر، دوباره دو مدل همگرا شده‌اند. همچنین، در مدل با گلولی ۵ سانتی متری و زاویه‌ی بازشدگی ۱۳ درجه، بین نتایج دو مدل شونر و زوارت تفاوت زیادی مشاهده نمی‌شود و منحنی‌های هر دو مدل تقریباً بر هم منطبق هستند و فقط در محدوده‌ی که عدد رینولدز در گلولی بالاتر از ۸۰۰۰۰۰ قرار گرفته است، در مدل زوارت طول ناحیه‌ی قرار گرفته

- سرعت به دست آمده در گلوئی در شرایط یکسان زمانی، در تمام مدل‌ها مقدار ثابتی از خود نشان داده است، که نشانگر استقلال سرعت نسبت به هر دو مدل شونر و زوارت است؛
- نتایج نشان داده است که در ونتوری بدون گلوئی، در محدوده‌یی که عدد رینولدز کمتر از 300000 بوده است، کاویتاسیون مشاهده شده است. در ونتوری با گلوئی 5 سانتی‌متری، فقط در محدوده‌یی که عدد رینولدز در گلوئی بیشتر از 800000 بوده است، کاویتاسیون ایجاد شده است. همچنین نتایج نشان داده است که در ونتوری با گلوئی 10 سانتی‌متری در محدوده‌ی کاویتاسیون، عدد رینولدز از محدوده‌ی 850000 بیشتر شده است؛
- همچنین نتایج نشان داده‌اند که تشکیل پدیده‌ی کاویتاسیون در گلوئی 10 سانتی‌متر نسبت به 5 سانتی‌متر به میزان $5/88\%$ ، در گلوئی 10 سانتی‌متری نسبت به بدون گلوئی به میزان $64/71\%$ و در گلوئی 5 سانتی‌متری نسبت به بدون گلوئی به میزان $62/5\%$ تغییر یافته است.
- متقارن محوری همگرا - واگرا بوده است. لذا، 9 هندسه‌ی مختلف ونتوری در بحث وقوع کاویتاسیون و طول ناحیه‌ی کاویته شده تحلیل و بررسی شده‌اند. ونتوری‌های اخیر با طول‌های مختلف گلوئی و بدون گلوئی و همچنین زاویه‌های بازشدگی متفاوت مدل‌سازی و بررسی شده‌اند.
- با مقایسه‌ی طول گلوئی‌ها ملاحظه می‌شود که با افزایش طول گلوئی در حالت کلی در محدوده‌ی صفر تا 5 سانتی‌متری، طول ناحیه‌ی کاویته شده، کمی کاهش و در محدوده‌ی پس از آن افزایش یافته است؛
- در حالت کلی، مدل زوارت طول ناحیه‌ی کاویته شده‌ی بزرگ‌تری را در محدوده‌ی که عدد رینولدز در گلوئی بزرگ‌تر بوده است، نسبت به مدل شونر نشان داده است؛
- در حالت کلی، در آنالیزهای رایانه‌یی و مقایسه‌ی سرعت همگرایی دو مدل شونر و زوارت ملاحظه شده است که سرعت همگرایی مدل شونر بالاتر از مدل سرعت همگرایی مدل زوارت بوده است؛

پانویس‌ها

1. Euler
2. Kadivar
3. Yu
4. Suo
5. Tulin
6. Uhlman
7. Singhal
8. Mixture
9. Zwart
10. Schnerr & Sauer
11. Elsevier

منابع (References)

1. Euler, L., 1802. Letters of euler on different subjects in physics and philosophy: Addressed to a German princess (Vol. 2). Murray and Highley.
2. Kadivar, E., Timoshevskiy, M.V., Nichik, M.Y., El Moctar, O., Schellin, T.E. and Pervunin, K.S., 2020. Control of unsteady partial cavitation and cloud cavitation in marine engineering and hydraulic systems. *Physics of Fluids*, *32*(5), pp.1-19. <https://doi.org/10.1063/5.0006560>.
3. Yu, A., Zou, Z., Zhou, D., Zheng, Y. and Luo, X., 2020. Investigation of the correlation mechanism between cavitation rope behavior and pressure fluctuations in a hydraulic turbine. *Renewable Energy*, *147*(1). doi.org/10.1016/j.renene.2019.09.096
4. Suo, X., Jiang, Y. and Wang, W., 2021. Hydraulic axial plunger pump: Gaseous and vaporous cavitation characteristics and optimization method. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, pp.712-726. doi.org/10.1080/19942060.2021.1913232.
5. Kornfeld, M. and Suvorov, L., 1944. On the destructive action of cavitation. *Journal of Applied Physics*, *15*(6), pp.495-506. doi.org/10.1063/1.1707461.
6. Tulin, M.P., 1960. Steady two-dimensional cavity flows about slender bodies.
7. Zienkiewicz, O.C., Paul, D.K. and Hinton, E., 1983. Cavitation in fluid-structure response (with particular reference to dams under earthquake loading). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *11*(4), pp.463-481. doi.org/10.1002/eqe.4290110403.
8. Uhlman, J.S., 1987. The surface singularity method applied to partially cavitating hydrofoils. *Journal of Ship Research*, *31*(02), pp.107-124. doi.org/10.5957/jsr.1987.31.2.107.
9. Borghei, S.M., Jalili, M.R. and Ghodsian, M., 1999. Discharge coefficient for sharp-crested side weir in sub-critical flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, *125*(10), pp.1051-1056. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1999\)125:10\(1051\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1999)125:10(1051))
10. Ghazi, B., Daneshfaraz, R. and Jeshouei, E., 2019. Numerical investigation of hydraulic characteristics and prediction of cavitation number in Shahid Madani Dam's Spillway. *Journal of Groundwater Science and Engineering*, *7*(4), pp.323-332. 10.19637/j.cnki.2305-7068.2019.04.003.
11. Daneshfaraz, R. and Zogi, N., 2013. Investigation of cavitation in stepped spillway of Siah-Bishe dam by using Flow-3D model. *International Research Journal of Applied and Basic Sciences*, *4*(11), pp.3382-3388. <https://www.cabidigitallibrary.org/doi/full/10.5555/20133348057>.

12. Kadivar, E., Timoshevskiy, M.V., Nichik, M.Y., El Moc-tar, O., Schellin, T.E. and Pervunin, K.S., 2020. Con-trol of unsteady partial cavitation and cloud cavitation in marine engineering and hydraulic systems. *Physics of Fluids*, 32(5), pp.1-19. doi.org/10.1063/5.0006560.
13. Singhal, A.K., Athavale, M.M., Li, H. and Jiang, Y., 2002. Mathematical basis and validation of the full cavitation model. *J. Fluids Eng.*, 124(3), pp.617-624. doi.org/10.1115/1.1486223.
14. Zwart, P.J., Gerber, A.G. and Belamri, T., 2004, May. A two-phase flow model for predicting cavitation dynamics. *In Fifth International Conference on Multiphase Flow*, 152. Japan: Yokohama.
15. Schnerr, G.H. and Sauer, J., 2001, May. Physical and numerical modeling of unsteady cavitation dynamics. *In Fourth international Conference on Multiphase Flow*, 1, pp.1-12. New Orleans, LO, USA: ICMF New Orleans.
16. Kalateh, F. and Attarnejad, R., 2011. Finite element simulation of acoustic cavitation in the reservoir and ef-fects on dynamic response of concrete dams. *Finite Ele-ments in Analysis and Design*, 47(5), pp.543-558.

مطالعه‌ی آزمایشگاهی تشخیص آسیب در پل خرپایی تحت بار متحرک با استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی و تبدیل موجک تجربی

سیاوش شاه‌محمدی (کارشناس ارشد)

موسی محمودی صاحبی* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۲، صص. ۶۳-۷۴، (پژوهشی)

عوامل بسیاری می‌توانند در طول زمان بهره‌برداری از سازه‌ها منجر به ایجاد آسیب‌های موضعی شود، که در پاسخ‌های ارتعاشی سازه‌ها نمود پیدا می‌کنند. با هدف تشخیص وجود و تعیین موقعیت مکانی آسیب با استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی و تبدیل موجک تجربی تحت بار متحرک، یک پل خرپایی در مقیاس آزمایشگاهی ساخته شد. پس از اندازه‌گیری پاسخ‌های ارتعاشی پل، ۱۷ ویژگی حوزه‌ی زمانی استخراج شده از سیگنال‌های خام، برای تشخیص وجود آسیب به‌عنوان ورودی به شبکه‌ی عصبی ارائه و وضعیت سلامت پل (سالام یا آسیب دیده) به‌عنوان تارگت‌های آن در نظر گرفته شدند. برای مکانیابی آسیب نیز ۵ ویژگی غیرپارامتریک، شامل: آنتروپی‌های شانون و تی‌سالیس، جذر مجموع مربعات، عامل شکل و کشیدگی، به همراه ویژگی انرژی، از سیگنال‌های پردازش شده‌ی پل به کمک تبدیل موجک تجربی استخراج و استفاده شدند. نتایج نشان می‌دهند که روش پیشنهادی به‌طور مؤثری قادر به تشخیص وجود و مکان آسیب در پل تحت بار متحرک است.

واژگان کلیدی: پایش سلامت سازه، تشخیص آسیب، شبکه‌ی عصبی مصنوعی، تبدیل موجک تجربی، بار متحرک.

siavash.shahmohammadi@gmail.com
m.mahmoudi@sru.ac.ir

۱. مقدمه

سلامت سازه برای تشخیص آسیب هستند، که از شتاب‌سنج‌ها برای اندازه‌گیری پاسخ‌های شتاب سازه استفاده می‌کنند. سپس با استفاده از داده‌های اندازه‌گیری شده، ویژگی‌های ارتعاشی مانند بسامدهای طبیعی و شکل مودها را برای شناسایی تغییراتی که نشان‌دهنده‌ی آسیب سازه‌ی هستند، تجزیه و تحلیل می‌کنند.^[۱] استفاده از داده‌های ارتعاشی برای تشخیص آسیب چند مزیت دارد: نخست آنکه، امکان تشخیص زودهنگام آسیب‌ها و امکان تعمیر یا تعویض سریع اجزاء آسیب دیده را فراهم می‌کند. این رویکرد پیشگیرانه می‌تواند از وخامت بیشتر و بلایای انسانی بالقوه جلوگیری کند. علاوه بر این، شناسایی زودهنگام آسیب‌ها می‌تواند با کمینه‌سازی هزینه‌های تعمیر و جلوگیری از خرابی‌های سازه‌ی گسترده‌تر به مزایای اقتصادی منجر شود.^[۲]

رویکردهای متفاوتی در زمینه‌ی نوع ویژگی استخراج شده در روش‌های مذکور وجود دارد، که آنها را می‌توان به دو دسته‌ی پارامتریک و غیرپارامتریک تقسیم کرد. اساس روش‌های پارامتریک بر وجود رابطه بین آسیب و تغییرات در ویژگی‌های مودال

ارزشمندی منابع ملی هر کشور، که بخش اعظم آن شامل سازه‌های عمرانی است، بر هیچ کس پوشیده نیست؛ چرا که از اصلی‌ترین شریان‌های حیاتی هستند و کشورها زمان و هزینه‌ی زیادی را برای ساخت آنها صرف می‌کنند. از این رو، دقت و توجه کافی به بحث سلامت سازه‌های عمرانی، به‌منظور پیشگیری از آسیب‌دیدگی و خرابی‌ها، که بعضاً ممکن است جبران‌ناپذیر نیز باشند، بسیار حائز اهمیت است.

روش‌های تشخیص آسیب عمدتاً به دو دسته‌ی سراسری^۱ و محلی^۲ طبقه‌بندی می‌شوند. روش‌های محلی به تنهایی برای پایش سلامت سازه‌های عمرانی در ابعاد بزرگ کفایت نمی‌کنند. در نتیجه، چنین محدودیتی استفاده از روش‌های تشخیص سراسری را ملزم می‌سازد. روش سراسری را نیز می‌توان در دو گروه استاتیکی و دینامیکی (مبتنی بر ارتعاش) دسته‌بندی کرد.^[۱]

روش‌های مبتنی بر ارتعاش، یکی از روش‌های رایج در سیستم‌های پایش

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۴/۱۷، اصلاحیه ۱۴۰۲/۷/۲۷، پذیرش: ۱۴۰۲/۸/۱۷

استناد به این مقاله:

شاه‌محمدی، سیاوش و محمودی صاحبی، موسی، ۱۴۰۳. مطالعه‌ی آزمایشگاهی تشخیص آسیب در پل خرپایی تحت بار متحرک با استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی و تبدیل موجک تجربی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۶۳-۷۴. DOI:10.24200/J30.2023.62521.3229

سازه تکیه کرده‌اند. روش‌های پارامتریک بر این فرضیه استوار هستند که آسیب سازه به‌طور قابل توجهی در جرم، سختی و یا میرایی مودال سازه‌ها تأثیر می‌گذارد. البته فرض مذکور به‌طور کلی قابل درک به نظر می‌رسد، اما برای کاربردهای عملی روش مذکور، کاستی‌های شناسایی شده است.^[۴] بررسی‌های اخیر نشان داده است که انواع خاصی از آسیب‌های سازه‌یی نمی‌توانند همیشه با تغییرات در ویژگی‌های دینامیکی مرتبط باشند، به‌ویژه آنهایی که مربوط به موده‌های پایین ارتعاشی هستند. آسیب سازه‌یی محلی فقط بر موده‌های بسامدی بالاتر تأثیر می‌گذارد، که معمولاً شناسایی آنها با استفاده از روش‌هایی که مبتنی بر فقط خروجی^۲ هستند، دشوار است. عواملی مختلفی به غیر از آسیب، مانند: دما، رطوبت و نویز نیز اندازه‌گیری پارامترهای مودال را تحت تأثیر قرار می‌دهند. بنابراین، تغییرات در پارامترهای مودال، لزوماً نشانگر وجود آسیب در سازه نیست.^[۵]

برخلاف رویکردهای پارامتریک، که بر شناسایی پارامترهای مودال سیستم تکیه دارند، روش‌های غیر پارامتریک تشخیص آسیب، برای تشخیص آسیب سازه‌یی مستقیماً از ابزارهای آماری بر روی پاسخ‌های ارتعاشی اندازه‌گیری شده استفاده می‌کنند؛ لذا روش‌های اخیر قادر به استخراج ویژگی‌هایی از آسیب هستند که به راحتی نمی‌توان آنها را به تغییرات فیزیکی در سازه نسبت داد. در واقع، نکته‌ی قابل توجه در چنین رویکردی امکان استخراج ویژگی‌هایی است که به راحتی در تغییرات رخ داده در پارامترهای دینامیکی قابل تشخیص نیستند.^[۶]

امروزه با پیشرفت علم، تکنولوژی و ظهور قدرت محاسباتی و همچنین توسعه در زمینه‌ی فناوری حسگرها و انتقال داده‌ها، استفاده از هوش مصنوعی^۴ و پردازش سیگنال در تمامی زمینه‌ها در حال فراگیر شدن است. یکی از مهم‌ترین کاربردهای آنها در روش‌های پایش سلامت سازه‌هاست، که می‌تواند مشکلات روش‌های پیشین فرایند اخیر را برطرف سازد.^[۷] یادگیری ماشین به‌عنوان یکی از اصلی‌ترین زیرشاخه‌های هوش مصنوعی، پژوهش‌ها و مطالعات زیادی را در زمینه‌ی تشخیص آسیب به خود اختصاص داده است؛ که اساساً سیستم‌ها، توانایی یادگیری و بهبود خودکار عملکرد را از طریق تجربه کردن، بدون آنکه صراحتاً برنامه‌ریزی شوند، ارائه می‌کند.^[۸] الگوریتم‌های یادگیری ماشین را به‌طور کلی می‌توان به دو گروه الگوریتم‌های یادگیری بدون نظارت^۵ و یادگیری نظارت شده^۶ طبقه‌بندی کرد.^[۹] در دو دهه‌ی اخیر، بیشتر مطالعات در زمینه‌ی پایش سلامت به سوی استفاده از یادگیری ماشین و شبکه‌های عصبی مصنوعی، به‌علت قدرت محاسباتی و سرعت عملی که در اختیار قرار می‌دهند، حرکت کرده است. شبکه‌های عصبی نیز به‌عنوان یکی از روش‌های یادگیری ماشین، امروزه انواع مختلفی دارند. یکی از پایه‌یی‌ترین انواع شبکه‌های عصبی، مدل پرسپترون چندلایه است، که به اختصار MLP نامیده می‌شود. پرسپترون اولین نمونه از نورون‌های مصنوعی مطابق با سلول‌های مغز انسان است؛ که عملکرد آن این‌گونه است که با دریافت تعدادی ورودی، بر روی آنها عملیات تجمیع را اعمال می‌کند و سپس خروجی عملیات تجمیع به تابعی با عنوان تابع فعال‌ساز^۷ ارائه می‌شود. در انتها، نیز پس از اعمال فرایند تابع فعال‌ساز، داده‌ها به لایه‌ی نهایی انتقال می‌یابند.^[۱۰]

اتصال پرسپترون‌ها به یکدیگر، شبکه‌ی عصبی چندلایه را تشکیل می‌دهد؛ که بیشتر به عملکرد شبکه‌یی مغز و انتشار سیگنال در آن توجه شده است و به همین جهت، شبکه‌های پیش‌خور^۸ یا حرکت رو به جلو نیز خوانده می‌شوند.^[۱۱] شبکه‌های پیش‌خور از اولین شبکه‌های عصبی محسوب می‌شوند، که در آنها فعال‌سازی از لایه‌ی ورودی به خروجی، بدون هیچ‌گونه فرایند بازگشتی جریان پیدا می‌کند. لایه‌ی میانی با عنوان لایه‌ی مخفی، وظیفه‌ی اصلی انجام محاسبات و تولید خروجی را بر عهده دارد. در شبکه‌های پیش‌خور، حرکت محاسبات کاملاً رو به جلو

است و هیچ بازگشتی در محاسبات به‌منظور کاهش خطا یا اصلاح سوگیری (بایاس)^۹ انجام نمی‌شود. تابع هزینه یا اتلاف در هر نوبت از اجرای مجدد آموزش شبکه، میزان خطای آن را اندازه‌گیری می‌کند. در واقع تابع هزینه، معیاری برای ارزیابی مناسب بودن مدل شبکه‌ی عصبی از منظر توانایی در پیش‌بینی مقادیر جدید است.^[۱۲]

تابع آنتروپی، پرکاربردترین تابع اتلاف در دسته‌بندی داده‌هاست، که با دور شدن مقادیر پیش‌بینی از مقادیر موردانتظار، افزایش و با کاهش فاصله‌ی مذکور کاهش می‌یابد، که آن را به‌صورت لگاریتمی ارزیابی می‌کند و لذا به آن تابع شبه‌لگاریتمی منفی^{۱۰} نیز می‌گویند. در واقع، مزیت تابع آنتروپی آن است که نسبت به هر دو نوع خطا، واکنش مشخصی از خود نشان می‌دهد. معادله‌ی ۱، مربوط به تابع آنتروپی متقاطع دودویی و معادله‌ی ۲، مربوط به تابع آنتروپی متقاطع است، که در آنها y مقدار پیش‌بینی شده، y مقدار حقیقی و M تعداد کلاس‌هاست.

$$f(y) = -(y_i \log y_i + (1 - y_i) \log (1 - y_i)) \quad (۱)$$

$$f(y) = - \sum_{i=1}^M y_{j,i} \log(y_{j,i}) \quad (۲)$$

حکیم و همکاران (۲۰۱۵)، یک تیر I شکل با شرایط تکیه‌گاهی دو سرگیردار را تحت یک تحرک نویز به کمک شبکه‌ی عصبی آسیب‌شناسی کردند؛ که با استفاده از بسامدهای طبیعی ۵ مود اول تیر، عملکرد مطلوبی در تشخیص آسیب از خود به‌جای گذاشت، اما در سناریوهای آسیب دوگانه دقت کافی نداشت.^[۱۳] در یک مطالعه‌ی عددی، چون^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۵)، برای پایش کاهش ضخامت ناشی از خوردگی تیرهای اصلی در پل‌ها، روشی مبتنی بر یادگیری ماشین را با رویکردی غیر پارامتریک ارائه کردند. استخراج ویژگی به روش غیر پارامتریک با محاسبه‌ی مقادیر بیشینه و واریانس سیگنال‌های شتاب اندازه‌گیری شده انجام و سپس مقادیر مذکور توسط شبکه‌ی عصبی پردازش شدند، که منجر به نتایجی با دقت بالا شد.^[۱۴]

قنادی و کوره‌لی^{۱۲} (۲۰۱۹)، روشی مبتنی بر داده برای تشخیص آسیب با استفاده از حسگرهای پراکنده ارائه کردند؛ که یکی از چالش‌های مهم آن در مشکلات شناسایی آسیب، فقدان درجه‌های آزادی اندازه‌گیری شده و محدودیت حسگرهای نصب شده بر روی سازه بوده است. رویکرد جدید در مطالعه‌ی اخیر، استفاده از داده‌های شکل موده‌های توسعه‌یافته برای آموزش شبکه‌ی عصبی مصنوعی بوده است، که شکل‌های مذکور توسط روش SERePa، که یک روش غیرهموار و محافظ داده است، گسترش یافته‌اند. سپس ANN از طریق داده‌های توسعه‌یافته به‌عنوان ورودی، مکان و شدت آسیب به‌عنوان خروجی آموزش داده شد. نتایج پیش‌بینی خسارت، دقت قابل قبول روش پیشنهادی را نشان داد.

همچنین قنادی و کوره‌لی (۲۰۲۰)، روشی مؤثر برای ارزیابی آسیب در سازه‌های اسکلتی براساس محدودیت مکان‌های اندازه‌گیری پاسخ با استفاده از مدل تحلیل آزمون مودال و شبکه‌های عصبی مصنوعی پیشنهاد کردند؛ که بر روی یک تیر طره صورت گرفت و در آن از مدل تحلیل آزمون مودال به‌منظور تخمین درجه‌های آزادی اندازه‌گیری نشده استفاده شده بود. در نهایت، نتایج به‌دست آمده نمایانگر دقت بالای مدل تحلیل آزمون مودال و شبکه‌ی عصبی مصنوعی برای تشخیص آسیب سازه‌یی بوده‌اند.

جایاسوندارا^{۱۳} و همکاران (۲۰۲۰)، یک روش مبتنی بر ارتعاش را برای پل‌های قوسی که ویژگی‌های ارتعاشی نسبتاً پیچیده‌یی دارند، با هدف تشخیص، مکانیابی و کمی‌سازی آسیب‌ها در المان‌های سازه بررسی و اعمال کردند. در روش پیشنهادی ایشان، شکل‌های اصلاح شده‌ی شاخص‌های آسیب، که مبتنی بر انعطاف‌پذیری مودال و انرژی کرنش مودال بودند، همراه با فناوری شبکه‌ی عصبی مصنوعی برای

و روسازی از سنجش درون خودرو استنتاج شود. سپس محتوای بسامدی پاسخ مربوط به نقطه تماس، همراه با سرعت خودرو به عنوان ورودی‌های اولیه به شبکه‌ی عصبی، که برای تشخیص تأثیر دما در پاسخ سازه آموزش دیده بود، استفاده شدند. یک شاخص آسیب جدید نیز پیشنهاد شده بود که اجازه می‌داد پیشرفت آسیب در طول زمان مشاهده شود. نتایج نشان داده است که استفاده از پاسخ نقطه‌ی تماس در شبکه‌ی عصبی مصنوعی، عملکرد بهبودیافته‌ی را نسبت به پاسخ محوری، که به‌طور سنتی استفاده می‌شود، ارائه می‌دهد. همچنین نتایج به‌دست آمده حاکی از آن است که الگوریتم پیشنهادی قادر به تشخیص ترک‌خوردگی وسط دهانه و یک چهارم دهانه در تمام سرعت‌های در نظر گرفته شده‌ی خودرو و همچنین در حضور روسازی ناهموار و شرایط دمایی متغیر است.^[۲۰]

یانگ و همکاران (۲۰۲۲)، از یک وسیله‌ی نقلیه‌ی آزمایشی تک‌محور با دو چرخ برای تشخیص آسیب در یک پل صفحه‌یی استفاده کردند، که در دو انتهای طولی‌اش، دارای تکیه‌گاه ساده و در طرفین جانبی‌اش، آزاد بود. پاسخ وسیله‌ی نقلیه‌ی ثبت شده به دلیل تأثیر بسامدهای وسیله‌ی نقلیه، که بسامدهای پل را تحت‌الشعاع قرار می‌دادند، بررسی شد تا در تحلیل طیفی شناسایی شود. در مطالعه‌ی اخیر، بردار پاسخ انتقالی یکتواخت برای مکانیابی آسیب صفحه‌یی ارائه شده است. بردار پاسخ انتقالی یکتواخت برای هر چرخ با در نظر گرفتن چند مود خمشی اولیه‌ی به‌دست آمده از پاسخ نقطه‌ی تماس در طول مسیر حرکت آن محاسبه شد. بر اساس همبستگی بین دو انحنای بردار پاسخ انتقالی یکتواخت ایجاد شده برای چرخ‌های چپ و راست وسیله‌ی نقلیه‌ی آزمایشی، می‌توان محل هر آسیب را شناسایی کرد. نتایج نشان می‌دهند که روش پیشنهادی در تخمین مکان‌های طولی و وسعت جانبی آسیب‌ها در سازه‌های صفحه‌یی به خوبی کار می‌کند.^[۲۱]

خان احمدی و همکاران (۲۰۲۲)،^[۲۲] در یک مطالعه‌ی تحلیلی به بررسی آسیب در سازه‌ی تیر فولادی با استفاده از مقایسه‌ی نتایج تحلیلی آنالیز مویک پرداختند و از مدل سازی عددی تیر فولادی در نرم‌افزار اجزاء محدود استفاده و سپس اطلاعات مودال و شکل مودهای سالم و آسیب‌دیده را استخراج کردند. تفاوت‌هایی که در مقادیر بسامدهای وضعیت اولیه در مقایسه با وضعیت ثانویه‌ی تیر مشاهده شد، از وجود آسیب حکایت داشت. همچنین پردازش سیگنال‌های شکل مودهای سالم و معیوب به کمک آنالیز مویک صورت گرفت، که توانست با دقت خوبی تفاوت در منطقه‌ی آسیب را نشان دهد و موقعیت آسیب را با خطای کمتر از ۲٪ شناسایی کند.

همچنین فلاح و همکاران (۲۰۲۳)،^[۲۳] طی پژوهشی یک روش جدید برای شناسایی آسیب سازه‌ها با استفاده از به‌روزرسانی مدل بر پایه‌ی تحلیل مؤلفه‌های اصلی و داده‌های چگالی طیفی توان کرنش -محور ارائه کردند. عیب‌یابی نیز توسط یک معادله‌ی حساسیت ابداعی حل شد. با هدف ارزیابی روش پیشنهادی اخیر، دو سازه‌ی فلزی، شامل یک خرابا و یک قاب دوتبعدی دو دهانه انتخاب شدند، که نتایج آنها نشان‌دهنده‌ی عملکرد خوب روش ارائه شده، حتی با وجود خطای اندازه‌گیری بود. همچنین، مقایسه‌ی روش ارائه شده با روش‌های دیگر نشان داد که نتایج معادله‌ی حساسیت ابداعی، حساسیت مناسب‌تری نسبت به دیگر روش‌های کرنش - محور دارد.

هدف پژوهش حاضر، تشخیص وجود و مکانیابی آسیب در یک پل خرابایی با استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی و تبدیل مویک تجربی بوده است. عمده‌ی پژوهش‌های آزمایشگاهی پیشین صورت گرفته در زمینه‌ی تشخیص آسیب، تحت تحریک‌های ورودی، نظیر بارهای ضربه‌یی قرار داشتند. همچنین پژوهش‌های اخیر که از نتایج گذر وسیله‌ی نقلیه بهره برده‌اند، بر روی پل‌های صفحه‌یی و بتنی صورت گرفته‌اند. تشخیص وجود آسیب‌هایی که از موقعیت مکانی آنها داده‌یی در دسترس

ارزیابی کلی آسیب استفاده شده‌اند. روش شناسایی و مکانیابی آسیب به‌صورت تجربی اعتبارسنجی شد و یک پل قوسی با دهانه‌ی بلند در مقیاس واقعی تحت طیف وسیعی از سناریوهای آسیب قرار گرفت. سپس شاخص‌های آسیب به‌دست آمده از داده‌های ارتعاشی آلوده به نویز به‌عنوان داده‌های ورودی برای آموزش و اعتبارسنجی شبکه‌های عصبی استفاده شدند. به همین منظور، دو شبکه‌ی عصبی به‌طور جداگانه با استفاده از شاخص‌های آسیب انعطاف‌پذیری مودال و انرژی کرنش مودال آموزش داده شدند و سپس از رویکرد ادغام شبکه برای به‌دست آوردن نتایج واضح و دقیق برای تشخیص، مکانیابی و کمی‌سازی آسیب‌ها استفاده شد. در نهایت، سیستم شبکه‌ی عصبی آموزش دیده با موفقیت برای شناسایی آسیب‌های ناشناخته فقط با استفاده از داده‌های ارتعاشی المان‌های سازه‌یی آسیب‌دیده‌ی پل‌های قوسی استفاده شد.^[۱۶]

سرمدی و همکاران (۲۰۲۱)،^[۱۷] طی پژوهشی به بررسی وضعیت سلامت پل‌ها تحت تغییرات محیطی پرداخته و یک روش یادگیری ماشین جدید برای تشخیص آسیب تحت تغییرات محیطی با استفاده از خوشه‌بندی به روش k-medoids، که یک شاخص آسیب جدید و یک رویکرد نوآورانه برای انتخاب تعداد خوشه‌ی مناسب است، را پیشنهاد کردند. برآورد آستانه‌ی هشدار قابل اعتماد، یکی دیگر از چالش‌های مهم برای تشخیص زودهنگام آسیب از طریق بسیاری از روش‌های یادگیری ماشینی است، که بر این اساس، یک رویکرد احتمالی جدید با استفاده از تئوری مقادیر حدی و نیکویی برازش برای برآورد آستانه‌ی هشدار پیشنهاد شده است. نتایج نشان داد که روش‌های ارائه شده، قادر به تشخیص آسیب اولیه تحت تغییرات شدید محیطی و همچنین برآورد آستانه‌ی قابل اعتماد هستند.

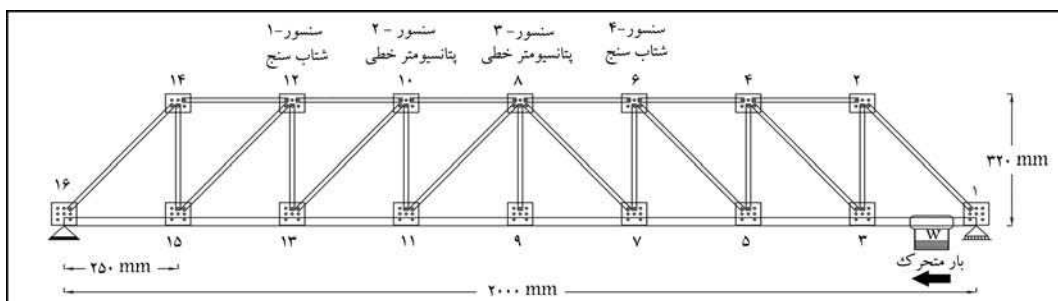
نیک و همکاران (۲۰۲۱)، نیز یک روش شناسایی آسیب دو مرحله‌یی برای مکانیابی و برآورد خسارت در پل‌های با شاه‌تیر فولادی پیشنهاد و عملکرد و امکان‌سنجی آن را با اعمال چند سناریوی آسیب منفرد و چندگانه به مدل المان محدود تأیید شده‌ی پل ۴۰ - I واقع در آمریکا ارزیابی کردند. در ابتدا، محل آسیب با استفاده از روش شاخص آسیب مبتنی بر انرژی کرنش مودال تعیین شد. برای این منظور، شاخص آسیب برای سه مود خمشی اول پل به‌طور جداگانه محاسبه و بردارهای آسیب محاسبه شده در طول تیرها با هم ترکیب شدند. مقدار پیک شاخص آسیب ترکیبی، محل آسیب را در طول تیرورق‌های فولادی حتی در صورت وجود سناریوهای آسیب متعدد در تیرورق‌ها با دقت مناسبی نشان داد. در مرحله‌ی دوم از شبکه‌ی عصبی مصنوعی برای برآورد شدت آسیب استفاده شد. پس از آموزش، شبکه‌ی عصبی توانست شدت آسیب‌های سازه‌یی را پیش‌بینی کند. نتایج حاکی از دقت مناسب ارائه شده توسط شبکه‌ی عصبی مصنوعی برای تخمین میزان آسیب و همچنین عملکرد مناسب روش پیشنهادی بوده است.^[۱۸]

همچنین موسوی و همکاران (۲۰۲۱)، با هدف تشخیص آسیب، یک پل خرابایی ۳ بعدی را در آزمایشگاه، یک بار تحت بار ضربه و بار دیگر تحت تحریکی توسط لرزاننده قرار دادند. فرایند پایش با پردازش سیگنال‌ها به روش تبدیل مویک تجربی و استخراج تعدادی ویژگی مودال، ویژگی آماری و در نهایت استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی صورت پذیرفت، که نتایج به‌دست آمده دقت بالای روش مذکور را در تشخیص آسیب تأیید کرد.^[۱۹]

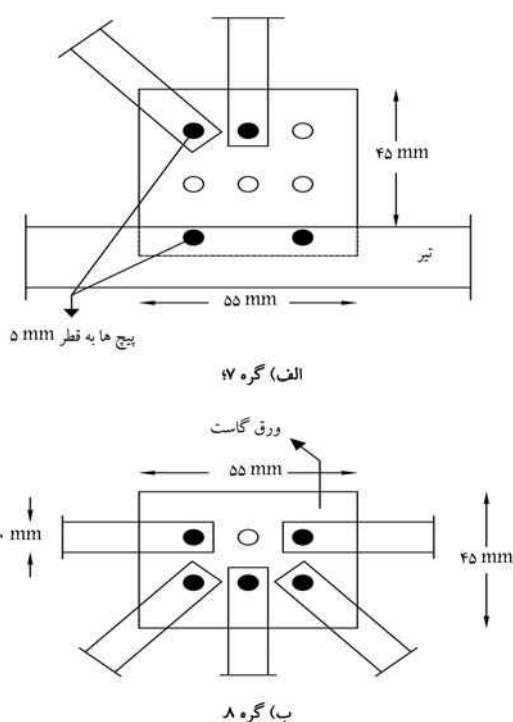
کوربالی^{۱۴} و ملک جعفریان (۲۰۲۲)، استفاده از یک رویکرد داده‌محور جدید را برای نظارت بر وضعیت یک پل بتنی پیشنهاد کردند. در الگوریتم پیشنهادی از یک شبکه‌ی عصبی مصنوعی استفاده می‌شد، که برای پیش‌بینی رفتار پل با استفاده از اندازه‌گیری‌های شتاب از چند گذر، یک وسیله‌ی نقلیه در حال عبور آموزش داده شد. یک فرمول نیز ارائه شده بود که اجازه می‌داد تا پاسخ در نقطه‌ی تماس بین لاستیک



شکل ۱. پل خرابایی دو بُعدی ساخته شده در آزمایشگاه سازه.



شکل ۲. شماتیک پل خرابایی.



شکل ۳. جزئیات اتصال‌های پل خرابایی.

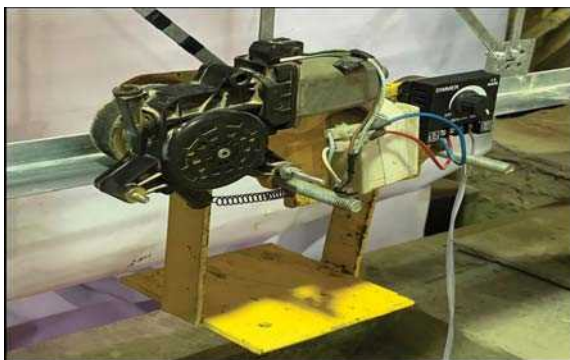
سطح مقطع تمامی المان‌های خرابایی از اتصال دو ورق مستطیلی شکل، که هر کدام ۱ میلی‌متر ضخامت داشتند، تشکیل شده است. همچنین تیر زیرین پل نیز از اتصال دو سطح مقطع L شکل تشکیل شده است، که جزئیات آنها در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

نیست، می‌تواند با استفاده از یک بار متحرک که طول پل را به‌طور کامل طی می‌کند، ممکن شود. از این رو، به دلیل وابستگی نمود آسیب‌ها در پاسخ سازه به محل اعمال بارهای ضربه‌یی و به‌منظور نوآوری، در پژوهش حاضر از یک بار متحرک به‌عنوان تحریک ورودی استفاده شده است.

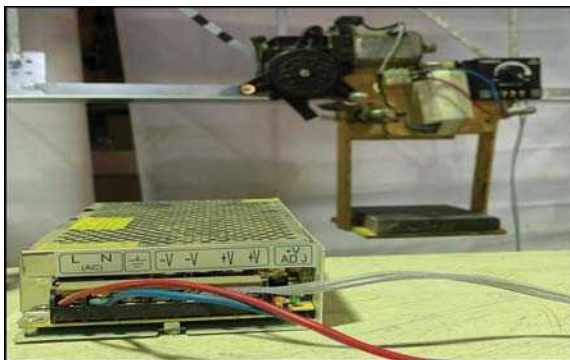
۲. روش پژوهش

۱.۲. مطالعه‌ی آزمایشگاهی

برای بررسی روش پیشنهادی در پژوهش حاضر، یک پل خرابایی در مقیاس آزمایشگاهی در آزمایشگاه سازه‌ی دانشکده‌ی عمران در دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی تهران ساخته شد (شکل ۱)؛ که المان‌های خرابایی آن با استفاده از ورقه‌هایی از جنس نزدیک به فولاد گالوانیزه با ضخامت ۱ میلی‌متر تهیه شدند. طول خالص اعضاء خرابایی برای المان‌های افقی برابر ۲۲۵ و برای المان‌های عمودی برابر ۲۴۰ میلی‌متر اندازه‌گیری شد. تیر زیرین پل یک تیر پیوسته بود، که در سمت راست که نقطه‌ی شروع حرکت بار متحرک است، بر روی یک تکیه‌گاه غلتکی و در سمت چپ بر روی یک تکیه‌گاه مفصلی قرار داشت. فاصله‌ی بین دو تکیه‌گاه پل برابر ۲۰۰۰ میلی‌متر و طول خالص آن برای حرکت بار متحرک ۱۹۰۰ میلی‌متر اندازه‌گیری شده است. برای اندازه‌گیری پاسخ‌های ارتعاشی پل خرابایی مذکور، بر روی آن ۴ عدد حسگر نصب شد (شکل ۲). همچنین به‌منظور جلوگیری و کاهش تغییر مکان‌های عمود بر صفحه، یال‌های بالایی خرابا با استفاده از یونولیت فشرده مهار شدند. اتصال‌های المان‌های خرابایی پل خرابایی، تماماً از نوع پیچی متصل به ورق گاست بود. از این رو تمامی المان‌های آن، به غیر از تیر پیوسته‌ی زیرین پل، عملکردی مفصلی از خود نشان داده‌اند. در شکل ۳، جزئیات هندسی مربوط به اتصال المان‌ها به صفحه‌های گاست و همچنین گاست‌ها به تیر اصلی مشاهده می‌شود.



شکل ۶. ارابه‌ی بار متحرک.



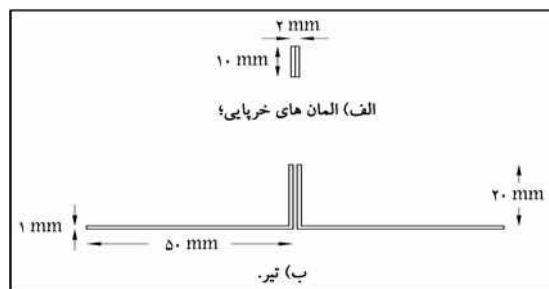
شکل ۷. گیرنده‌ی بسامدی.

به محل اعمال بارهای ضربه‌یی، پل خرابایی تحت اثر یک بار متحرک قرار گرفت؛ که شامل یک محل نگه‌دارنده‌ی وزنه، گیرنده‌ی بسامدی و چهار عدد چرخ بود و اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی آن، بدون اعمال بار اضافه، مجموعاً جرمی برابر با ۶۲۳۰ گرم داشتند. هر چهار چرخ بار متحرک بر روی تیر پایینی پل قرار گرفتند، که در شکل ۶ مشاهده می‌شود. فرایند شروع و پایان حرکت ارابه نیز با کمک یک کشنده، که توسط یک ریموت کنترل از راه دور کنترل می‌شد، صورت پذیرفته است (شکل ۷).

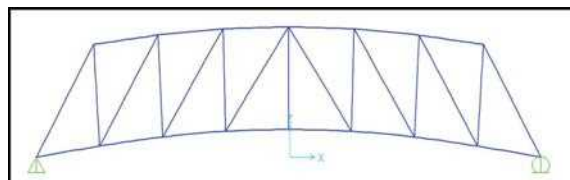
۴.۲. مشخصات حسگرها و دستگاه رویداد نگار داده

بر روی پل، چهار عدد حسگر شامل، دو عدد شتاب‌سنج تک‌جهته، که شتاب را فقط در یک راستا اندازه‌گیری می‌کردند و همچنین دو عدد حسگر پتانسیومتر خطی (LP) ۱۶ جهت اندازه‌گیری میزان جابه‌جایی عمودی، استفاده شده‌اند. با توجه به ساختار و نحوه‌ی عملکرد بار متحرک در هنگام آزمایش و به دلیل محدودیت‌های آزمایشگاهی، تمامی حسگرها بر روی گره‌های بالایی پل قرار گرفتند (شکل ۸). در جدول ۲، نیز مشخصات فنی آنها ارائه شده است. اطلاعات و خروجی‌های حسگرها، از طریق یک کابل به دستگاه رویدادنگار داده، محصول شرکت آترون انتقال یافتند و داده‌ها با نرخ نمونه‌برداری ۵۰۰ هرتز ثبت و ذخیره شدند.

آماده‌سازی اولیه‌ی پل خرابایی جهت اجرای آزمون‌ها انجام شد. به‌منظور تشخیص آسیب در پل، ابتدا در شرایطی که سازه در حالت سالم قرار گرفته بود، بار متحرک با ۳ نوع سناریوی بارگذاری، که شامل حالت‌های بدون بار (فقط جرم اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی بار متحرک بدون بار اضافه)، نیمه‌ی بار و بیشینه‌ی بار که به ترتیب جرم آنها برابر با ۶۲۳۰، ۱۳۸۰۰ و ۱۹۶۵۶ گرم بود، به پل اعمال و پاسخ‌های پل برداشت شدند. مدت زمان تقریبی هر برداشت بین ۶ تا ۸ ثانیه بود. داده‌های حسگرهای



شکل ۴. جزئیات سطح مقطع.



شکل ۵. مدل عددی پل خرابایی - مود اول.

جدول ۱. مقایسه‌ی بسامدهای طبیعی (Hz).

شماره‌ی بسامد	مدل آزمایشگاهی	مدل عددی
۱	۱۹٫۹	۲۱٫۷
۲	۵۱٫۲	۵۶٫۷
۳	۷۵٫۴	۷۰٫۳

۲.۲. مدل‌سازی عددی

با هدف راستی‌آزمایی نتایج حاصل از سیگنال‌های ثبت شده در آزمایشگاه، مدل‌سازی عددی برای پل خرابایی در نرم‌افزار SAP ۲۰۰۰، با توجه به مشخصات هندسی و مکانیکی آن انجام شده است (شکل ۵). سپس مدل مذکور تحت تحلیل مودال قرار گرفت و بسامدهای طبیعی آن به‌دست آمدند.

برای به‌دست آوردن بسامدهای طبیعی پل آزمایشگاهی در وضعیت سالم پل نیز داده‌های شتاب - زمان حاصل از حسگرها، در نرم‌افزار متلب^{۱۵} با استفاده از تبدیل فوریه به حوزه‌ی بسامد انتقال یافتند و با روش انتخاب مقادیر بیشینه، بسامدهای طبیعی سازه مشخص شدند. نتایج بسامدهای طبیعی حاصل از مدل عددی با پل آزمایشگاهی در جدول ۱ مقایسه شده‌اند. نتایج نشان داد که بسامدهای طبیعی به‌دست آمده از مدل‌سازی عددی با توجه به محدودیت‌های مدل‌سازی، از قبیل نوع اتصال‌ها و ضخامت ورق‌های گاست، به‌طور قابل قبولی با بسامدهای طبیعی سازه‌ی آزمایشگاهی هم‌خوانی دارند.

۳.۲. بار متحرک

در بیشتر پژوهش‌هایی که تاکنون در زمینه‌ی شناسایی آسیب در پل‌ها صورت گرفته‌اند، عمدتاً از دو نوع تحریک استفاده شده است. گروه اول، پاسخ‌های خود را تحت تحریک یک بار ضربه‌یی، که با استفاده از یک چکش یا هر وسیله‌ی مشابه دیگر ایجاد می‌شود، ثبت می‌کنند. گروه دوم، نیز با استفاده از ابزارهایی نظیر دستگاه‌های لرزاننده، در پل ارتعاش ایجاد می‌کنند. سپس، با استفاده از حسگرها، مقادیر پاسخ سازه را اندازه‌گیری می‌کنند.

در پژوهش حاضر، در تلاش برای رفع وابستگی نمود آسیب‌ها در پاسخ سازه

جدول ۲. مشخصات حسگرها.

نوع حسگر	تعداد محورها	نرخ پاسخ (Hz)
شتاب‌سنج	تک محوره	۵۰۰
نوع حسگر	شرکت سازنده	مدل
پتانسیومتر	اپکون	SLPS۵۰
	محدوده‌ی اندازه‌گیری (mm)	دقت اندازه‌گیری (mm)
	۱۰-۱۰۰	۰/۰۱

به راحتی نمی‌توان آنها را به تغییرات فیزیکی نسبت داد، استخراج کنند. در جدول ۴، p_n برابر با تابع چگالی احتمال است، که مقادیر آن با توجه به نوع توزیع داده‌ها تعیین شده است. مقادیر با عنوان N بر تعداد داده‌های ثبت شده با توجه به نرخ نمونه‌برداری حسگرها در طول یک سیگنال دلالت دارند، که در آزمایش اخیر با توجه به نرخ نمونه‌برداری حسگرهای استفاده شده، برابر ۵۰۰ در نظر گرفته شد. آنتروپی، مقادیر اطلاعاتی از مشاهده‌های سیستم‌های بی‌نظم و اختلال در سیستم‌های فیزیکی را اندازه‌گیری می‌کند.^[۲۴] هر چه احتمال تصادفی بودن یک اتفاق بیشتر باشد، آنتروپی مقادیر بیشتری را گزارش می‌کند، که به معنای وجود اختلال در سیستم است. آنتروپی و کشیدگی هر دو با استفاده از تابع چگالی احتمال سیگنال محاسبه می‌شوند، از این رو مقدار آنها با هر تغییری در تابع چگالی احتمال پاسخ‌های ارتعاشی ناشی از بروز آسیب، افزایش می‌یابد.^[۲۵]

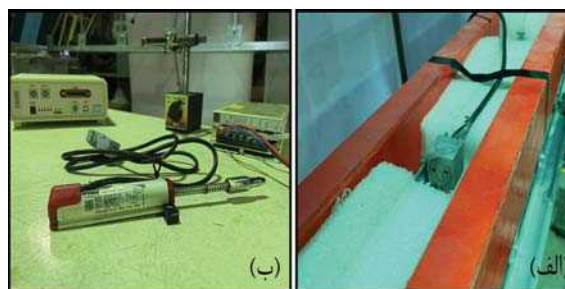
آنتروپی شانون، متداول‌ترین نوع آنتروپی است. در فرمول هر سه نوع آنتروپی، مقادیر پایه‌ی لگاریتم‌ها باعث تغییر واحد اندازه‌گیری می‌شود. در پژوهش حاضر، برای شانون از لگاریتم مبنای ۲ و برای سایرین از لگاریتم طبیعی استفاده شده است، که به ترتیب برای آنها واحدهای بیت و نات را می‌سازد.^[۲۶] مقدار α در فرمول شانون برابر با ۱ در نظر گرفته می‌شود، ولی برای آنتروپی‌های تی‌سالیس و رنی با استفاده از روش سعی و خطا، به ترتیب مقادیر ۴ و ۱۲ محاسبه شده است.

پس از استخراج ویژگی‌های حساس به آسیب، آنها در فرم یک ماتریس جهت ارائه به شبکه‌ی عصبی آماده شدند. در آزمایش حالت‌های سالم و آسیب‌دیده، همان‌طور که پیشتر بیان شد، پل تحت ۳ نوع بارگذاری ۵ بار داشت برای هر کدام از آنها قرار گرفت. با گزینش سیگنال‌های ثبت شده و حذف برداشت‌های دارای خطا، ۲۸ برداشت برای حالت‌های سالم و ۶۹ برداشت برای حالت‌های آسیب‌دیده با هدف آموزش شبکه انتخاب شدند؛ که از آنها فقط جهت آموزش شبکه‌ی عصبی استفاده شده است.

کلاً با توجه به گزینش ۹۷ سیگنال در مجموع حالت‌های سالم و آسیب‌دیده، ماتریس مذکور دارای ۹۷ سطر بوده است. همچنین با استخراج ۱۷ ویژگی آماری از هر یک از ۴ حسگر، مجموعاً ۶۸ ویژگی از هر سیگنال در اختیار بود، که ستون‌های ماتریس را تشکیل می‌دادند. یک ستون در آخر نیز به تعیین وضعیت پل که در حالت سالم یا آسیب‌دیده است، اختصاص داده شد و داده‌ها از این طریق برچسب‌گذاری شدند. در نهایت، ماتریس ویژگی‌ها با ابعاد (۹۷×۶۹) به عنوان ماتریس ورودی به شبکه‌ی عصبی ارائه شد. پیش از آنکه شبکه‌ی عصبی پیشنهادی با داده‌های موجود در ماتریس ویژگی‌ها آموزش ببیند، نرمال‌سازی نیز که یکی از فرایندهای پیش‌پردازشی است، با هدف مقایسه‌ی منصفانه‌ی داده‌ها با یکدیگر صورت پذیرفت.

۶.۲. پردازش سیگنال‌ها با استفاده از تبدیل موجک تجربی

به منظور تعیین موقعیت مکانی آسیب در پل خرابی، این بار پیش از انجام فرایند استخراج ویژگی، سیگنال‌ها با استفاده از تبدیل موجک تجربی پردازش و به موده‌ای



شکل ۸. الف) شتاب‌سنج، ب) پتانسیومتر خطی.

جدول ۳. سناریوهای آسیب.

شماره‌ی سناریو	المان آسیب‌دیده	موقعیت المان
DS - ۱	M ۶ - ۷	عضو قائم سوم از سمت راست
DS - ۲	M ۱۰ - ۱۳	عضو مایل ششم از سمت راست
DS - ۳	M ۴ - ۶	عضو افقی دوم از سمت راست
DS - ۴	M ۱۲ - ۱۳	عضو قائم ششم از سمت راست
DS - ۵	M ۷ - ۸	عضو مایل چهارم از سمت راست
DS - ۶	M ۱۲ - ۱۴	عضو افقی ششم از سمت راست
DS - ۷	M ۷ - ۸ and M ۱۲ - ۱۳	همزمانی سناریوهای ۴ و ۵
DS - ۸	N ۱۳	اتصال گره هفتم از سمت راست

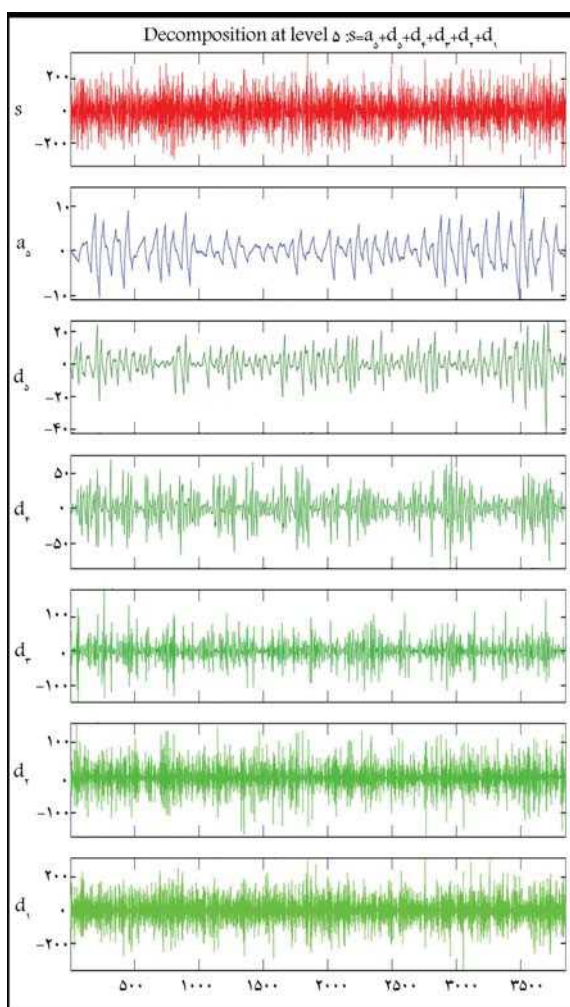
LP پس از آنجنگسیختگی ۱۱ام آزمون به نرم‌افزار متلب ارائه شد و با ۲ بار مشتق‌گیری از آنها، به داده‌های شتاب تبدیل شدند. پس از جمع‌آوری و ثبت سیگنال‌های پل در حالت سالم، پاسخ‌های سازه در حالت آسیب‌دیده نیز اندازه‌گیری شدند. با همین هدف، ۸ سناریوی آسیب مختلف تحت هر سه سناریوی بارگذاری تعریف و به انواع المان‌های خرابی، که تحت فشار و یا کشش بودند، اعمال شد (جدول ۳). در تمامی سناریوها، آسیب با خارج کردن کامل المان از سیستم باربری صورت پذیرفته است.

۵.۲. استخراج ویژگی

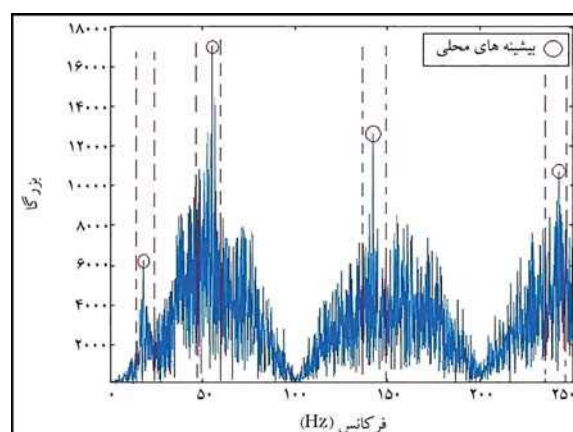
روش پیشنهادی در پژوهش حاضر، رویکردی غیر پارامتریک را در فرایند استخراج ویژگی در نظر گرفته است. در روش‌های استخراج ویژگی با رویکرد غیر پارامتریک، برخلاف رویکرد پارامتریک، که از ویژگی‌های مودال و پارامترهای دینامیکی سازه استفاده می‌کند، ویژگی‌های حساس به آسیب با استفاده از ابزارهای آماری استخراج می‌شوند. از این جهت برای انجام فرایند استخراج ویژگی، ۱۷ ویژگی آماری انتخاب شدند تا از سیگنال‌های ثبت شده از پاسخ پل در حوزه‌ی زمان استخراج شوند. سعی شد ویژگی‌های آماری مذکور به گونه‌ی انتخاب شوند تا ویژگی‌هایی از آسیب را که

جدول ۴. ویژگی های آماری استخراج شده.

ردیف	ویژگی	فرمول ریاضی	ردیف	ویژگی	فرمول ریاضی
۱	آنتروپی شنون	$SE = - \sum_{n=1}^N p_n \log_2 p_n^\alpha$	۱۰	فاصله قله تا قله	$PPV = \max(x(n)) - \min(x(n))$
۲	آنتروپی تی سالیس	$TE = \frac{-1}{\alpha-1} \ln(1 - \sum_{n=1}^N p_n^\alpha)$	۱۱	میانگین	$M = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N x(n)$
۳	آنتروپی رنی	$RE = \frac{1}{1-\alpha} \ln \sum_{n=1}^N p_n^\alpha$	۱۲	واریانس	$\sigma^2 = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (x(n) - M)^2$
۴	ضریب چولگی	$Sk = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \left(\frac{x(n)-M}{\sigma} \right)^3$	۱۳	انحراف معیار	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^N (x(n)-M)^2}{N}}$
۵	کشیدگی	$Kurt = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \left(\frac{x(n)-M}{\sigma} \right)^4$	۱۴	عامل ایمپالس	$Imf = \frac{PV}{MA}$
۶	دامنه مجذور ریشه ها	$SRA = \left(\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \sqrt{ x(n) } \right)^2$	۱۵	عامل حاشیه	$MAf = \frac{PV}{SRA}$
۷	دامنه میانگین	$MA = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N x(n) $	۱۶	عامل شکل	$Shf = \frac{RMS}{MA}$
۸	جذر مجموع مربعات	$RMS = \sqrt{\left(\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (x(n))^2 \right)}$	۱۷	عامل کرسست	$Cr_f = \frac{PV}{RMS}$
۹	بیشینه مقدار	$PV = \max(x(n))$			



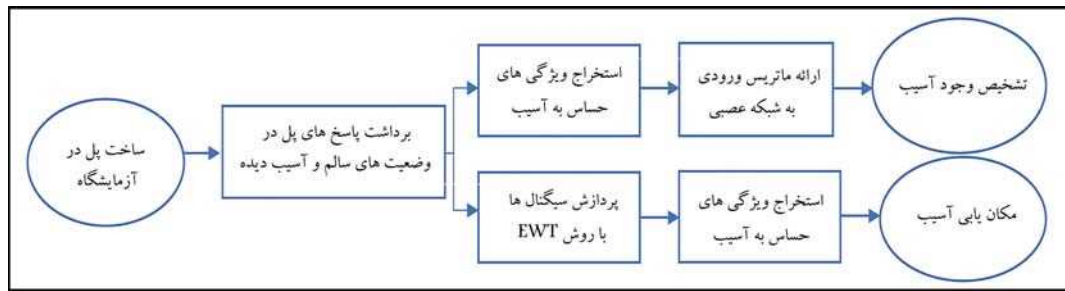
شکل ۱۰. مودهای تجزیه شده سیگنال توسط تبدیل موجک تجربی.



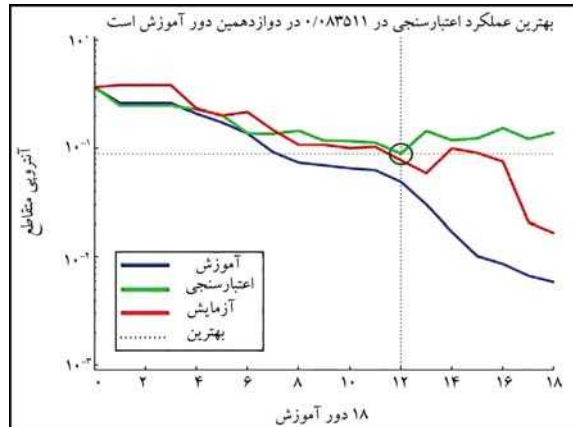
شکل ۹. مرزهای شناسایی شده با استفاده از بیشینه های محلی طیف سیگنال حاصل از تبدیل فوری به سری.

معنی دار تشکیل دهنده خود تجزیه شدند. این تبدیل با استفاده از جعبه ابزار متلب صورت پذیرفت. در این فرایند، ابتدا با استفاده از تبدیل فوری به سری، سیگنال های حوزه زمان به حوزه بسامد انتقال داده شدند و تعداد بیشینه های محلی آنها تعیین شد. مرزهای تقسیم بندی و ۴ بیشینه محلی در طیف فوری حاصل از پاسخ شتاب پل در شکل ۹ مشاهده می شود. در ادامه، پاسخ های ارتعاشی پل با استفاده از روش تبدیل موجک تجربی تجزیه شدند، که خروجی آنها را تابع مقیاس ذاتی و عدد موجک تشکیل داده است، که تعداد موجک های مذکور با استفاده از تعداد مهم ترین بیشینه های محلی در بزرگای تبدیل فوری سیگنال تعیین شده است.

رویکرد تعیین تعداد مودها توسط تبدیل موجک تجربی، تعداد مودها را به نسبت بیشینه های محلی، بیش از حد برآورد می کند، تا تمامی بیشینه های محلی را مطابق پژوهش گیلس^{۱۷} (۲۰۱۳)،^[۲۷] بتواند حفظ کند. بنابراین، تعداد مودهای پاسخ پل توسط EWT، ۵ عدد برآورد شده است. در نهایت، با استفاده از تبدیل موجک تجربی سیگنال ها به تعداد سطوحی که معنادار بودند، تجزیه شدند (شکل ۱۰).



شکل ۱۱. فلوچارت روش پیشنهادی.



شکل ۱۲. نمودار وضعیت عملکرد شبکه‌ی عصبی.

از فرایندهای خود مشاهده می‌شود. نتایج حاکی از آن است که شبکه در مرحله دوازدهم از فرایند آموزش خود، بهترین عملکرد اعتبارسنجی را از خود نشان داده است. محور قائم میزان آنتروپی را نشان می‌دهد. عملکرد تابع آنتروپی بدین گونه است که حدس‌های اشتباه شبکه را به شدت مجازات می‌کند، در حالی که برای حدس‌های نسبتاً صحیح، جریمه‌ی اندکی را در نظر می‌گیرد. لذا کمینه‌سازی آنتروپی منجر به یک طبقه‌بندی با دقت زیاد خواهد شد. مقدار ایده‌آل آنتروپی متقاطع صفر بوده و مقادیر کمتر از 0.2 ، از نظر کیفی، خوب تلقی شده‌اند. نتایج به دست آمده از اعتبارسنجی، دقت خوب 0.8 را نشان می‌دهد.

منحنی برازندگی در شکل ۱۳، بیانگر نحوه‌ی عملکرد الگوریتم ژنتیک در بهینه‌سازی وزن‌های شبکه‌ی عصبی است. با جمعیت آغازین 150 نفر و 50 نسل و با نرخ‌های انتخاب طبیعی، ترکیب نسل و جهش به ترتیب برابر با 20 ، 50 و 30 درصد توانست برای آموزش شبکه با استفاده از داده‌های آموزشی، خطا را به مقدار 0.749 نزدیک سازد، که عملکرد مناسبی را در این زمینه از خود ارائه داده است. در قسمت پایین تصویر مشاهده می‌شود که وضعیت تمامی داده‌ها در آخرین حالت وزن‌دهی به چه مقدار از خطای صفر فاصله دارند.

نمودار هیستوگرام در شکل ۱۴، خطاهای موجود میان مقادیر هدف و مقادیر پیش‌بینی شده توسط شبکه‌ی عصبی را پس از طی کردن فرایند آموزش نشان می‌دهد. از آنجا که این مقادیر خطا، اختلاف مقادیر پیش‌بینی شده با مقادیر هدف را نشان می‌دهند، می‌توانند منفی نیز باشند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشتر خطاها در نزدیکی خطای صفر قرار گرفته‌اند، که نشان‌دهنده‌ی خطای کم شبکه‌ی عصبی در پیش‌بینی مقادیر است.

پس از پردازش، فرایند استخراج ویژگی از مودهای معنی‌دار حاصل از تجزیه‌ی سیگنال‌ها آغاز شد. ۵ ویژگی آماری، شامل: آنتروپی‌شانون، آنتروپی تی‌سالیس، کشیدگی، جذر مجموع مربعات و عامل شکل در کنار یک ویژگی دیگر با عنوان انرژی سیگنال، استخراج شدند. رابطه‌ی انرژی سیگنال در رابطه‌ی ۳ و فرمول‌های مربوط به پنج ویژگی دیگر در جدول ۳، که مربوط به ویژگی‌هاست، ارائه شده است.

$$E = \int_0^T x^T(t) dt \quad (3)$$

با توجه به پژوهش‌های پیشین صورت گرفته، با هر گونه تغییر ناگهانی در شدت سیگنال ارتعاش متناسب با پیشرفت یک خطا یا آسیب در سیستم، مقادیر انرژی جذر مجموع مربعات و به سبب آن عامل شکل سیگنال افزایش می‌یابند.

۷.۲. طراحی شبکه‌ی عصبی مصنوعی

در پژوهش حاضر، یک شبکه‌ی عصبی از نوع پرسپترون چندلایه در نرم‌افزار متلب تهیه شد، که با هدف بهبود توانایی آن در تعیین پارامترهای مربوط به وزن توابع خود، با الگوریتم ژنتیک که یک الگوریتم بهینه‌سازی تکاملی است، ترکیب شد. در الگوریتم ژنتیک با روش سعی و خطا، جمعیت اولیه برابر با 150 و تعداد نسل‌ها برابر با 50 نسل در نظر گرفته شد. همچنین نرخ‌های انتخاب طبیعی، تقاطع یا ترکیب نسل و جهش به ترتیب برابر با 20 ، 50 و 30 درصد تعیین شدند.

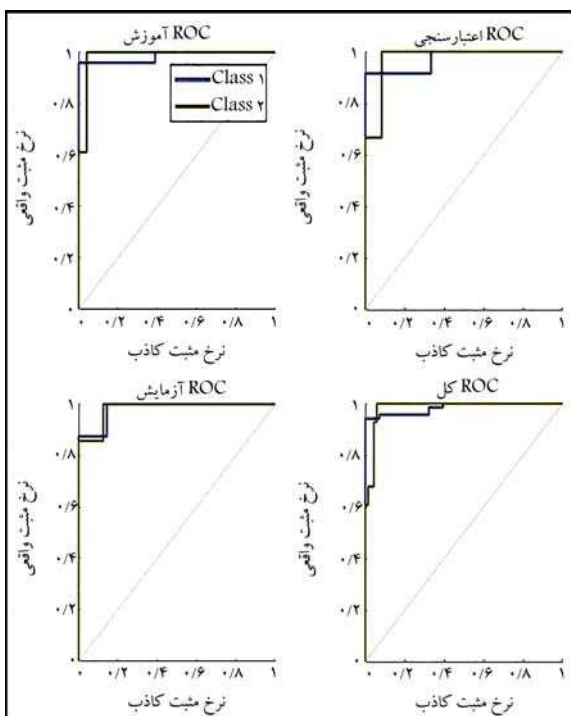
برای تعلیم شبکه‌ی عصبی از الگوریتم گرادیان مزدوج مقیاس شده 18 استفاده شد. بهینه‌ترین تعداد لایه‌ها و نورون‌ها توسط روش سعی و خطا تعیین شدند، که بر این اساس شبکه، دو لایه‌ی پنهان و در هر لایه به ترتیب ۵ و ۳ نورون داشت. همچنین تابع فعال‌ساز در هر لایه‌ی آن، تابع Tan-sigmoid (تانزانانت هیپربولیک) بوده است. ابعاد ماتریس ورودی (97×69) و ماتریس تارگت (2×1) بود، که وضعیت سلامت پل را مشخص می‌کند. پس از طراحی ساختار اصلی شبکه، 70% داده‌ها جهت آموزش، 15% جهت اعتبارسنجی و 15% نیز جهت آزمایش شبکه اختصاص یافتند، که این مقادیر به صورت تصادفی انتخاب شده‌اند.

در فلوچارت شکل ۱۱، روش پیشنهادی در پژوهش حاضر برای رسیدن به اهداف تشخیص وجود آسیب و مکان‌یابی آن مشاهده می‌شود.

۳. نتایج

۱.۳. تشخیص وجود آسیب

در شکل ۱۲، نمودار وضعیت نحوه‌ی کاهش خطا در عملکرد شبکه در هر یک



شکل ۱۵. منحنی مشخصه‌ی عملکرد.

در شکل ۱۶، ماتریس درهم‌ریختگی^{۱۹} عملکرد الگوریتم طبقه‌بندی مشاهده می‌شود، که در هر ساول تعداد کل مشاهده‌ها نمایش داده شده است. ردیف‌های ماتریس درهم‌ریختگی، با کلاس واقعی داده‌ها و ستون‌ها با کلاس پیش‌بینی شده مطابقت دارند. هر مقدار این ماتریس قطری باشد، دقت روش نیز بیشتر خواهد بود. برای ارزیابی معیارهای حساسیت، خاصیت، دقت و صحت در ماتریس درهم‌ریختگی به ترتیب از روابط ۶ الی ۹ استفاده شده است.

$$Sensitivity = \frac{TP}{TP + FN} \quad (6)$$

$$Specificity = \frac{TN}{TN + FP} \quad (7)$$

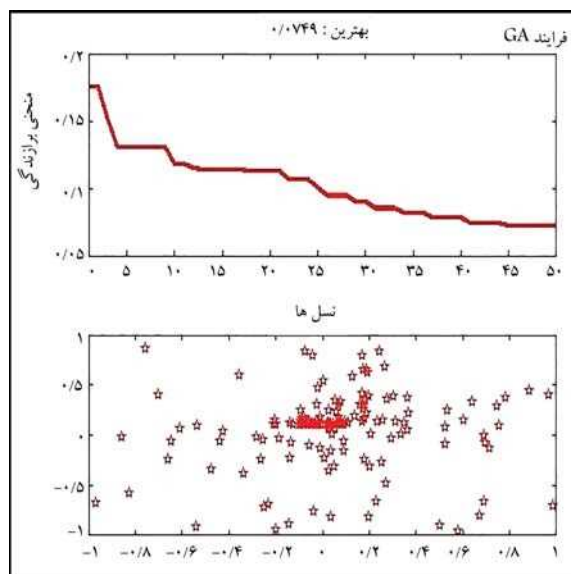
$$Precision = \frac{TP}{TP + FP} \quad (8)$$

$$Accuracy = \frac{TP + TN}{TP + TN + FP + FN} \quad (9)$$

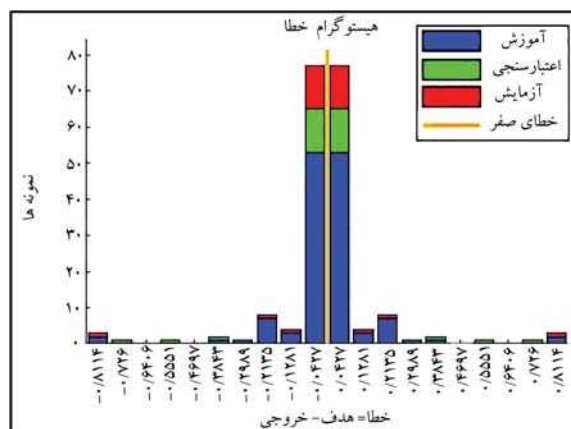
در پژوهش حاضر، پیش‌بینی صحیح حالت سالم، مثبت واقعی (TP) و پیش‌بینی صحیح حالت آسیب‌دیده، منفی واقعی (TN) است. پیش‌بینی نادرست حالت سالم پل، مثبت کاذب (FP) و پیش‌بینی نادرست حالت آسیب‌دیده، منفی کاذب (FN) است.

عملکرد شبکه در تمامی حالت‌های ممکن ارزیابی شد، که نتایج نهایی در بررسی داده‌ها، نشان‌دهنده دقت بسیار خوب ۹۴/۸ درصدی این روش در تشخیص آسیب است.

بررسی نتایج مربوط به ماتریس‌های درهم‌ریختگی در شکل ۱۷ حاکی از آن است که در شرایطی که شبکه بدون استفاده از الگوریتم ژنتیک و با الگوریتم پیش‌فرض خود، یعنی گرایان کاهشی، فرایند آموزش را طی کرده است، دقت شبکه‌ی عصبی در تشخیص وضعیت سلامت پل کاهش یافته است.



شکل ۱۳. منحنی برازندگی مربوط به عملکرد الگوریتم ژنتیک.



شکل ۱۴. هیستوگرام خطا.

منحنی مشخصه‌ی عملکرد یا ROC، رابطه‌ی بین نرخ مثبت واقعی (TPR) و نرخ مثبت کاذب (FPR) را برای مدل نشان می‌دهد. TPR نرخ‌ی است که شبکه‌ی عصبی برای داده‌های وضعیت سالم پل، به درستی سالم پیش‌بینی کرده است، ولی FPR در واقع نرخ‌ی است که در آن شبکه‌ی عصبی برای داده‌های وضعیت آسیب‌دیده، به اشتباه، شرایط سالم را پیش‌بینی کرده است. مقادیر نرخ مثبت واقعی و مثبت کاذب مطابق روابط ۴ و ۵ محاسبه شده‌اند:

$$TPR = \frac{TP}{TP + FN} \quad (4)$$

$$FPR = \frac{FP}{TN + FP} \quad (5)$$

وضعیت منحنی ROC، که در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود، حاکی از آن است که عملکرد شبکه در تعیین کلاس‌های هر داده، با هدف طبقه‌بندی در دو گروه سالم و آسیب‌دیده، دقت بسیار خوبی دارد و نمودارها نرخ مثبت کاذب اندکی را گزارش کرده‌اند.

		ماتریس درهم ریختگی آموزش		
کلاس خروجی	۱	47 70.1%	0 0.0%	100% 0.0%
	۲	2 3.0%	18 26.9%	90.0% 10.0%
	کلاس هدف	95.9% 4.1%	100% 0.0%	97.0% 3.0%
		ماتریس درهم ریختگی اعتبارسنجی		
کلاس خروجی	۱	11 73.3%	1 6.7%	91.7% 8.3%
	۲	1 6.7%	2 13.3%	66.7% 33.3%
	کلاس هدف	91.7% 8.3%	66.7% 33.3%	86.7% 13.3%
		ماتریس درهم ریختگی آزمایش		
کلاس خروجی	۱	7 46.7%	0 0.0%	100% 0.0%
	۲	1 6.7%	7 46.7%	87.5% 12.5%
	کلاس هدف	87.5% 12.5%	100% 0.0%	93.3% 6.7%
		ماتریس درهم ریختگی کل		
کلاس خروجی	۱	65 67.0%	1 1.0%	98.5% 1.5%
	۲	4 4.1%	27 27.8%	87.1% 12.9%
	کلاس هدف	94.2% 5.8%	96.4% 3.6%	94.8% 5.2%

شکل ۱۶. ماتریس درهم ریختگی شبکه عصبی.

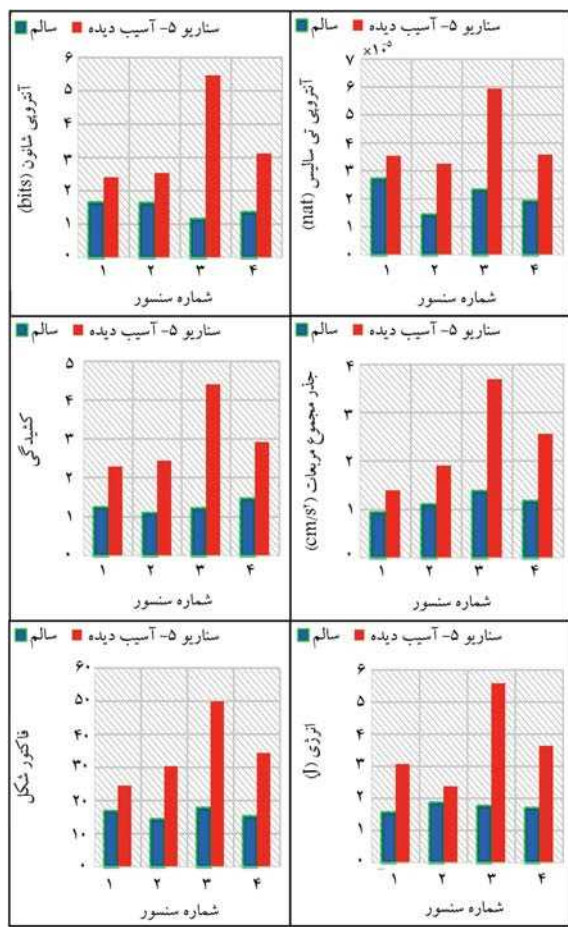
		ماتریس درهم ریختگی آموزش		
کلاس خروجی	۱	41 60.3%	5 7.4%	89.1% 10.9%
	۲	6 8.8%	16 23.5%	72.7% 27.3%
	کلاس هدف	87.2% 12.8%	76.2% 23.8%	83.8% 16.2%
		ماتریس درهم ریختگی آزمایش		
کلاس خروجی	۱	20 69.0%	1 3.4%	95.2% 4.8%
	۲	2 6.9%	6 20.7%	75.0% 25.0%
	کلاس هدف	90.9% 9.1%	85.7% 14.3%	89.7% 10.3%
		ماتریس درهم ریختگی کل		
کلاس خروجی	۱	61 62.9%	6 6.2%	91.0% 9.0%
	۲	8 8.2%	22 22.7%	73.3% 26.7%
	کلاس هدف	88.4% 11.6%	78.6% 21.4%	85.6% 14.4%

شکل ۱۷. ماتریس درهم ریختگی شبکه‌ی عصبی بدون الگوریتم ژنتیک.

سناریوی ۷ استفاده و نتایج سناریوها بررسی شده‌اند. داده‌های مربوط به سناریوهای آسیب ذکر شده، در آموزش شبکه حضور نداشتند و فقط از آنها جهت بررسی و آزمایش عملکرد شبکه استفاده شده است. شماتیک سناریوهای خرابی در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود. بررسی نتایج و ویژگی‌های حاصل از حسگرها این موضوع را نشان می‌دهد

۲.۳. مکانیابی آسیب

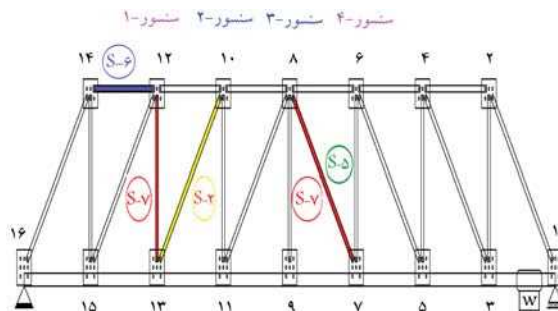
برای ارزیابی عملکرد روش پیشنهادی در تشخیص موقعیت مکانی آسیب، از سناریوهای خرابی شماره‌های ۲، ۵ و ۶ استفاده شده است. همچنین به جهت بررسی توانایی روش پیشنهادی در تشخیص مکان دو آسیب به صورت هم‌زمان، از



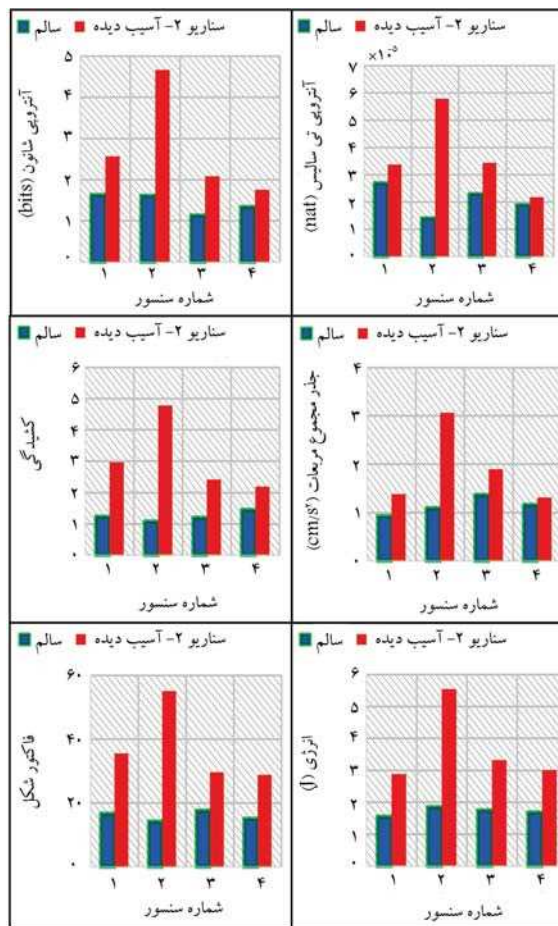
شکل ۲۰. سناریوی آسیب شماره ۵.

هر حسگر، مکان وقوع آسیب را نمایش می‌دهد. برای بررسی دقیق‌تر، دو سناریوی دیگر، که شبکه با آنها آموزش ندیده بود، نیز ارزیابی شدند. نتایج تمامی سناریوها حاکی از آن است که ویژگی‌های بررسی شده در نزدیکی محل آسیب به بیشینه مقدار خود می‌رسند. در شکل ۲۰، نتایج مربوط به سناریوی ۵ مشاهده می‌شود. مطابق انتظار، با توجه به محل آسیب که عضو ۷-۸ است، در نزدیک‌ترین حسگر، یعنی حسگر شماره ۳، بزرگای تمامی ویژگی‌ها در حالت آسیب‌دیده به بیشینه مقدار خود رسیده است. در حسگر شماره ۱ نیز که دورترین حسگر نسبت به محل آسیب است، بیشتر ویژگی‌ها، کمترین مقدار را نسبت به سایرین داشته‌اند.

در شکل ۲۱، سناریوی شماره ۶ نیز که مربوط به آسیب عضو فشاری ۱۲-۱۴ است، مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نزدیک‌ترین حسگر به محل آسیب در پل (حسگر ۱)، بیشترین مقادیر را به خود اختصاص داده است. در نهایت، به منظور بررسی توانایی روش پیشنهادی در مکانیابی دو آسیب هم‌زمان، سناریوی شماره ۷ بررسی شده است. با توجه به المان‌های آسیب‌دیده ۷-۸ و ۱۳-۱۲ در سناریوی فعلی، رخداد مقادیر بیشینه در حسگرهای شماره ۱ و ۳، مورد انتظار بود که برآورده نیز شد. با توجه به شکل ۲۲، نتایج حاصل از ویژگی‌های استخراج شده توانستند با دقت بسیار خوبی مکان دو آسیب هم‌زمان در پل را تشخیص دهند.



شکل ۱۸. نمایش شماتیک المان‌های آسیب‌دیده در سناریوهای خرابی.



شکل ۱۹. سناریوی آسیب شماره ۲.

که ویژگی‌های استخراج شده نظیر آنتروپی‌های شان، تی‌سالیس، کشیدگی، جذر مجموع مربعات، عامل شکل و انرژی هر چقدر که به محل آسیب نزدیک‌تر می‌شوند، مقادیر آنها افزایش می‌یابد. در سناریو خرابی شماره ۲، که عضو ۱۳-۱۰ آسیب دیده بود، نزدیک‌ترین حسگرها به آن به ترتیب حسگرهای ۲، ۱، ۳ و ۴ بودند، که با همین ترتیب در شکل ۱۹ تقریباً در تمامی ویژگی‌ها بیشترین مقادیر را داشتند. از ارزیابی ۶ ویژگی برای حالت آسیب‌دیده پل، مشخص شد که بزرگای همه ویژگی‌ها در محل آسیب (حسگر ۲) در مقایسه با آنهایی که در دورترین مکان از آسیب (حسگر ۴) بودند، حدود ۱۰۰٪ افزایش یافته است. این رخداد بیشینه در

۴. نتیجه‌گیری

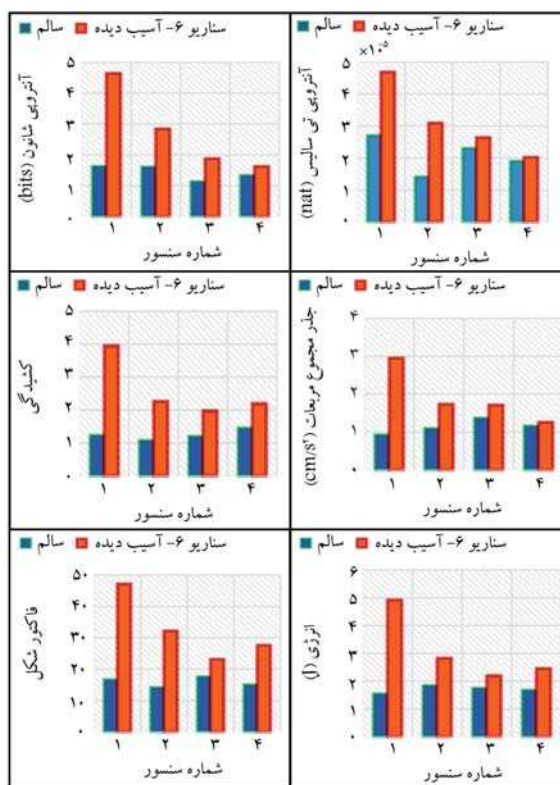
هدف پژوهش حاضر، تشخیص آسیب در پل خرابایی با استفاده از شبکه‌ی عصبی مصنوعی و تبدیل موجک تجربی تحت یک بار متحرک بوده است. از این روی یک پل خرابایی دو بُعدی در مقیاس آزمایشگاهی در آزمایشگاه دانشگاه شهید رجایی تهران ساخته شد و پاسخ‌های ارتعاشی پل، توسط ۴ حسگر متصل به آن، تحت بار متحرک اندازه‌گیری شدند. با توجه به رویکرد غیر پارامتریک روش پیشنهادی، به کمک ابزارهای آماری، ۱۷ ویژگی حساس به آسیب در حوزه‌ی زمان از سیگنال‌های خام شتاب - زمان پل خرابایی استخراج و در فرم یک ماتریس جهت ارائه به شبکه‌ی عصبی آماده شدند. در نرم‌افزار متلب، یک شبکه‌ی عصبی مصنوعی متشکل از دو لایه‌ی پنهان، به ترتیب با ۵ و ۳ نورون تشکیل‌دهنده طراحی شد و به هر یک از فرایندهای آموزش، اعتبارسنجی و آزمایش آن، تعداد مشخصی داده به صورت تصادفی اختصاص داده شد، تا شبکه بتواند مراحل آموزش خود را به درستی طی کند.

ویژگی‌های استخراج شده از پاسخ پل خرابایی مسطح در آزمایشگاه تحت تحریک بار متحرک، به عنوان ورودی به شبکه‌ی عصبی ارائه شدند و شبکه‌ی عصبی توانست با دقت ۹۴/۸٪ وجود آسیب در پل را تشخیص دهد. پس از بررسی نتایج حاصل از عملکرد روش پیشنهادی در پژوهش حاضر، می‌توان این گونه نتیجه گرفت که این روش قادر است در صورتی که تعداد داده‌های ورودی به اندازه‌ی معقولی باشد، تشخیص آسیب را تحت بار متحرک با دقت خوبی انجام دهد. این عملکرد خوب شبکه را می‌توان به عنوان تأییدی بر کیفیت ویژگی‌های استخراج شده از سیگنال‌ها نیز تلقی کرد. ویژگی‌های غیر پارامتریک ضمن برخورداری از دقت بالا، کاستی‌های مرتبط با رویکردهای پارامتریک، نظیر آثار دما در پارامترهای مودال و عدم تأثیرگذاری قابل توجه آسیب‌های محلی در جرم، سختی و میرایی مودال سازه را نیز برطرف می‌کنند. برای مکانیابی آسیب، ابتدا به کمک تبدیل موجک تجربی فرایند پردازش سیگنال بر روی پاسخ‌های ارتعاشی پل صورت گرفت. سپس ۵ ویژگی غیر پارامتریک شامل آنتروپی‌های شانون و تی سالیس، جذر مجموع مربعات، عامل شکل و کشیدگی به همراه ویژگی انرژی استخراج شدند. این ویژگی‌ها در اثر هر تغییری در تابع چگالی احتمال پاسخ‌های ارتعاشی، ناشی از بروز آسیب و یا هرگونه تغییر ناگهانی در شدت سیگنال ارتعاشی، متناسب با پیشرفت آسیب در سیستم افزایش می‌یابند.

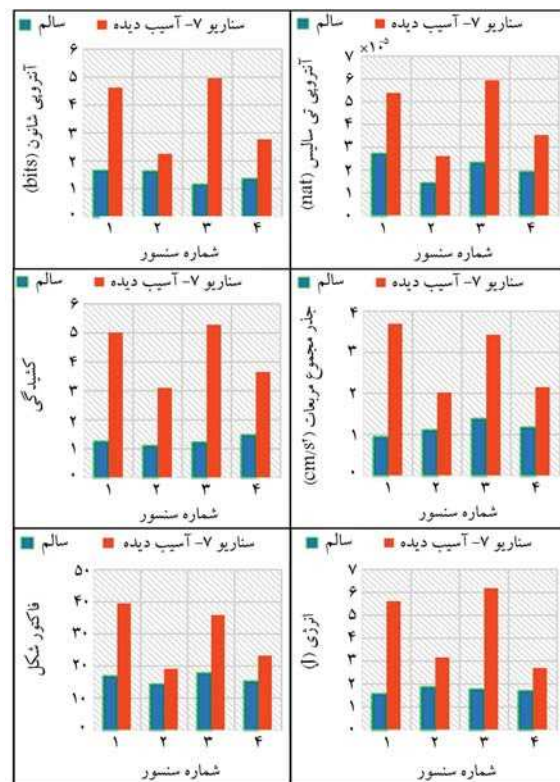
نتایج آزمایش‌های صورت گرفته نشان‌دهنده‌ی آن است که به طور کلی، مقادیر ویژگی‌ها در حالت‌های آسیب دیده به نسبت حالت‌های سالم افزایش یافته و همچنین در نزدیکی محل‌های آسیب نیز تمامی ویژگی‌ها به مقدار بیشینه‌ی خود رسیده‌اند. با در نظر گرفتن مقادیر ویژگی‌ها در حالت آسیب دیده‌ی پل، هر چقدر حسگرها از محل آسیب دورتر باشند، این مقادیر متعاقباً برای آن حسگر کاهش می‌یابند. از این رو، حسگر دارای بیشترین بزرگ در ویژگی‌های مورد نظر، موقعیت مکانی آسیب را تعیین می‌کند. به طور کلی، روش پیشنهادی توانست تحت یک بار متحرک با دقت خوبی موقعیت آسیب را شناسایی کند. همچنین در پیش‌بینی آسیب‌های هم‌زمان دوگانه نیز توانست عملکرد خوبی را از خود نشان دهد.

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از آقای دکتر عابد کردی، که ما را در ساخت پل خرابایی یاری کردند، تشکر و قدردانی می‌شود. همچنین از کمک‌های آقای مهندس هومن شیردره در انجام پژوهش حاضر صمیمانه سپاسگزاری می‌شود.



شکل ۲۱. سناریوی آسیب شماره‌ی ۶.



شکل ۲۲. سناریوی آسیب شماره‌ی ۷.

1. Global
2. Local
3. Output Only
4. Artificial Intelligence
5. Unsupervised Learning
6. Supervised Learning
7. Activation Function
8. Feedforward Networks
9. Bias
10. Negative Logarithm Likelihood
11. Chun
12. Kourehli
13. N.Jayasundara
14. Corbally
15. MATLAB
16. Linear Potentiometer
17. Gilles
18. Scaled Conjugate Gradient
19. Confusion Matrix

منابع (References)

1. Farrar, C.R., Doebling, S.W. and Nix, D.A., 2001. Vibration-based structural damage identification. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 359(1778), pp.131-149. <https://doi.org/10.1098/rsta.2000.0717>.
2. Ghannadi, P., Kourehli, S.S. and Mirjalili, S., 2022. The application of PSO in structural damage detection: An analysis of the previously released publications (2005-2020). *Frattura ed Integrità Strutturale*, 16(62), pp.460-489. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.62.32>.
3. Ghannadi, P., Kourehli, S.S. and Mirjalili, S., 2023. A review of the application of the simulated annealing algorithm in structural health monitoring (1995-2021). *Frattura e Integrità Strutturale*, 64. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.64.04>.
4. Farrar, C.R. and Worden, K., 2007. An introduction to structural health monitoring. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 365(1851), pp.303-315. <https://doi.org/10.1098/rsta.2006.1928>.
5. Gul, M. and Catbas, F.N., 2008. Ambient vibration data analysis for structural identification and global condition assessment. *Journal of Engineering Mechanics*, 134(8), pp.650-662. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2008\)134:8\(650\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2008)134:8(650)).
6. Tseng, K.K. and Naidu, A.S., 2002. Non-parametric damage detection and characterization using smart piezoceramic material. *Smart Materials and Structures*, 11(3), p.317. <https://doi.org/10.1088/0964-1726/11/3/301>.
7. Wu, R.T. and Jahanshahi, M.R., 2020. Data fusion approaches for structural health monitoring and system identification: Past, present, and future. *Structural Health Monitoring*, 19(2), pp.552-586. <https://doi.org/10.1177/1475921718798769>.
8. Dietterich, T.G., 2000, June. Ensemble methods in machine learning. In *International Workshop on Multiple Classifier Systems* pp.1-15. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/3-540-45014-9_1.
9. Santos, A., Figueiredo, E., Silva, M.F.M., Sales, C.S. and Costa, J.C.W.A., 2016. Machine learning algorithms for damage detection: Kernel-based approaches. *Journal of Sound and Vibration*, 363, pp.584-599. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2015.11.008>.
10. Bengio, Y., 2013. July. Deep learning of representations: Looking forward. In *International Conference on Statistical Language and Speech Processing*, pp.1-37. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-642-39593-2_1.
11. Hastie, T., Tibshirani, R., Friedman, J.H. and Friedman, J.H., 2009. *The Elements of Statistical Learning: Data Mining, Inference, and Prediction*, 2, pp.1-758. New York: springer. <https://doi.org/10.1007/978-0-387-21606-5>.
12. Hakim, S.J.S., Razak, H.A. and Ravanfar, S.A., 2015. Fault diagnosis on beam-like structures from modal parameters using artificial neural networks. *Measurement*, 76, pp.45-61. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2015.08.021>.
13. Chun, P.J., Yamashita, H. and Furukawa, S., 2015. Bridge damage severity quantification using multi-point acceleration measurement and artificial neural networks. *Shock and Vibration*, 2015, pp.1-11. <https://doi.org/10.1155/2015/789384>.
14. Ghannadi, P. and Kourehli, S.S., 2019. Data-driven method of damage detection using sparse sensors installation by SEREPa. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 9, pp.459-475. <https://doi.org/10.1007/s13349-019-00345-8>.
15. Ghannadi, P. and Kourehli, S.S., 2021. An effective method for damage assessment based on limited measured locations in skeletal structures. *Advances in Structural Engineering*, 24(1), pp.183-195. <https://doi.org/10.1177/1369433220947193>.
16. Jayasundara, N., Thambiratnam, D.P., Chan, T.H.T. and Nguyen, A., 2020. Damage detection and quantification in deck type arch bridges using vibration based methods and artificial neural networks. *Engineering Failure Analysis*, 109, p.104265. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.104265>.
17. Sarmadi, H., Entezami, A., Salar, M. and De Michele, C., 2021. Bridge health monitoring in environmental variability by new clustering and threshold estimation methods. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 11, pp.629-644. <https://doi.org/10.1007/s13349-021-00472-1>.
18. Nick, H., Aziminejad, A., Hosseini, M.H. and Laknejadi, K., 2021. Damage identification in steel girder bridges using modal strain energy-based damage index method and artificial neural network. *Engineering Failure Analysis*, 119, p.105010. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.105010>.
19. Mousavi, A.A., Zhang, C., Masri, S.F. and Gholipour, G., 2021. Damage detection and localization of a steel

- truss bridge model subjected to impact and white noise excitations using empirical wavelet transform neural network approach. *Measurement*, 185, p.110060. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2021.110060>.
20. Corbally, R. and Malekjafarian, A., 2022. A data-driven approach for drive-by damage detection in bridges considering the influence of temperature change. *Engineering Structures*, 253, p.113783. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113783>.
21. Yang, Y.B. and He, Y., 2022. Damage detection of plate-type bridges using uniform translational response generated by single-axle moving vehicle. *Engineering Structures*, 266, p.114530. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114530>.
22. Khanahmadi, M., Gholhaki, M., Rezaifar, O. and Dejkam, B., 2023. Damage identification in steel beam structures based on the comparison of analytical results of wavelet analysis. *Civil Infrastructure Researches*, 8(2), pp.173-183. [In Persian]. <https://doi.org/10.22091/cer.2022.8340.1407>.
23. Fallah, N., Hoseini Vaez, S.R. and Esfandiari, A., 2023. Damage detection of steel structures by FEM updating based on strain data. *Sharif Journal of Civil Engineering. Sharif Journal of Civil Engineering*, 39.2(2), pp.39-49. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2023.61055.3144>.
24. Maszczyk, T. and Duch, W., 2008. Comparison of shannon, renyi and tsallis entropy used in decision trees. In *Artificial Intelligence and Soft Computing-ICAISC 2008: 9th International Conference Zakopane, Poland, June 22-26, 2008 Proceedings* 9 (pp. 643-651). Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-69731-2-62>.
25. Xu, Y. and Zhang, H., 2009. Recent mathematical developments on empirical mode decomposition. *Advances in Adaptive Data Analysis*, 1(04), pp.681-702. <https://doi.org/10.1142/S1793536909000242>.
26. Tsallis, C., Mendes, R. and Plastino, A.R., 1998. The role of constraints within generalized nonextensive statistics. *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, 261(3-4), pp.534-554. [https://doi.org/10.1016/S0378-4371\(98\)00437-3](https://doi.org/10.1016/S0378-4371(98)00437-3).
27. Gilles, J., 2013. Empirical wavelet transform. *IEEE Transactions on Signal Processing*, 61(16), pp.3999-4010. <https://doi.org/10.1109/TSP.2013.2265222>.

سناریوسازی نرخ نفوذ خودروی خودران اشتراکی (یک تحلیل کمی زیست محیطی)

علی رحمانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

امیرضا مهدوحی* (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۳ (۷۷-۷۸، پژوهشی)
دوره ۴۰، شماره ۲، صص.

در سال ۲۰۲۲ نسبت به سال ۲۰۱۹، غلظت آلاینده‌های هوای شهرهای ایران به‌طور متوسط ۳۵٪ افزایش یافته است. حمل‌ونقل، یکی از منابع اصلی ایجاد آلودگی هوا در کلان‌شهرهاست. در حالی که با افزایش جمعیت نیاز به حمل‌ونقل بیشتر می‌شود، از راهکارهای کاهش نقش حمل‌ونقل در ایجاد آلودگی، می‌توان به شیوه‌ی سفرهای جایگزین اشاره کرد؛ که از لحاظ تولید آلاینده‌های زیست محیطی عملکرد بهتری داشته باشند. خودروهای خودران اشتراکی با توجه به پتانسیلی که دارند، قادر به کاهش انتشار گازهای گلخانه‌ای هستند. اما تخمین آثار شیوه‌ی سفر مذکور، به دلیل وجود مؤلفه‌های رقابتی فراوان دشوار است. هدف مطالعه‌ی حاضر، یک تحلیل کمی زیست محیطی بر حضور خودروی خودران اشتراکی در بخشی از شهر تهران بر مبنای شبیه‌سازی است، که در سناریوهای مختلف انجام شده است. نتایج نشان داده‌اند که سرویس‌دهی هم‌زمان به دو کاربر در مقایسه با دیگر سناریوهای اشتراک، میزان انتشار گازهای گلخانه‌ای را تا حدود ۱۰٪ کاهش داده است. اما، افزایش اندازه‌ی ناوگان با افزایش تراکم، آثار زیست محیطی حمل‌ونقل را پررنگ‌تر کرده است. نرخ نفوذ، تأثیر چشمگیری دارد؛ به‌طوری که در نرخ نفوذ ۱۰۰٪، میزان انتشار گازهای گلخانه‌ای به سمت صفر میل می‌کند.

واژگان کلیدی: شبیه‌سازی خودروی خودران اشتراکی، اشتراک سواری، خودروی الکتریکی، آلاینده‌های زیست محیطی، حمل‌ونقل هوشمند.

۱. مقدمه

انتشار گازهای گلخانه‌ای، سایه‌ای تاریک‌تر از همیشه بر آینده‌ی زمین و زمینی‌ها کشیده است. آلودگی هوا همچنان به‌عنوان بزرگ‌ترین تهدید بهداشتی محیطی در جهان شناخته می‌شود. در سراسر جهان، کیفیت نامناسب هوا، به مجموع ۹۳ میلیارد روز زندگی بیماری و حدود ۹ تا ۶ میلیون مرگ در هر سال منجر می‌شود، که کشورهای کمتر توسعه‌یافته و با متوسط درآمد پایین، ۹۰٪ تلفات جانی را به خود اختصاص می‌دهند.^[۱] هزینه‌ی اقتصادی کلی بالغ بر ۸ تریلیون دلار است، که بیش از ۶/۱٪ از تولید ناخالص داخلی جهان را شامل می‌شود. افزایش آلودگی هوا، تشدید و بروز بسیاری از بیماری‌ها، مانند: آسم، سرطان، بیماری‌های ریه، بیماری‌های قلبی و عروقی و مرگ زودرس را به دنبال دارد.^[۲] در بین ۱۰ کشور اول تولیدکننده‌ی دی‌اکسیدکربن، در حالی نام ایران با سهم ۱/۹٪ به چشم می‌آید، که سایر کشورهای موجود در

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۴/۲۵، اصلاحیه ۱۴۰۲/۷/۹، پذیرش ۱۴۰۲/۸/۳.

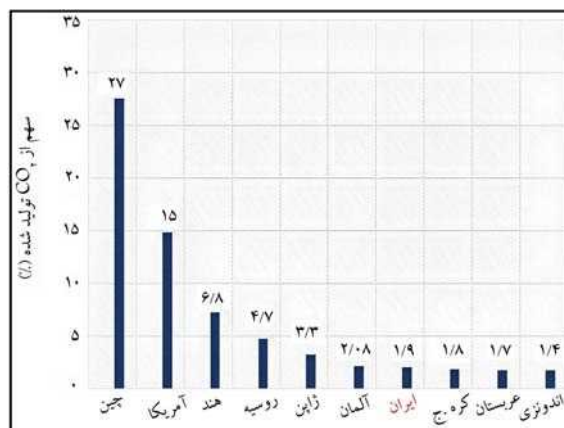
alirahmani@modares.ac.ir
armamdoohi@modares.ac.ir

گروه‌بندی اخیر، جزء کشورهای پر جمعیت و یا توسعه‌یافته محسوب می‌شوند.^[۳] در شکل ۱، سهم هر یک از کشورهای مذکور مشاهده می‌شود. گازهای گلخانه‌ای باعث افزایش گرمایش جهانی و تغییرات اقلیمی، شامل: افزایش دمای هوا، بالا رفتن سطح دریا، اسیدی‌شدن آب اقیانوس‌ها، کاهش تعداد گونه‌های حیاتی و تخریب جنگل‌ها و منابع طبیعی دیگر شده‌اند؛ که برای مقابله با آن به اقدام‌های جدی و هماهنگ در سطح جهانی و ملی نیاز است.^[۴] حمل‌ونقل، به‌عنوان یکی از اصلی‌ترین عوامل تولیدکننده‌ی گازهای گلخانه‌ای، در سال ۲۰۱۴ سهمی ۲۶ درصدی در تولید گازهای گلخانه‌ای در ایالات متحده‌ی آمریکا داشته است.^[۵] در حالی که به‌طور پیش‌بینی شده تا سال ۲۰۵۰، تعداد خودروها دو برابر می‌شود؛ اما خودروهای الکتریکی، با امکان کاهش میزان آلودگی ناشی از حمل‌ونقل، به‌عنوان یک جایگزین پایدار برای خودروهای سنتی مطرح هستند، که قادرند آینده‌ای نه‌چندان روشن زمین را از نگاه زیست محیطی تغییر دهند.^[۶] انتظار می‌رود افزایش استفاده از خودروهای

استناد به این مقاله:

رحمانی، علی و مهدوحی، امیرضا. ۱۴۰۳. سناریوسازی نرخ نفوذ خودروی خودران اشتراکی (یک تحلیل کمی زیست محیطی). مهندسی عمران شریف، ۴۰ (۲)، صص. ۷۷-۸۶.

DOI:10.24200/J30.2023.62698.3240



شکل ۱. سهم ۱۰ کشور اول تولیدکننده ی CO₂ در جهان.^[۴]

الکتریکی و ترکیب آن با شیوه ی سفرهای اشتراکی، که نسبت به سیستم حمل و نقل همگانی معطوف تر و در مقابل خودروهای شخصی ارزان تر است، آثار مهمی در کاهش انتشار گازهای گلخانه ای داشته باشد.^[۸] اما از مؤلفه های اساسی، که در تعیین اثر شیوه ی سفر ذکر شده نقشی اساسی دارد، میزان پذیرش است. پذیرشی که به دانش کاربر و آگاهی او از مطلوبیت های نهفته ی خودروی الکتریکی، و عواملی مانند: در دسترس نبودن محل شارژ، کُند بودن شارژ، عدم اطمینان به تکنولوژی و اضطراب محدوده^۱ (نگرانی کاربر برای سرگردان شدن با باتری خالی و بدون گزینه ی شارژ مجدد) بستگی دارد.^[۹] با این حال می توان گفت هم زمان با افزایش سهم خودروهای الکتریکی از ناوگان خودروهای شخصی، راه برای ورودشان به ناوگان خودروهای اشتراکی هم باز می شود؛ زیرا کاربران خودروهای اشتراکی به استفاده از خودروی کوچک تر با مصرف بهینه ی سوخت تمایل دارند.^[۸] ادغام خودروهای الکتریکی با دو شیوه ی حرکت نوظهور دیگر، خودروی خودران و سیستم های اشتراکی درخواستی^۲، شیوه ی سفر جدیدی را با عنوان خودروی خودران اشتراکی (SAVs) (خوفا)^۳ به وجود آورده است، که می تواند منابع پذیرش خودروهای الکتریکی به خصوص اضطراب محدوده را کم رنگ سازد و معرفی شیوه ی سفری قابل رقابت با خودروی شخصی اما کاراتر را به واقعیت تبدیل کند.^[۷] با معرفی خوفا، یکی از عمیق ترین تحولات تاریخ حمل و نقل رقم می خورد. پیش بینی می شود تا سال ۲۰۳۰، با تعیین مقررات استفاده از خودروهای خودران، ۹۵٪ از مسافر کیلومتر طی شده در آمریکا، توسط خودروهای خودران الکتریکی انجام شود. این امر موجب ایجاد پیامدهای فراوانی در زمینه ی حمل و نقل و بازاریافت جهانی می شود و زنجیره ی ارزش را دگرگون می سازد.^[۱۰] تغییراتی که قبل از اتفاق نیاز به تحلیل و بررسی دارند.

۲. مروری بر ادبیات

معايير شهری، اهمیت انکار نشدنی در دنیای مدرن دارند. ضمن اینکه قانونی برای ایجاد ازدحام و منبعی برای انتشار آلاینده های زیست محیطی هستند، راهکارهای فراوانی برای کاهش آثار آنها پیشنهاد شده است. راه حل هایی که بیشتر در سطح وسیله ی نقلیه متمرکز هستند، مانند: بهبود مصرف سوخت با کارآمدتر کردن موتور و یا تغییر سوخت استفاده شده به جایگزین های کم کربن (الکتریسته). اما به راه حل هایی که در سطح سیستم اعمال شوند، کمتر توجه شده است. در حالی که سیستم های ناکارآمد، تأثیر بسیاری در مصرف انرژی و میزان انتشار آلاینده ها دارند؛^[۶] براساس

مطالعات ملی سفرهای خانه مبنا (NHTS)^۴ در ایالات متحده ی آمریکا، سطح اشغال خودرو برای سفرهای خانه مبنا به طور میانگین ۱/۶ نفر در هر وسیله ی نقلیه است؛ که این میزان با ظرفیت واقعی آن تفاوت زیادی دارد و نشانه ای از حضور پررنگ خودروهای تک سرنشین در شبکه ی حمل و نقل است.^[۱۱] شیوه ی سفر اشتراکی با حذف مالکیت خودرو و تخصیص یک خودرو به چند کاربر می تواند نرخ اشغال خودروها را بیشتر کند و با بهبود ازدحام، مصرف انرژی و میزان انتشار را کاهش دهد.^[۱۲] هر چند در ارتباط با مصرف انرژی و میزان انتشار گازهای گلخانه ای، فرض الکتریکی بودن خودرو، عاملی تعیین کننده است.^[۱۳] در غیر این صورت، اگر ناوگان از سوخت های فسیلی استفاده کند، افزایش وسیله ی کیلومتر طی شده می تواند هرگونه پیشرفت کارایی ناشی از اشتراک را خنثی کند.^[۱۴] هر چند شوپ^۵ (۲۰۰۶)،^[۱۵] معتقد است حدود ۳۰٪ از سفرهایی که در نواحی مرکزی شهرها انجام می شود، سفرهایی هستند که مجبورند زمان زیادی را به دنبال پارکینگ بگردند. استفاده از خودروهای خودران با حذف نیاز به پارکینگ و همچنین با رانندگی روان و هوشمندانه تر نسبت به خودروهای شخصی، می توانند باعث کاهش تصادف ها و کاهش ازدحام در نواحی مرکزی شهرها شوند. این ملاحظات، پتانسیل قابل توجهی را برای صرفه جویی بیشتر در مصرف انرژی و کاهش میزان انتشار آلاینده ها در نواحی مرکزی شهرها دارد.^[۱۶] با توجه به مطالعات پیشین، شیوه های سفر اشتراکی، الکتریکی و خودران می توانند به کاهش مصرف انرژی و کاهش انتشار گازهای گلخانه ای در حمل و نقل شهری کمک کنند. اما خوفا، به عنوان یک شیوه ی تلفیقی از سه شیوه ی اخیر، می تواند بهبود قابل توجهی در مصرف انرژی و میزان انتشار گازهای گلخانه ای در شهرها ایجاد کند. لوخاندولا و کای^۶ (۲۰۱۸)،^[۶] نشان داده اند که اثر کاهش خوفا در میزان انتشار گازهای گلخانه ای، به داشتن اشتراک سواری^۷ (اختصاص دادن یک خوفا به چند کاربر که دارای مبدأ و مقصد یکسان یا نزدیک به هم هستند) بستگی دارد. لیبویج و جونز^۸ (۲۰۱۹)،^[۱۷] معتقدند زمانی که خوفا با نرخ نفوذ ۷۰٪، جایگزین خودروی شخصی شود، به کاهش انتشار گازهای گلخانه ای منجر می شود، هر چند وسیله ی کیلومتر طی شده با افزایش همراه بود. سالزار^۹ و همکاران (۲۰۱۸)،^[۱۸] با ادغام خوفا و حمل و نقل همگانی نشان داده اند که حضور خوفا می تواند به کاهش ترافیک و هزینه های حمل و نقل کمک کند و همچنین به کاهش انتشار گازهای گلخانه ای منجر شود. اما باید توجه داشت که آثار کاهش خوفا در میزان انتشار آلاینده ها و صرفه جویی در سوخت، برای دوره ی کوتاه مدت قابل رؤیت هستند و آثار آن در درازمدت نامعلوم است.^[۱۹] در خصوص خودروی خودران، چه اشتراکی و چه شخصی، مطالعات کمی در ایران صورت گرفته است، که بیشتر آن ها حول پذیرش و تأثیر در انتخاب شیوه ی سفر،^[۲۰] مفاهیم کلی خودروی خودران،^[۲۱] هستند، و یا بر پارامترهایی مانند ظرفیت^[۲۲] و یا وسیله ی کیلومتر طی شده،^[۲۳] تمرکز دارند و به آثار زیست محیطی شیوه ی سفر توجه کمتری شده است. این در حالی است که براساس آمار AQR^{۱۰}،^[۲۴] میزان متوسط غلظت آلاینده های هوای ایران در سال ۲۰۲۲ نسبت به سال ۲۰۱۹ با ۳۵٪ افزایش همراه بوده است. تغییر این روند نیازمند معرفی شیوه سفرهایی است که از لحاظ تولید میزان آلاینده های زیست محیطی عملکرد بهینه تر و از لحاظ مطلوبیت، قابل رقابت با خودروی شخصی باشند.

با توجه به اهمیت موضوع، مطالعات گوناگونی با در نظر گرفتن ابعاد مختلف مسئله انجام شده است، که در بخش کنونی به تعدادی از آنها اشاره شده است. در مطالعه ی حاضر، علاوه بر سناریوهایی چون نرخ نفوذ و اندازه ی ناوگان، با در نظر گرفتن ۳ سیاست اشتراک گذاری خودرو (که کمتر به آن ها توجه شده است)، حضور خوفا در شبکه به صورت کمی تحلیل شده است. همچنین، خودروهای خودران اشتراکی،

جدول ۱. ویژگی های مهم در تعریف شیوهی سفر.

تعریف	پیش فرض	ویژگی
قابلیت شتاب در این شیوهی حرکت (m/s^2)	۲/۶	accel
قابلیت شتاب کاهشی در این شیوهی حرکت (m/s^2)	۴/۵	decel
بیشینهی کاهش شتاب فیزیکی ممکن برای این شیوهی حرکت (m/s^2)	۹	emergencyDecel
پارامتر مربوط به مدل تعقیب خودرو	۰/۵	sigma
پارامتر مربوط به مدل تعقیب خودرو	۱	tau
جای خالی بعد از خودرو پیشگام (m)	۲/۵	minGap
بیشینهی سرعت (فنی) وسیلهی نقلیه (m/s)	۵۵/۵۵ (۲۰۰ km/h)	maxSpeed
بیشینهی سرعت موردنظر وسیلهی نقلیه (m/s)	۲۷/۷۸ (۱۰۰ km/h)	desiredMaxSpeed
یک کلاس انتشار به طور پیش فرض از خودروی سواری بنزینی مطابق با استاندارد آلایندگی ۴ EUR استفاده می شود.	PC_G-EU۴	emissionClass
مدل تعقیب خودروی استفاده شده	Krauss	carFollowModel
مدل تغییر خط استفاده شده	LC۲۰۱۳	laneChangeModel



شکل ۲. محدودی مطالعه شده، بخشی از منطقهی دو شهرداری تهران.

شبیه سازی شده است. این شبکه با استفاده از پایگاه دادهی OpenStreetMap تعریف و در بازه ی زمانی ۲۵ دقیقه، ۶۵۰۰ سفر، که به صورت تصادفی انتخاب شده اند و زمان بین ورودها به شبکه توزیع نمایی داشته است، شبیه سازی شده اند.

۲.۳. شیوهی سفرهای فرض شده

ویژگی های زیادی در تعریف یک شیوهی سفر نقش دارند، که تعدادی از آنها که در مطالعهی حاضر می توانند مهم باشند، در جدول ۱ ارائه شده اند. کالیبراسیون پارامترهای ذکر شده در جدول ۱، مانند زمان واکنش راننده، متوسط سرعت خودروها، شتاب افزایشی و شتاب کاهشی صورت گرفته است، اما به دلیل نزدیک بودن مقادیر کالیبره شده با برخی از مقادیر پیش فرض، ترجیح داده شد شبیه سازی بر مبنای مقادیر پیش فرض انجام شود.

۱.۲.۳. مدل های رفتار رانندگی

منطق رانندگی نشان می دهد که یک راننده در شرایط ترافیکی واقعی در دو جهت طولی و عرضی چگونه رفتار می کند. در جهت طولی، راننده با پذیرش شکاف مناسب، سرعت مطلوب و شتاب دلخواه از خودروی پیشرو پیروی می کند. به عبارت دیگر، راننده باید فاصله ی مناسبی را نسبت به خودروی پیشرو حفظ کند و با توجه

کمتر در ایران بررسی و شبیه سازی شده اند. مطالعهی حاضر با در نظر گرفتن بخشی از شبکه ی تهران، سعی بر پر کردن خلأ موجود داشته است.

۳. چارچوب مطالعه

ادیات موضوع به طور واضح جهت تأثیر خودروهای خودران در شرایط ترافیکی را نشان می دهد. با این حال، گستردگی و ابعاد نسبی خودروهای خودران اشتراکی و همچنین وابستگی آثار آنها به عوامل موقعیتی مختلف و اجرای خاص فناوری ها، نیازمند ابزارهای تحلیلی پیشرفته تر است. برای ارزیابی تأثیر خوا، که رفتار رانندگی را دگرگون می کند، معمولاً شبیه سازی خردنگر استفاده می شود.^[۲۵] به طور کلی مدل های شبیه سازی در حمل و نقل را می توان به سه دسته ی: کلان نگر^{۱۱}، میان نگر^{۱۲} و خردنگر^{۱۳} تقسیم کرد.^[۲۶] مدل های کلان نگر توسط برنامه ریزان حمل و نقل برای مدیریت شبکه های ترافیکی در مقیاس بزرگ، مانند: بزرگراه ها، آزادراه ها، ازدحام ترافیک شهری، عملیات حمل و نقل انبوه و مدل های تقاضای سفر توسعه می یابند و بهره برداری می شوند. در مدل های شبیه سازی خردنگر، رفتار همه ی خودروهای متفرد در هر مرحله ی زمانی شبیه سازی بر اساس جهت هایی که تعیین می شوند توسط مدل های تعقیب خودرو و تغییر خط ثبت می شود. به این صورت که هر خودرو با توجه به موقعیت و سرعت خود و خودروهای اطرافش، تصمیم هایی برای تغییر خط یا حرکت به سمت یک خودروی دیگر می گیرد و این تصمیم ها در مدل شبیه سازی ثبت می شوند. مدل سازی سیستم های پیچیده ی شبکه ی خیابان های شهری، تقاطع ها، حرکت های عابر پیاده، علائم ترافیکی، سیستم های چندوجهی^{۱۴}، معمولاً در دسته ی مدل های خردنگر قرار می گیرند. در نهایت، مدل های میان نگر هر دو مدل شبیه سازی کلان و خردنگر را با هم ترکیب می کند. با این حال، در مقایسه با شبیه سازی خردنگر، اطلاعات به دست آمده در سطح خودرو، دقت کمتری دارد. از مدل های میان نگر معمولاً در روش های تحلیل برنامه ریزی حمل و نقل استفاده می شود.^{[۱۸] [۱۷]}

۱.۳. داده ی مربوط به تقاضا و محدودی مطالعه شده

در مطالعه ی حاضر، بخشی از منطقه ی دوکلان شهر تهران (شکل ۲) که دارای ۶۲۵۴ لبه و ۳۳۴۳ گره است، با استفاده از نرم افزار SUMO (یک نرم افزار خردنگر متن باز)

به شرایط جاده و ترافیک، سرعت خود را تنظیم کند تا بتواند به راحتی و با امنیت مناسب به مقصد خود برسد. همچنین، راننده باید به دوراندیشی و پیش‌بینی احتمال وقوع موانع در جاده توجه کند و با توجه به شرایط، سرعت خود را تنظیم کند تا بتواند در صورت لزوم به سرعت کمتری برسد و از وقوع حوادث جلوگیری کند.^[۲۷] رفتار تعقیب خودرو از طریق توزیع شتاب، فاصله‌های ایمن و زمان واکنش خودرو تعقیب‌کننده در شرایط ترافیکی متفاوت، توسط پژوهشگران زیادی توصیف شده است.^[۲۸] نرم‌افزار استفاده شده می‌تواند بر مبنای مدل‌های تعقیب گوناگونی، از جمله: مدل ویدمان، مدل راننده‌ی هوشمند، مدل کراوس شبیه‌سازی کند. در مطالعه‌ی حاضر از دو مدل تعقیب خودرو برای توصیف حرکت‌های طولی استفاده شده است.

— **مدل کراوس:** مدل کراوس^{۱۵} (۱۹۹۷) بر مبنای سرعت ایمن خودروی تعقیب‌کننده ایجاد شده است. ایده‌ی اصلی تئوری تعقیب در مدل کراوس، وابستگی تغییر در سرعت وسیله‌نقلیه‌ی i به سرعت وسیله‌نقلیه‌ی پیشرو $i+1$ ، تفاوت موقعیت (شکاف) و پارامترهای استاتیک، مانند حساسیت یا زمان واکنش است.^[۲۹] مدل کراوس بر مبنای سرعت ایمن بنا شده است، که از طریق رابطه‌ی ۱ تعیین می‌شود:

$$V_{safe} = v_l(t) + \frac{g(t) - v_l(t)t_r}{\frac{v_l(t) - v_f(t)}{t_b} + t_r} \quad (1)$$

که در آن، V_{safe} سرعت ایمن، $v_l(t)$ سرعت وسیله‌نقلیه‌ی پیشرو i در زمان t ، t_r زمان واکنش، $g(t)$ شکاف بین دو خودرو در زمان t و b بیشینه‌ی کاهش سرعت خودرو بر حسب متر بر مجذور ثانیه است. V_{safe} ممکن است از حد مجاز سرعت در جاده تجاوز کند.

مدل کراوس، سرعت دیگری به نام سرعت مطلوب را نیز توصیف می‌کند، که برابر کمینه‌ی سرعت بین سرعت ایمن، بیشینه‌ی سرعت و سرعتی است که قابلیت‌های شتاب در محاسبه‌ی آن در نظر گرفته می‌شود (مطابق رابطه‌ی ۲):^[۳۰]

$$v_{des} = \min[v_{max}, v + at, v_{safe}] \quad (2)$$

که در آن، v_{des} سرعت مطلوب، v_{max} بیشینه‌ی سرعت و a متوسط شتاب هستند.

— **مدل ACC^{۱۶}:** یکی از کاربردهای سیستم‌های کمک راننده، سیستم‌های ACC هستند، که با استفاده از حس‌گرهایی مانند رادار، لیدار یا دوربین‌های ویدئویی، قابلیت اندازه‌گیری فاصله، و سرعت وسیله‌نقلیه‌ی پیشرو را دارند. در حضور وسیله‌نقلیه‌ی پیشرو، این سیستم‌ها با کنترل سرعت وسیله‌نقلیه براساس سرفاصله‌ی مطلوب به راننده کمک می‌کنند تا به‌طور ایمن‌تر در جریان ترافیک حرکت کند. سیستم‌های ACC در شرایط واقعی آزمایش و تأثیر آن‌ها در جریان ترافیک بررسی شده است. اما اگر وسیله‌نقلیه‌ی پیشرو وجود نداشته باشد، سیستم ACC معیار کنترل سرعت را سرعت مطلوب کاربر در نظر می‌گیرد.^[۲۶]

مدل تعقیب خودرو در شرایط واقعی، با استفاده از داده‌های خودروهای خودروان در سراسر دنیا توسعه داده شده است.^[۲۹،۳۱] مدل ACC از سه رویکرد کنترلی برای تعقیب خودرو استفاده می‌کند، که عبارت‌اند از:

۱. **کنترل سرعت:** حالت کنترل سرعت در مدل تعقیب خودرو، برای حفظ سرعت از پیش تعریف شده (سرعت مطلوب) توسط راننده طراحی شده است. این حالت کنترل سرعت فقط زمانی فعال می‌شود که هیچ وسیله‌نقلیه‌ای در محدوده‌ی

تحت پوشش حس‌گرها وجود نداشته باشد یا فاصله‌ی بین وسایط نقلیه بیش از ۱۲۰ متر باشد. در حالت کنترل سرعت، شتاب خودروی i در زمان $k+1$ طبق رابطه‌ی ۳ تعریف می‌شود:

$$a_{i,k+1} = k_1 (v_{des} - v_{i,k}) \quad (3)$$

که در آن، $a_{i,k+1}$ شتاب وسیله‌نقلیه‌ی i در زمان $k+1$ است، v_{des} سرعت مطلوب، $v_{i,k}$ سرعت وسیله‌نقلیه‌ی i در زمان k و k_1 ضریب کنترل افزایش سرعت است، که در مطالعه‌ی حاضر برابر با $0.4 s^{-1}$ در نظر گرفته شده است.^[۳۱]

۲. **کنترل شکاف:** در مدل کنترل شکاف، برای حفظ فاصله‌ی مطلوب بین خودرو با سیستم ACC و خودروی پیشرو از کنترل فاصله استفاده می‌شود. با فعال شدن کنترل فاصله، شتاب خودروهایی که مجهز به سیستم ACC هستند، توسط توابع انتقال مرتبه‌ی دوم، براساس انحراف سرعت و فاصله نسبت به خودروی پیشرو در مرحله‌ی بعدی $k+1$ مطابق رابطه‌ی ۴ تعیین می‌شوند:

$$a_{i,k+1} = k_2 e_{i,k} + k_2 (v_{i-1,k} - v_{i,k}) \quad (4)$$

که در آن، $e_{i,k}$ انحراف فاصله در گام زمانی کنونی k است. k_2 و k_2 ضریب‌های کنترلی برای انحراف موقعیت و سرعت که مقدار آن‌ها $k_2 = 0.23 s^{-2}$ و $k_2 = 0.7 s^{-1}$ و $v_{i-1,k}$ سرعت وسیله‌نقلیه‌ی پیشرو در زمان کنونی است.^[۳۲]

۳. **کنترل بسته‌شدن شکاف:** کنترل بسته‌شدن شکاف، زمانی که فاصله از خودروی پیشرو کمتر از ۱۰۰ متر باشد با اصلاح پارامترهای رابطه‌ی ۴ به‌صورت $k_2 = 0.4 s^{-2}$ و $k_2 = 0.8 s^{-1}$ فعال می‌شود. زمانی که فاصله بین ۱۰۰ تا ۱۲۰ متر باشد، رویکرد کنترلی به‌صورت هموار به حالت قبلی باز می‌گردد.^[۳۲] در مطالعه‌ی میلانز و شلادور^{۱۷} (۲۰۱۴)،^[۳۱] رویکرد اخیر برای مدل‌سازی رفتار خودروی خودروان توسعه یافته، اما کاملاً در مدل‌سازی در نظر گرفته نشده است. در مطالعه‌ی حاضر، برای شبیه‌سازی حرکت طولی خودروهای معمولی از مدل کراوس و برای خوخا از مدل ACC استفاده شده است.

رفتار تغییر خط در جاده‌های چندخطه، یکی دیگر از اجزاء اصلی مدل‌سازی رفتار خردنگر خودرو است. در واقع، مدل‌های تغییر خط، وظیفه‌ی انتخاب خط در جاده‌های چندخطه و تنظیم سرعت مربوط به تغییر خط را بر عهده دارند.^[۳۳] در مطالعات به نسبت مدل‌های تعقیب خودرو، توجه کمتری روی مدل‌های تغییر خط صورت گرفته و اعتقاد بر این بوده است که استفاده از مدل‌های تغییر خط مختلف برای خودروهای خودروان، تأثیر ناچیزی در شرایط ترافیکی دارد.^[۳۴] اما تغییر خط هوشمندانه‌تر در خودروهای خودروان نسبت به خودروهای معمولی باعث کاهش اختلال و ناهمگونی می‌شود و در نتیجه شرایط ترافیکی را بهبود می‌بخشد.^[۳۵] در مطالعه‌ی حاضر، مدل تغییر خط LC۲۰۱۳ برای خودروی معمولی،^[۳۳] و از مدل SL۲۰۱۵ برای خوخا به‌صورت اصلاح‌شده،^[۳۶] استفاده شده است.

۲.۲.۳. مدل‌های انتشار

کلاس انتشار، نشان‌دهنده‌ی یک حالت مشخص از انتشار آلاینده توسط وسیله‌نقلیه است، که براساس مدل‌های انتشار تعریف می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر برای خوخا از مدل خودروهای الکتریکی^[۳۷] و برای خودروی معمولی، از مدل پیش‌فرض HBEFA۳/PC-G-EU۴ استفاده شده است، که یک خودروی سواری بنزینی با

جدول ۲. شیوهی سفرهای استفاده شده در مطالعهی حاضر.

شیوهی سفر		ویژگی
خوفا	معمولی	
ACC/CACC	kruss	carFollowModel
$N(1/5, 1); [0, 75, 2]$	۲٫۶	accel
$N(3, 1); [2, 4]$	۴٫۵	decel
۹	۹	emergencyDecel
—	۰٫۵	sigma
۱	$N(1, 0.1); [0.2, 2]$	speedFactore
$N(1/2, 0.1); [1/1, 1/3]$	۱	tau
۰٫۵	۲٫۵	minGap
۳٫۵	۰٫۵	boardingDuration

* توزیع نرمال [$< \max >$, $< \min >$]; [$< \text{std} >$, $< \text{mean} >$]

جدول ۳. سناریوهای در نظر گرفته شده برای اثرسنجی خوفا.

سناریوی				
۵	۴	۳	۲	۱
—	—	—	—	سیاست اشتراک
—	۴	۶	۸	۱۲
۱۰۰	۷۵	۵۰	۲۵	۰

شخصی را نشان می دهند. به عنوان مثال، اندازهی ناوگان ۱۲ به معنای تعریف یک خوفا به ازا هر ۱۲ خودروی شخصی است. به عبارت دیگر، به ازا هر ۱۲ تقاضا برای سفر با خوفا، یک خوفا در شبکه تعریف می شود. این توصیف در سناریوهای نرخ نفوذ نیز برقرار است، به این معنی که عدد ۲۵ نشان می دهد که ۲۵٪ از تقاضا با شیوهی سفر خوفا انجام می شود.

در مطالعهی حاضر با در نظر گرفتن ۴۹ سناریو به بررسی حضور خوفا در شبکه و آثار آن در مصرف انرژی و انتشار گازهای گلخانه ای پرداخته و نتایج به دست آمده به صورت میانگین ۱۰ اجرا در هر سناریو (مجموع ۴۹۰ اجرا) در ادامه گزارش شده است.

۴. تحلیل نتایج

با توجه به جدول های ۴ و ۵، که میزان انتشار آلاینده های CO و CO₂ را نشان می دهند؛ می توان نتیجه گرفت که حضور خوفا باعث کاهش انتشار دو گاز آلاینده ی CO و CO₂ می شود.

با توجه به شبیه سازی های انجام شده، سیاست اشتراک انحصاری دو کاربر به نسبت عملکرد بهتری نسبت به سیاست اشتراک انحصاری داشته است؛ به طوری که در نرخ نفوذ ۷۵٪ و با اندازه ی ناوگان ۴، سیاست اشتراک انحصاری دو کاربر نسبت به سیاست اشتراک انحصاری و سناریو پایه، میزان انتشار CO را به ترتیب حدود ۱۰ و ۸۱ درصد کاهش داده است. در مورد انتشار آلاینده ی CO₂ نیز همین روند مشاهده می شود. به عنوان مثال، در سناریوی اخیر، سیاست اشتراک انحصاری دو کاربر نسبت به سیاست اشتراک انحصاری و سناریو پایه، میزان انتشار آلاینده ی CO₂ را به ترتیب حدود ۴ و ۷۸ درصد کاهش داده است.

در واقع، دلیل ایجاد این اثر می تواند به علت نقش خوفا در تسهیل ترافیک باشد. با توجه به ویژگی های در نظر گرفته شده برای خوفا، حضور شیوهی سفر خوفا در شبکه

استاندارد یورو ۴ بوده و با استفاده از حالت مبتنی بر HBEFA₃ مدل سازی شده است. [۳۸]

کتابچهی راهنمای عوامل انتشار برای حمل و نقل جاده ای، یک برنامه ی پایگاه داده مایکروسافت است، که عوامل انتشار را برای همه ی دسته های فعلی وسائط نقلیه ی جاده ای، از جمله خودروهای مسافری، وسائط نقلیه ی سبک، وسائط نقلیه ی سنگین، اتوبوس ها و موتورسیکلت ها ارائه می کند. عوامل مذکور شامل انتشار گازهای گلخانه ای خاص بر حسب گرم در کیلومتر برای همه ی آلاینده ها و همچنین برای مصرف سوخت هستند. عوامل انتشار براساس شبیه سازی تعداد زیادی از موقعیت های رانندگی، توسط یک مدل انتشار لحظه ای مبتنی بر نقشه ی انتشار محاسبه می شوند. این مدل میزان مصرف سوخت و انتشار آلاینده های زیست محیطی توسط وسائط نقلیه ی جاده ای را براساس داینامیک طولی خودرو و نقشه های انتشار محاسبه می کند. [۳۸] در مدل خودروهای الکتریکی، فرض می شود که انرژی خودرو از جمع مؤلفه های انرژی جنبشی، پتانسیل و چرخشی داخلی محاسبه می شود. سپس میزان انرژی تلف شده از آن کسر می شود تا مقدار انرژی قابل استفاده در خودرو محاسبه شود (مطابق رابطه ی ۵):

$$E_{veh}[k] = E_{kin}[k] + E_{pot}[k] + E_{rot,int}[k] = \frac{m}{2} \cdot v^2[k] + m \cdot g \cdot h[k] + \frac{j_{int}}{2} \cdot v^2[k] \quad (5)$$

که در آن، جرم خودرو، شتاب گرانش، ممان اینرسی دورانی داخلی، $v[k]$ و $h[k]$ به ترتیب سرعت و ارتفاع از سطح دریا در گام زمانی k هستند.

در مطالعهی حاضر، به صورت کلی دو شیوهی سفر خودروی معمولی و خوفا در نظر گرفته شده است، که پارامترهای تعریف شده ی آن ها در جدول ۲ ارائه شده است.

۳.۳. سناریوهای شبیه سازی

سناریوهای فرض شده در سه بُعد مختلف لحاظ شده اند: ۱. سیاست اشتراک، ۲. نرخ نفوذ و ۳. اندازه ی ناوگان که در جدول ۳ ارائه شده اند. سیاست های به اشتراک گذاری خوفا در ۳ حالت تعریف می شوند:

— **انحصاری:** در سیاست انحصاری، خودرو براساس زمان رزرو سفر به کاربران تخصیص داده می شود. به عبارت دیگر، کاربری که زودتر درخواست رزرو خودرو را ثبت کند، برای تخصیص نزدیک ترین خودرو در اولویت قرار می گیرد. سیاست انحصاری، اشتراک سواری ندارد و خودرو نمی تواند به بیش از یک کاربر سرویس دهی کند.

— **انحصاری دو کاربر:** مشابه سیاست انحصاری در تخصیص خودرو، کاربرانی که زودتر درخواست می دهند در اولویت هستند، با این تفاوت که در صورت وجود کاربر دیگر با مبدأ و مقصد یکسان، خودرو به یک کاربر دیگر هم سرویس می دهد.

— **انحصاری چند کاربر:** مشابه سیاست انحصاری با این تفاوت که یک خودرو در صورت وجود کاربران دیگر با مبدأ و مقصد مشابه با توجه به محدودیت ظرفیت خودرو به آن ها سرویس می دهد.

با توجه به ادبیات پژوهش، هر خوفا می تواند جایگزین ۳ تا ۱۲ خودروی شخصی شود؛ [۲۵] در نتیجه، نرخ جایگزینی خوفا با خودروهای شخصی در مطالعهی حاضر، مقادیر ۴، ۶، ۸ و ۱۲ فرض شده است؛ که نرخ جایگزینی خوفا با خودروهای

جدول ۴. میزان انتشار آلاینده‌ی مونواکسید کربن (CO) بر حسب کیلوگرم بر ساعت (در سناریوهای مختلف: اندازه‌ی ناوگان، سیاست اشتراک و نرخ نفوذ).

سیاست اشتراک	اندازه ناوگان				نرخ نفوذ
	۱۲	۸	۶	۴	
انحصاری	-/-	-/-	-/-	-/-	۱۰۰
	۱/۹	۳/۳	۳/۵	۳/۱۰	۷۵
	۴/۷	۵/۱	۵/۶	۶/۹	۵۰
	۸/۴	۹/۱	۹/۵	۱۱/۰	۳۵
انحصاری دو کاربر	-/-	-/-	-/-	-/-	۱۰۰
	۱/۸	۳/۱	۳/۳	۳/۷	۷۵
	۴/۵	۴/۸	۵/۲	۶/۴	۵۰
	۸/۳	۸/۸	۹/۲	۱۰/۱	۳۵
انحصاری چند کاربر	-/-	-/-	-/-	-/-	۱۰۰
	۱/۹	۳/۳	۳/۴	۳/۱۰	۷۵
	۴/۵	۵/۰	۵/۳	۶/۴	۵۰
	۸/۳	۹/۱	۹/۳	۱۰/۴	۳۵
پایه	۱۴/۱	۱۴/۱	۱۴/۱	۱۴/۱	
-/- ۱۵kg					

جدول ۵. میزان انتشار آلاینده‌ی دی‌اکسید کربن (CO_2) بر حسب کیلوگرم بر ساعت (در سناریوهای مختلف: اندازه‌ی ناوگان، سیاست اشتراک و نرخ نفوذ).

سیاست اشتراک	اندازه ناوگان				نرخ نفوذ
	۱۲	۸	۶	۴	
انحصاری	-	-	-	-	۱۰۰
	۱۱۴	۱۱۸	۱۲۱	۱۳۳	۷۵
	۲۴۱	۲۴۶	۲۵۹	۲۸۴	۵۰
	۳۹۳	۴۰۴	۴۱۴	۴۴۱	۳۵
انحصاری دو کاربر	-	-	-	-	۱۰۰
	۱۱۰	۱۱۵	۱۱۹	۱۲۷	۷۵
	۲۳۷	۲۴۴	۲۵۱	۲۷۳	۵۰
	۳۹۲	۳۹۹	۴۰۸	۴۲۴	۳۵
انحصاری چند کاربر	-	-	-	-	۱۰۰
	۱۱۲	۱۱۷	۱۲۱	۱۳۰	۷۵
	۲۳۷	۲۴۷	۲۵۳	۲۷۴	۵۰
	۳۹۱	۴۰۵	۴۱۱	۴۳۴	۳۵
پایه ۳۶	۵۷۷	۵۷۷	۵۷۷	۵۷۷	
-/- ۵۸۰kg					

می‌تواند به‌طور قابل توجهی آثار متفاوتی در ترافیک داشته باشد. در جدول‌های ۶ الی ۸، سه شاخص اصلی برای سنجش وضعیت ترافیک، یعنی سرعت، تراکم و حجم ارائه شده است، که براساس اندازه‌ی ناوگان و سیاست اشتراک در نرخ نفوذ ۱۰۰٪ تفکیک شده‌اند. با توجه به جدول‌های ذکرشده، استفاده از اشتراک سواری و ارائه‌ی خدمات هم‌زمان خواها به بیش از یک کاربر، تراکم در شبکه را کاهش داده است؛ که سبب بهبود سرعت متوسط در شبکه و کاهش صف شده است. این امر باعث کاهش انتشار گازهای گلخانه‌ای ناشی از ترافیک نیز شده است. به عبارت دیگر، استفاده از اشتراک سواری می‌تواند به بهبود وضعیت ترافیک، کاهش آلودگی هوا و بهبود کیفیت زندگی شهروندان کمک کند. به عنوان مثال، در اندازه‌ی ناوگان ۴، سیاست اشتراک انحصاری دو کاربر نسبت به حالت پایه، تراکم و سرعت متوسط را به ترتیب ۲۵٪ کاهش و ۱۷٪ افزایش داده است. در مقابل می‌توان گفت اندازه‌ی ناوگان با میزان انتشار، رابطه‌ی مستقیم دارد و دلیل آن را می‌توان در جدول‌های ۷ و ۸ مشاهده کرد. در سیاست اشتراک انحصاری،

جدول ۶. تراکم متوسط در شبکه در کمان‌های پُرازدحام برای سناریوهای مختلف: اندازه‌ی ناوگان و سیاست اشتراک (وسیله بر کیلومتر).

اندازه‌ی ناوگان	انحصاری	انحصاری دو کاربر	انحصاری چند کاربر	پایه
۴	۹۵	۸۱	۷۰	
۶	۷۸	۶۹	۶۱	۱۰۹
۸	۶۴	۶۲	۵۳	
۱۲	۵۳	۴۳	۳۳	

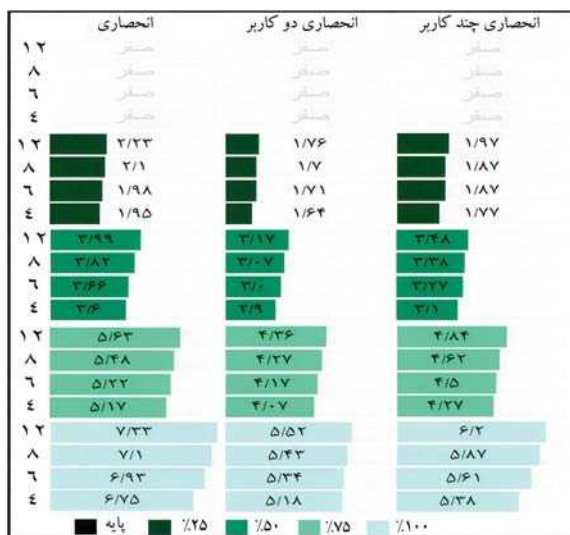
جدول ۷. سرعت متوسط در شبکه در کمان‌های پُرازدحام برای سناریوهای مختلف: اندازه‌ی ناوگان و سیاست اشتراک (کیلومتر بر ساعت).

اندازه‌ی ناوگان	انحصاری	انحصاری دو کاربر	انحصاری چند کاربر	پایه
۴	۳۹	۴۲	۴۰	
۶	۴۱٫۷	۴۳	۴۱	۳۶
۸	۴۴	۴۴	۴۴	
۱۲	۴۶	۴۶	۴۶	

جدول ۸. حجم متوسط در شبکه در کمان‌های پُرازدحام برای سناریوهای مختلف: اندازه‌ی ناوگان و سیاست اشتراک (وسیله بر ساعت).

اندازه‌ی ناوگان	انحصاری	انحصاری دو کاربر	انحصاری چند کاربر	پایه
۴	۳۷۰۵	۳۴۰۲	۲۸۰۰	
۶	۳۲۵۳	۲۹۶۷	۲۵۰۱	۳۹۲۴
۸	۲۸۱۶	۲۷۲۸	۲۳۳۲	
۱۲	۲۴۳۸	۱۹۷۸	۱۵۱۸	

اندازه‌ی ناوگان ۴ نسبت به اندازه‌ی ناوگان ۱۲، متوسط تراکم در مسیرهای پُرازدحام را ۱۷۴٪ افزایش داده است. به عبارتی دیگر، افزایش ناوگان هر چند می‌تواند مزایایی از جمله کاهش زمان انتظار را به دنبال داشته باشد، اما با افزایش تراکم و حجم در کمان در نهایت موجب افزایش انتشار آلاینده‌ها می‌شود. به عنوان مثال، در سیاست اشتراک انحصاری با نرخ نفوذ ۵۰٪، اندازه‌ی ناوگان ۴ به نسبت اندازه‌ی ناوگان ۱۲، میزان انتشار CO_2 را حدود ۱۸٪ افزایش داده است؛ که می‌توان آن را در سایر سیاست‌های اشتراک نیز مشاهده کرد. ترافیک و صف‌های طولانی در جاده‌ها برای کاربران ناخوشایند هستند و ممکن است به آثار روانی نامطلوبی، مانند: استرس، خستگی و عدم تمرکز منجر شوند. همچنین، انتظار در صف‌های ترافیکی می‌تواند منجر به افزایش مصرف سوخت و انرژی شود و در نتیجه آلاینده‌های هوا را افزایش دهد. بنابراین، کاهش ترافیک و صف‌های طولانی می‌تواند به کاهش میزان آلاینده‌ها و مصرف انرژی کمک کند. تأثیر خواخ در طول صف به سیاست اشتراک و اندازه‌ی ناوگان بستگی دارد. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، براساس قسمت الف، اشتراک سواری با افزایش دسترسی موجب کاهش طول صف و زمان سفر کل در شبکه شده است. همین امر موجب شده است که اشتراک سواری در تولید انتشار آلاینده‌های زیست‌محیطی عملکرد بهتری داشته باشد. در قسمت ب، نیز تأثیر اندازه‌ی ناوگان در طول صف مشاهده می‌شود. افزایش اندازه‌ی ناوگان هر چند زمان سفر کل در شبکه را به نحو چشمگیری کاهش می‌دهد، اما افزایش طول صف می‌تواند اثر نامناسبی در انتشار گازهای گلخانه‌ای داشته باشد. به‌طور کلی، عامل اصلی کاهش میزان انتشار ناشی از حضور خواخ، استفاده‌ی شیوه‌ی سفر خواخ از



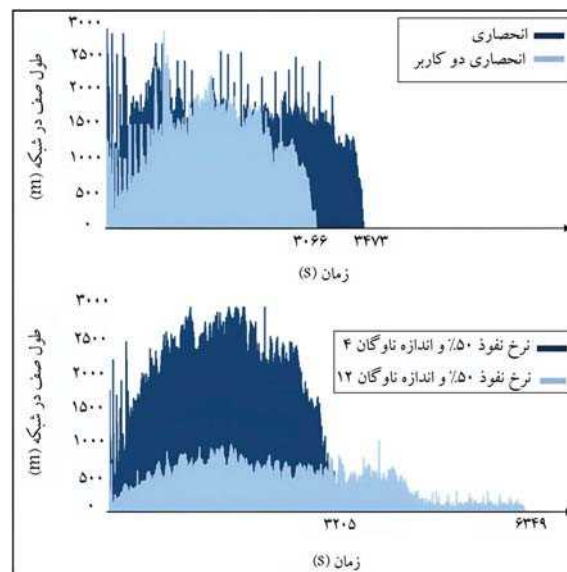
شکل ۵. میزان مصرف الکتریسیته (مگاوات ساعت) براساس اندازهی ناوگان.

ناوگان ۴، سیاست اشتراک انحصاری دو کاربر نسبت به سیاست اشتراک انحصاری و سناریوی پایه، میزان مصرف سوخت را به ترتیب حدود ۴ و ۷۸ درصد کاهش داده است. در مورد اندازهی ناوگان می‌توان گفت که با افزایش اندازهی ناوگان و افزایش ازدحام ناشی از آن، میزان مصرف سوخت با افزایش نسبی همراه است. به عنوان مثال، در سیاست اشتراک انحصاری با نرخ نفوذ ۵۰٪ و اندازهی ناوگان ۴، میزان مصرف سوخت نسبت به اندازهی ناوگان ۱۲، ۱۸٪ افزایش یافته است. در خوا که نیروی محرکه از انرژی الکتریسیته به دست می‌آید، میزان مصرف انرژی می‌تواند مهم باشد. در شکل ۵، میزان مصرف انرژی توسط خوا در سناریوهای مختلف مشاهده می‌شود. روشن است با افزایش نرخ نفوذ، میزان مصرف الکتریسیته بیشتر شده و دلیل آن افزایش تعداد سفرهای انجام شده با استفاده از شیوهی سفر خوا بوده است. در مورد سیاست‌های اشتراک، سناریوهای دارای اشتراک سواری، عملکرد بهتری داشته‌اند. در نرخ نفوذ ۱۰۰٪ و با اندازهی ناوگان ۴، سیاست اشتراک انحصاری دو کاربر نسبت به سیاست اشتراک انحصاری میزان مصرف را ۲۳٪ کاهش داده است. در ارتباط با اندازهی ناوگان می‌توان گفت که افزایش ناوگان با افزایش دسترسی و کاهش وسیله‌ی کیلومتر طی شده،^[۲۳] میزان مصرف انرژی الکتریسیته را کاهش داده است. به طوری که در سیاست اشتراک انحصاری چند کاربر در نرخ نفوذ ۱۰۰٪ اندازهی ناوگان ۴ نسبت به اندازهی ناوگان ۱۲، میزان مصرف انرژی ۱۳٪ کاهش یافته است.

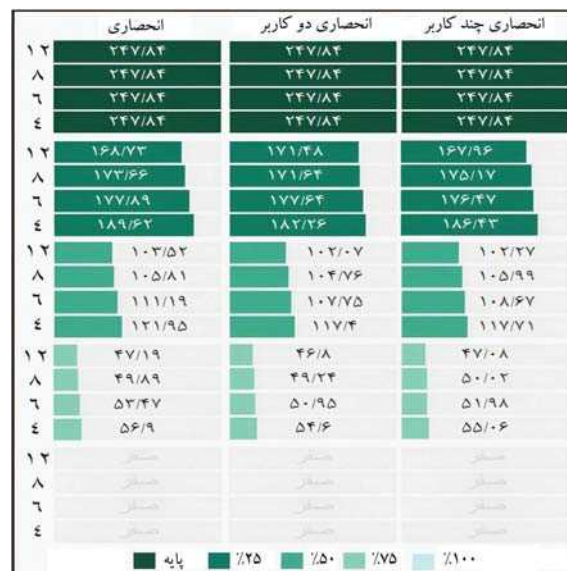
به طور خلاصه در جدول ۹، آثار زیست محیطی حضور خوا در شبکه را می‌توان مشاهده کرد، که با توجه به سناریوهای مختلف نرخ نفوذ، سیاست اشتراک و اندازهی ناوگان تفکیک شده‌اند.

۵. نتیجه‌گیری و پیشنهادها

حمل و نقل به عنوان یکی از منابع اصلی انتشار گازهای گلخانه‌ای شناخته می‌شود، که افزایش روزافزون جمعیت، این موضوع را نگران کننده‌تر می‌کند. در مطالعه‌ی حاضر با شبیه‌سازی ۴۹ سناریو (۱۰ اجرا برای هر سناریو، مجموع ۴۹۰ اجرا) به بررسی تأثیر خوا به عنوان یک راه‌کار برای کاهش نقش حمل و نقل در انتشار گازهای گلخانه‌ای



شکل ۳. تأثیر سیاست اشتراک و اندازهی ناوگان در نحوه‌ی تأثیرگذاری خوا در طول صف در شبکه.



شکل ۴. میزان مصرف سوخت فسیلی (کیلوگرم) براساس اندازهی ناوگان.

انرژی پاک به عنوان نیروی مولد حرکتی است. با افزایش استفاده از خوا به جای وسایل نقلیه‌ی شخصی، تعداد وسایل نقلیه‌ی معمولی در سیستم کاهش می‌یابد و همین امر موجب کاهش میزان انتشار در محیط زیست می‌شود. در واقع، در صورتی که نرخ نفوذ کامل شود و همه‌ی افراد از خوا استفاده کنند، میزان آلودگی به سمت صفر میل خواهد کرد. علاوه بر میزان انتشار، مصرف سوخت در شبکه‌ی حمل و نقل نیز می‌تواند شاخصی از کارایی شبکه باشد. در شکل ۴ مشاهده می‌شود که با افزایش نرخ نفوذ خوا، میزان مصرف سوخت توسط خودروهای معمولی کاهش یافته و در نرخ نفوذ ۱۰۰٪، میزان مصرف سوخت فسیلی صفر شده است. در مورد سیاست‌های اشتراک خودرو می‌توان گفت که سیاست اشتراک انحصاری دو کاربر به نسبت عملکرد بهینه‌تری داشته است. به طوری که در سناریوی ۷۵٪ با اندازهی

جدول ۹. تأثیر سناریوهای فرض شده بر نرخ نفوذ، سیاست اشتراک، و اندازه‌ی ناوگان در انتشار گازهای گلخانه‌ای و میزان مصرف انرژی.

سناریو	انتشار گازهای گلخانه‌ای	تأثیر در میزان مصرف انرژی
نرخ نفوذ	نرخ نفوذ، تأثیر چشمگیری دارد. به طوری که در نرخ نفوذ ۱۰۰٪ میزان انتشار به سمت صفر میل می‌کند.	افزایش نرخ نفوذ موجب کاهش مصرف سوخت فسیلی و افزایش مصرف انرژی الکتریکی می‌شود.
سیاست اشتراک	اشتراک سواری دو کاربر نسبت به سایر سناریوهای اشتراک تا ۱۰٪ میزان انتشار را کاهش می‌دهد.	اشتراک سواری میزان مصرف سوخت فسیلی و انرژی الکتریسیته را به ترتیب تا ۵ و ۲۳ درصد کاهش می‌دهد.
اندازه‌ی ناوگان	افزایش اندازه‌ی ناوگان مصرف سوخت فسیلی را تا ۱۸٪ و مصرف انرژی الکتریسیته را تا ۵۸٪ افزایش می‌دهد.	سوخت فسیلی را تا ۲۰٪ افزایش و مصرف انرژی الکتریسیته را تا ۱۳٪ کاهش می‌دهد.

نتایج به دست آمده، تأییدکننده‌ی نتایج مطالعات پیشین مبنی بر پتانسیل خوا برای کاهش سهم سیستم حمل و نقل از میزان انتشار آلاینده‌های زیست محیطی و میزان مصرف انرژی است. برخلاف نتیجه‌ی لوخاندولا و کای^{۱۸} (۲۰۱۸)،^[۶] خوا بدون اشتراک سواری در صورت الکتریکی بودن هم می‌تواند میزان انتشار آلاینده‌های زیست محیطی را کاهش دهد. مشابه نتیجه‌ی سالزارو همکاران^{۱۹} (۲۰۱۸)،^[۱۸] حضور خوا در شبکه با کاهش ازدحام می‌تواند عاملی تأثیرگذار در میزان انتشار آلاینده‌های زیست محیطی باشد. عوامل زیادی در عملکرد خوا تأثیر دارند. فرض‌های در نظر گرفته شده در ارتباط با هر یک از عوامل مذکور می‌توانند با تغییر نتایج مطالعه همراه باشند. لذا در مقایسه‌ی نتایج مطالعات مختلف، باید به فرض‌های مسئله توجه شود. یکی از عوامل اخیر، متصل بودن خودرو است، که این اتصال ممکن است با خودروهای دیگر و یا با زیرساخت باشد. متصل بودن خودرو می‌تواند مدل‌های تعقیب، تغییر خط و رفتار خودرو در تقاطع را دست خوش تغییر کند. مطالعه‌ی حاضر با فرض عدم اتصال خوا انجام شده است، که در نظر گرفتن این فرض می‌تواند مبنای مطالعات بعدی باشد.

از موارد دیگری که می‌تواند محور مطالعات آتی باشد، نحوه‌ی تخصیص خودرو و سیاست اشتراک است. در مطالعه‌ی حاضر، اولویت تخصیص خوا به کاربرانی بوده است که زودتر درخواست داده باشند، بدون توجه به فاصله‌ی آن‌ها به نزدیک‌ترین خودرو. در حالی که این امکان وجود دارد که بدون اولویت بندی براساس زمان درخواست، هر خودرو به نزدیک‌ترین کاربر تخصیص داده شود. در ارتباط با سیاست اشتراک، در مطالعه‌ی حاضر هیچ حدی برای زمان انتظار کاربر برای رسیدن نزدیک‌ترین خوا در نظر گرفته نشده است. به عبارتی دیگر، می‌توان با فرض زمان بیشینه‌ی انتظار، اندازه‌ی ناوگان خوا را در مطالعات آتی بهینه ساخت.

در مصرف انرژی و میزان انتشار گازهای گلخانه‌ای پرداخته شده است. مطالعه‌ای که با در نظر گرفتن ۶۵۰۰ سفر در مدت زمان ۲۵ دقیقه در بخشی از شهر تهران، خلأ مطالعاتی موجود، یعنی بررسی حضور خوا در شبکه‌ی معابر شهری در ایران با نگاهی زیست محیطی را پر می‌کند. نتایج نشان می‌دهند که:

۱. با افزایش نرخ نفوذ خوا در شبکه، میزان انتشار آلاینده‌های هوا کاهش می‌یابد.
۲. سیاست اشتراک سواری نسبت به سیاست اشتراک خودرو می‌تواند در کاهش میزان انتشار آلاینده‌ها عملکرد بهتری نشان دهد.
۳. افزایش اندازه‌ی ناوگان خوا می‌تواند منجر به افزایش میزان انتشار شود، به خصوص در سناریوهایی که هر دو شیوه‌ی سفر خوا و خودروی معمولی حضور دارند.
۴. با افزایش نرخ نفوذ، تعداد وسائط نقلیه‌ی معمولی کمتر خواهد شد و همین امر می‌تواند به کاهش مصرف سوخت فسیلی و افزایش مصرف الکتریسیته منجر شود.
۵. سیاست اشتراک سواری با کاهش ازدحام و طول صف، می‌تواند میزان مصرف سوخت فسیلی و انرژی الکتریسیته را نسبت به سناریوی فقط اشتراک خودرو کاهش دهد.
۶. اندازه‌ی ناوگان می‌تواند تأثیر متفاوتی در مصرف سوخت داشته باشد. به عنوان مثال، افزایش اندازه‌ی ناوگان به دلیل افزایش ازدحام باعث افزایش میزان مصرف سوخت فسیلی خواهد شد، اما با بیشتر کردن دسترسی و کاهش وسیله‌ی کیلومتر طی شده‌ی خالی، می‌تواند مصرف انرژی الکتریسیته را کاهش دهد.

پانویس‌ها

1. Range Anxiety
2. On-Demand Shared Systems
3. Shared Autonomous Vehicles
4. National Household Travel Survey

5. Shoup
6. Lokhandwala & Cai
7. Ride-Sharing
8. Jones & Leibowicz
9. Salazar
10. Air Quality Report
11. Macroscopic

12. Mesoscopic
13. Microscopic
14. Multi-modal Systems
15. Krauß
16. Adaptive Cruise Control
17. Milanès & Shladover
18. Lokhandwala & Cai

(References) منابع

1. Fuller, R., Landrigan, P.J., Balakrishnan, H., Bathan, G., Bose-O'Reilly, S. and Brauer, M., 2022. Pollution and health: A progress update. *The Lancet Planetary Health*, 6(6), pp. e535-e547. DOI: 10.1016/S2542-5196(22)00090-0.
2. World Bank, 2022. *The Global Health Cost of PM2.5 Air Pollution: A Case for Action Beyond 2021*. The World Bank Group, 89 p. DOI: 10.1596/978-1-4648-1816-5.
3. Zehnder, C., Manoylov, K. and Mutiti, S., 2018. *Introduction to Environmental Science*. 2nd Edition, Kendall Hunt Publishing Company.
4. Ritchie, H., Roser, M. and Rosado, P., 2020. CO₂ and greenhouse gas emissions. *Our world in data*. <https://ourworldindata.org/greenhouse-gas-emissions>.
5. Raouf, M., Abedini, R., Omidkhah, M. and Nezhadmoghadam, E., 2020. A favored CO₂ separation over light gases using mixed matrix membrane comprising polysulfone/polyethylene glycol and graphene hydroxyl nanoparticles. *Process Safety and Environmental Protection*, 133, pp.394-407. DOI: 10.1016/J.PSEP.2019.11.002.
6. Lokhandwala, M. and Cai, H., 2018. Dynamic ride sharing using traditional taxis and shared autonomous taxis: A case study of NYC. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 97, pp. 45-60. DOI: 10.1016/J.TRC.2018.10.007.
7. Bauer, G.S., Greenblatt, J.B. and Gerke, B.F., 2018. Cost, energy, and environmental impact of automated electric taxi fleets in Manhattan. *Environmental Science & Technology*, 52(8), pp. 4920-4928. DOI: 10.1021/acs.est.7b04732.
8. Chen, T.D., Kockelman, K.M. and Hanna, J.P., 2016. Operations of a shared, autonomous, electric vehicle fleet: Implications of vehicle & charging infrastructure decisions. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 94, pp. 243-254. DOI: 10.1016/j.tra.2016.08.020.
9. Broadbent, G.H., Metternicht, G.I. and Wiedmann, T.O., 2021. Increasing electric vehicle uptake by updating public policies to shift attitudes and perceptions: Case study of New Zealand. *Energies*, 14(10), pp. 1-20. DOI: 10.3390/en14102920.
10. Arbib, J. and Seba, T., 2017. *Rethinking Transportation 2020-2030: The Disruption of Transportation and the Collapse of the Internal-Combustion Vehicle and Oil Industries*. RethinkX, 162 p.
11. Santos, A., McGuckin, N., Nakamoto, H.Y., Gray, D. and Liss, S., 2011. *Summary of Travel Trends: 2009 National Household Travel Survey*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 83 p. <https://nhts.ornl.gov/2009/pub/stt.pdf>.
12. Caulfield, B., 2009. Estimating the environmental benefits of ride-sharing: A case study of Dublin. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, 14(7), pp. 527-531. DOI: 10.1016/J.TRD.2009.07.008.
13. Vleugel, J.M. and Bal, F., 2018. More space and improved living conditions in cities with autonomous vehicles. *International Journal of Design & Nature and Ergonomics*, 12(4), pp. 505-515. DOI: 10.2495/DNE-V12-N4-505-515.
14. Fulton, L.M., 2018. Three revolutions in urban passenger travel. *Joule*, 2(4), pp. 575-578. DOI: 10.1016/j.joule.2018.03.005.
15. Shoup, D.C., 2006. Cruising for parking. *Transport Policy*, 13(6), pp. 479-486. DOI: 10.1016/j.tranpol.2006.05.005.
16. Fagnant, D.J. and Kockelman, K.M., 2014. The travel and environmental implications of shared autonomous vehicles, using agent-based model scenarios. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 40, pp. 1-13. DOI: 10.1016/J.TRC.2013.12.001.
17. Jones, E.C. and Leibowicz, B.D., 2019. Contributions of shared autonomous vehicles to climate change mitigation. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, 72, pp. 279-298. DOI: 10.1016/j.trd.2019.05.005.
18. Salazar, M., Rossi, F., Schiffer, M., Onder, C.H. and Pavone, M., 2018. On the interaction between autonomous mobility-on-demand and public transportation systems. In *2018 21st International Conference on Intelligent Transportation Systems (ITSC)*, IEEE, pp. 2262-2269. DOI: 10.1109/ITSC.2018.8569381.
19. Milakis, D., Van Arem, B. and Van Wee, B., 2017. Policy and society related implications of automated driving: A review of literature and directions for future research. *Journal of Intelligent Transportation Systems*, 21(4), pp. 324-348. [In Persian]. DOI: 10.1080/15472450.2017.1291351.
20. Afandizadeh, Sh., Jafari, R. and Kalantari, N., 2021. The impact of personal and shared autonomous vehicles on mode choice for different travel purposes considering changes in three variables of travel time, parking cost, and operating cost (case study: Qom city). *Journal of Transportation Research*, 18(3), pp. 29-40. [In Persian].
21. Asaiesh, Sh. and Hemati, S., 2020. The investigation and evaluation of the performance of autonomous vehicles and their role in intelligent transportation systems. *Presented at the 6th National Congress of Civil Engineering, Architecture, and Urban Development*, Tehran. [In Persian].
22. Karbasi, A. and Saffarzadeh, M., 2022. Investigating the effect of automated vehicles and connected and automated vehicles on the capacity of freeways using microscopic simulation. *Journal of Civil Engineering, Amirkabir University of Technology*, 54(5), pp. 1691-1704. [In Persian].
23. Rahmani, A. and Mamdoohi, A.R., 2023. Shared autonomous vehicles effect on vehicle-Km traveled (VKT):

- A case study in a part of Tehran. *19th International Conference on Transportation and Traffic Engineering*, Tehran, Iran. [In Persian].
24. Ariana, R., 2022. *World Air Quality Report*. IQAir, 47 p. <https://www.greenpeace.org/static/planet4-india-stateless/2023/03/2fe33d7a-2022-world-air-quality-report.pdf>.
25. Narayanan, S., Chaniotakis, E. and Antoniou, C., 2020. Shared autonomous vehicle services: A comprehensive review. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 111, pp. 255-293. DOI: 10.1016/j.trc.2019.12.008.
26. Ahmed, H.U., Huang, Y. and Lu, P., 2021. A review of car-following models and modeling tools for human and autonomous-ready driving behaviors in micro-simulation. *Smart Cities*, 4(1), pp. 314-335. DOI: 10.3390/SMARTCITIES4010019.
27. Lochrane, T., 2014. A new multidimensional psychophysical framework for modeling car-following in a free-way work zone. *Electronic Theses and Dissertations*, 4592. University of Central Florida.
28. Hoogendoorn, S.P. and Hoogendoorn, R., 2010. Generic calibration framework for joint estimation of car-following models by using microscopic data. *Transportation Research Record*, 2188(1), pp. 37-45. DOI: 10.3141/2188-05.
29. Krauß, S., 1998. Microscopic modeling of traffic flow: Investigation of collision free vehicle dynamics. *Engineering, Environmental Science*. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:111793371>.
30. Song, J., Wu, Y., Xu, Z. and Lin, X., 2014. Research on car-following model based on SUMO. In *The 7th IEEE/International Conference on Advanced Infocomm Technology*, IEEE, pp. 47-55. DOI: 10.1109/ICAIT.2014.7019528.
31. Milanés, V. and Shladover, S.E., 2014. Modeling cooperative and autonomous adaptive cruise control dynamic responses using experimental data. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 48, pp. 285-300. DOI: 10.1016/j.trc.2014.09.001.
32. Xiao, L., Wang, M. and Van Arem, B., 2017. Realistic car-following models for microscopic simulation of adaptive and cooperative adaptive cruise control vehicles. *Transportation Research Record*, 2623(1), pp. 1-9. DOI: 10.3141/2623-01.
33. Erdmann, J., 2015. SUMO's lane-changing model, In *Modeling Mobility with Open Data: 2nd SUMO Conference 2014 Berlin, Germany*. Springer International Publishing, pp. 105-123. DOI: 10.1007/978-3-319-15024-6_7.
34. Liu, Y., Guo, J., Taplin, J. and Wang, Y., 2017. Characteristic analysis of mixed traffic flow of regular and autonomous vehicles using cellular automata. *Journal of Advanced Transportation*, 2017(1), pp. 1-10. DOI: 10.1155/2017/8142074.
35. Al-Turki, M., Ratrou, N.T., Rahman, S.M. and Reza, I., 2021. Impacts of autonomous vehicles on traffic flow characteristics under mixed traffic environment: Future perspectives. *Sustainability*, 13(19), pp. 11052. DOI: 10.3390/su131911052.
36. Mintsis, E., Koutras, D., Porfyri, K., Mitsakis, E., Lücken, L., Erdmann, J., Floetteroed, Y., Alms, R., Rondinone, M. and Maerivoet, S., 2018. Modelling, simulation and assessment of vehicle automations and automated vehicles' driver behaviour in mixed traffic. *TransAID Deliverable*.
37. Krumnow, M. and Kretschmer, A., 2014. Real-time simulations based on live detector data—experiences of using SUMO in a traffic management system. In *Simulation of Urban Mobility: First International Conference, SUMO 2013, Berlin, Germany, 2013. Revised Selected Papers 1*, pp. 136-145. DOI: 10.1007/978-3-662-45079-6-10.
38. Keller, M., Hausberger, S., Matzer, C., Wüthrich, P. and Notter, B., 2017. HBEFA Version 3.3, Hintergrundbericht. *INFRAS, Bern, Schweiz*.

مدل‌های احتمالاتی برای پیش‌بینی تنش تسلیم میلگرد و مقاومت فشاری بتن بر مبنای رگرسیون خطی بیش‌ترین

حمیدرضا نوربالا تفتی (کارشناس ارشد)

مجتبی محصولی* (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۳ (۱۰۰-۸۷، صص. ۲، شماره ۲، ژوئیه)
دوره ۴۰، شماره ۲، صص. ۸۷-۱۰۰، (ژوئیه)

در پژوهش حاضر، به توسعه مدل‌های احتمالاتی برای پیش‌بینی تنش تسلیم فولاد میلگرد و مقاومت فشاری بتن مصرفی در صنعت ساخت کشور پرداخته شده است. مشخصات مقاومتی مواد جزء پارامترهای اصلی در طراحی بر مبنای عملکرد در واسنجی ضوابط طراحی ضرایب بار و مقاومت بر مبنای قابلیت اعتماد و در تحلیل‌های ریسک و تاب‌آوری زیرساخت‌های عمرانی هستند. هر دو پارامتر، عدم قطعیت قابل توجهی دارند، که برای کتی‌سازی آن در پیش‌بینی مدل از رگرسیون خطی بیش‌ترین در نرم‌افزار Rtx استفاده شده است. برتری استنباط بیش‌ترین، در برآورد عدم قطعیت شناختی مدل است، که با جمع‌آوری داده‌های بیشتر با به‌هنگام‌سازی مدل کاهش می‌یابد. برای مدل‌سازی در پژوهش حاضر، عملیات گسترده‌ای برای جمع‌آوری داده از آزمایشگاه‌های مقاومت مصالح به انجام رسیده و هرگونه نقص در داده‌ها نیز براساس الگوریتم‌های دسته‌بندی مبتنی بر یادگیری ماشین مرتفع شده است. با استفاده از مدل‌های پیشنهادی، توزیع احتمال و آماره‌های مقاومت فشاری بتن به‌صورتی تابعی از مقاومت اسمی طرح، مدت‌زمان عمل‌آوری بتن در آزمایشگاه و کیفیت ساخت بتن و نیز توزیع احتمال و آماره‌های تنش تسلیم میلگردهای درجه‌های A-III و A-IV تعیین شده‌اند.

واژگان کلیدی: رگرسیون خطی بیش‌ترین، مدل‌سازی احتمالاتی، مقاومت فشاری بتن، تنش تسلیم میلگرد، قابلیت‌اعتماد سازه.

h.noorbalat.afti16@sharif.edu
mahsuli@sharif.edu

۱. مقدمه

عمده دلایل آسیب ساختمان‌ها در زلزله‌ی کرمانشاه، ضعف زیاد بتن بوده است. در واقع، با بالا بردن مقدار آب به سیمان در بتن، مقاومت فشاری فدای روانی و سهولت در اجرا شده است. موارد دیگر نیز مانند عدم دانه‌بندی صحیح سنگ‌دانه‌ها در بتن مشاهده شده است. همچنین، یکی از عوامل مهم دیگر در آسیب‌های اخیر، ضعف اجرای بتن‌ریزی در محل بوده است.^[۱] به بیان دیگر، علی‌رغم منع به‌کارگیری بتن دست‌ساز برای اجزاء سازه‌ی ساختمان‌ها در بند ۴/۲/۷/۹ مقررات ملی ساختمان،^[۲] بسیاری از بتن‌های سازه‌ی در مناطق زلزله‌زده با روش‌های دستی مرسوم ساخته و پس از بتن‌ریزی درجا، با چکش و بیره زده شده بودند. اگرچه مقاومت پایین بتن در زلزله‌های ضعیف به‌طور عمده در خرابی و خسارت تأثیرگذار نیست،^[۳] اما با پایین آمدن مقدار مقاومت فشاری بتن، نمودار تنش-کرنش تحت بارگذاری بسیار زودتر به ناحیه غیرخطی خود می‌رسد و در نتیجه‌ی آن، احتمال رخ دادن شکست زودتر برشی در ستون‌ها، که از مخرب‌ترین انواع شکست است، بالا

پس از زلزله‌ی کرمانشاه (۱۳۹۶)، انواع آزمون‌های مخرب و غیرمخرب برای سنجش مقاومت فشاری بتن مصرفی در سازه‌های با سطح آسیب بالا انجام شده است.^[۱] طبق بررسی‌های پژوهش حاضر، مقاومت فشاری بتن در بیشتر سازه‌های تخریب شده، استانداردهای لازم را نداشته و دلیل عمده‌ی فروریزش‌ها همین موضوع بوده است. مطابق بند ۱/۲/۱۹/۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان،^[۲] مقاومت مشخصه‌ی بتن طراحی شده تحت آیین‌نامه‌ی اخیر نباید از ۲۰ مگاپاسکال کمتر باشد. با این حال، برخی بررسی‌ها،^[۱] نشان می‌دهند که بتن در عمده‌ی سازه‌های آسیب‌دیده، مقاومتی حدود ۱۰ تا ۲۰ مگاپاسکال یا حتی کمتر داشته است، زیرا در مواردی ابزار اندازه‌گیری امکان اندازه‌گیری مقادیر کمتر از ۱۰ مگاپاسکال را نداشته است. حسینی هاشمی و فرشچی (۲۰۱۷)،^[۳] در این زمینه عنوان کرده‌اند که از

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۴/۲۶، اصلاحیه ۱۴۰۲/۶/۲۸، پذیرش ۱۴۰۲/۷/۱۰.

استناد به این مقاله:

نوربالا تفتی، حمیدرضا و محصولی، مجتبی، ۱۴۰۳. مدل‌های احتمالاتی برای پیش‌بینی تنش تسلیم میلگرد و مقاومت فشاری بتن بر مبنای رگرسیون خطی بیش‌ترین. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۸۷-۱۰۰. DOI:10.24200/J30.2023.62665.3238

می‌رود.^[۲] از طرف دیگر، با توجه به تعدد کارخانه‌های نورد میلگرد و تفاوت در سطوح کنترل کیفیت در آنها، عدم قطعیت زیادی در تنش تسلیم فولاد به‌کار رفته در مقاطع بتنی مسلح و در نتیجه مقاومت مقطع وجود دارد. از این رو، در پژوهش حاضر، مدل‌های احتمالاتی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم میلگرد با در نظر گرفتن عدم قطعیت آنها برای به‌کارگیری در انواع تحلیل‌های احتمالاتی ارائه شده است. به‌عنوان مثال، امروزه فلسفه‌ی طراحی در حال تغییر به طراحی براساس عملکرد است، که نیازمند کمی‌سازی عدم قطعیت نه فقط در جنبش زمین، بلکه در پارامترهای مؤثر در رفتار سازه، از جمله مقاومت مواد است. همچنین، مدل‌سازی احتمالاتی مقاومت مواد در محاسبه‌ی شاخص قابلیت اعتماد و واسنجی ضرایب بار و مقاومت در روش طراحی (LRFD)^۱، چه در سطح اجزاء سازه و چه در سطح کل ساختمان بسیار مؤثر است. از موارد دیگر کاربرد مدل‌سازی احتمالاتی مقاومت مواد، تحلیل‌های قابلیت اعتماد، ریسک و تاب‌آوری زیرساخت‌های عمرانی است. کمیت‌های مذکور شامل عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی هستند. جمع‌آوری داده و توسعه‌ی مدل احتمالاتی برای یک کمیت، عدم قطعیت شناختی آن را کاهش می‌دهد. بنابراین مدل‌های احتمالاتی پارامترهای مقاومتی مواد به‌عنوان ورودی انواع تحلیل‌ها، تأثیر به‌سزایی در کمی‌سازی صحیح عدم قطعیت در تحلیل‌های احتمالاتی دارند.

به مدل‌سازی عدم قطعیت در مشخصات مصالح در برخی مطالعات توجه شده است. کمیت‌ی مشترک ایمنی سازه (JCSS)^۲، دستورالعملی برای طراحی سازه به‌صورت احتمالاتی ارائه داده است؛^[۵] که عدم قطعیت مقاومت مواد را در سه سطح: بزرگ مقیاس، میان مقیاس، و کوچک مقیاس بررسی می‌کند. سطح بزرگ مقیاس، مربوط به عدم قطعیت در خود کمیت، یعنی محاسبه‌ی میانگین و انحراف معیار توزیع آن است. سطح میان مقیاس، به برآورد عدم قطعیت پارامترهای توزیع احتمال کمیت می‌پردازد. سطح کوچک مقیاس، نیز عدم قطعیت‌های ذاتی کمیت را بررسی می‌کند. دستورالعمل JCSS، برای مقاومت فشاری بتن‌های پیش‌ساخته و درجاساخت، مدل‌های احتمالاتی ارائه داده‌اند، که پارامترهای آن تابع مقاومت اسمی طراحی بتن هستند. همچنین تنش تسلیم میلگرد را نیز به‌صورت جمع سه متغیر تصادفی مستقل با توزیع نرمال مدل‌سازی کرده است، که هر کدام از آنها ناشی از عدم قطعیت‌های کیفیت کارخانه‌ی نورد میلگرد، فرایند ذوب و سرد شدن فولاد هستند. پارامترهای توزیع‌های ذکر شده، تابعی از تنش تسلیم و قطر میلگرد هستند. پژوهش‌های دیگری نیز به ارائه‌ی مدل‌های احتمالاتی پیش‌بینی مقاومت مواد پرداخته‌اند. کوگ^۳ (۲۰۱۸)،^[۶] مقادیر میانگین و بیشینه‌ی خطای محتمل ضریب اریبی^۴ مقاومت فشاری بتن را برای نتایج سه نوع آزمون غیرمخرب پالس آلتراسونیک^۵، چکش ارتجاعی و میله‌ی ویندسور^۶ و همچنین آزمون مخرب مغزه‌گیری ارائه کرده است. ایشان با توجه به بالا بودن مقدار خطای آزمون‌های غیرمخرب و پرهزینه بودن آزمون‌های مخرب، برای تعدیل دقت و هزینه پیشنهاد کرده است که از ترکیب آزمون‌های مذکور به‌منظور مدل‌سازی احتمالاتی مقاومت مواد بهره برد. ویشنیفسکی^۷ و همکاران (۲۰۱۲)،^[۷] نیز با جمع‌آوری تعداد نزدیک به ۵۰۰ داده از کارخانه‌های مختلف نورد و آزمایشگاه‌های گوناگون سنجش مقاومت میلگرد، توزیع احتمالاتی برای پیش‌بینی مقدار واقعی تنش تسلیم میلگرد با مقاومت اسمی ۵۰۰ مگاپاسکال ارائه کرده‌اند. مدل احتمالاتی ارائه شده‌ی ایشان در برگزیده‌ی منابع عدم قطعیتی نظیر اختلاف در قطر میلگرد و حد تعریف شده برای کرنش تسلیم در آزمون‌های سنجش مقاومت بوده است. همچنین، آنها میانگین ضریب اریبی تنش تسلیم میلگرد با مقاومت اسمی ۵۰۰ مگاپاسکال را ۱/۱۵ و ضریب تغییرات آن را ۵٪ برآورد کرده‌اند.

اسکیچ^۸ و همکاران (۲۰۲۳)،^[۸] حساسیت ضریب مقاومت طراحی در اتصال‌های جوشی تیر به ستون را نسبت به تغییرات مشخصات مکانیکی فولاد سنجیده‌اند. به‌منظور تعیین ضریب مقاومت طراحی، از تحلیل قابلیت اعتماد استفاده شده است. ایشان برای برآورد عدم قطعیت تنش تسلیم و نهایی فولاد، از داده‌های آماری آزمایش فولاد در آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های فولادی اروپا،^[۹] استفاده و میانگین ضریب اریبی تنش تسلیم فولاد با مقاومت اسمی ۳۵۵ مگاپاسکال را ۱/۲ و ضریب تغییرات آن را ۵٪ برآورد کرده‌اند.

پژوهش‌هایی نیز برای توسعه‌ی مدل پیش‌بینی مقاومت مواد در داخل کشور انجام شده است. تندکار مبارکی (۲۰۱۶)،^[۱۰] در پژوهشی، با تهیه‌ی نمونه‌های مکعبی از ۱۲ طرح اختلاط بتن با نسبت‌های وزنی مختلف سیمان، مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی بتن را از روی مقاومت ۷ روزه، نسبت وزنی سیمان و نسبت وزنی میکروسیلیس به‌کاررفته در طرح اختلاط پیش‌بینی کرده و در آن، یک مدل رگرسیون خطی و یک مدل شبکه‌ی عصبی پرسپترون چندلایه برای پیش‌بینی مقاومت فشاری توسعه یافته است. پاسخ هر دو مدل به‌صورت تعینی^۹ بوده و فقط میزان خطای هر دو مدل گزارش شده است. توانا املشی (۲۰۱۶)،^[۱۱] نیز با ساخت نمونه‌های مکعبی، استوانه‌یی و مکعب مستطیلی بتن خمیری و با استفاده از آزمایش‌های استاندارد مقاومت فشاری بتن، مقاومت کششی بتن و اسلامپ، مدل‌هایی برای پیش‌بینی کمیت‌های مذکور ارائه داده است. وی برای پیش‌بینی هر کمیت، سه مدل شبکه‌ی عصبی، ماشین بردار پشتیبان (SVM)،^{۱۰} و سیستم‌های استنتاج تطبیقی عصبی - فازی (ANFIS)^{۱۱} را توسعه داده است. تمامی مدل‌های اخیر، نیز تابعی از نسبت‌های وزنی شن، ماسه، رس سیلتی، بتونیت، سیمان، آب و همچنین زمان عمل‌آوری و نوع شکل هندسی نمونه‌ی عمل‌آوری شده هستند و نیز تمامی مدل‌ها، پاسخ را به‌صورت تعینی پیش‌بینی می‌کنند و توزیع احتمال کمیت‌های بیان شده را به‌دست نمی‌آورند. معرفت (۲۰۱۳)،^[۱۲] نیز نتایج آزمایشگاهی میلگردهایی با درجه‌های A-II و A-III از ۱۰۶ کارگاه در سطح شهر تهران جمع‌آوری و برای بیان عدم قطعیت مقدار تنش تسلیم دو نوع میلگرد اخیر، از توزیع احتمالاتی نرمال استفاده کرده است. میانگین ضریب اریبی تنش تسلیم میلگردهای درجه‌های A-II و A-III در پژوهش مذکور به‌ترتیب برابر ۱/۰۷ و ۱/۰۲ و ضریب تغییرات هر کدام نیز به‌ترتیب برابر ۰/۰۸ و ۰/۰۸ به‌دست آمده است.

محمودکلاهی و محصولی (۲۰۲۱)،^[۱۳] ضرایب بار و مقاومت موجود در آیین‌نامه‌های طراحی را برای ساختمان‌های فولادی ساخته شده در ایران واسنجی کرده و با ارائه‌ی زنجیره‌ی مدل‌های احتمالاتی مختص به بار و مقاومت، ابتدا شاخص قابلیت‌اعتماد سازه را به‌دست آورده و سپس ضرایب طراحی آیین‌نامه‌های داخل کشور را برای رسیدن به شاخص قابلیت‌اعتماد هدف تنظیم کرده‌اند. یکی از مدل‌های احتمالاتی مقاومت در نوشتار مذکور، تنش تسلیم فولاد نوع ST۳۷ بوده است. ایشان با جمع‌آوری نمونه‌های آزمون تنش از آزمایشگاه‌های متالورژی داخل کشور، ضریب اریبی تنش تسلیم فولاد را به‌صورت یک توزیع احتمال لاگ‌نرمال با میانگین ۱/۱۳ و ضریب تغییرات ۰/۶۴ برآورد کرده‌اند. علاوه بر تنش تسلیم، در گذشته تلاش‌هایی برای توسعه‌ی مدل‌های پیش‌بینی سایر پارامترهای مقاومتی فولاد در ایران شده است. به‌طور مثال، پورعلی‌اکبر و همکاران (۲۰۱۵)،^[۱۴] با توسعه‌ی یک مدل شبکه‌ی عصبی مصنوعی، مقدار ریزش‌خستگی ویکرز را در منطقه، متأثر از حرارت جوش بر روی لوله‌های فلزی X۷۰ با ترکیب‌های شیمیایی متفاوت پیش‌بینی کرده‌اند. علی‌رغم تلاش‌هایی که برای ارائه‌ی مدل‌های پیش‌بینی مقاومت مواد در داخل کشور صورت گرفته است، تاکنون مطالعه‌ی در جهت توسعه‌ی مدل‌های احتمالاتی

۲. مدل پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن

در بخش حاضر، نحوه‌ی توسعه‌ی مدل احتمالاتی پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن به‌صورت گام‌به‌گام شرح داده شده است.

۱.۲. جمع‌آوری داده

اولین گام برای توسعه‌ی مدل احتمالاتی پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن، جمع‌آوری مشاهده‌هاست. مشاهده‌های جمع‌آوری شده در پژوهش حاضر حاصل از انجام آزمون در آزمایشگاه روی نمونه‌های مکعب یا استوانه‌ای بتن بوده‌اند، که حین بتن‌ریزی اخذ و از سه آزمایشگاه بتن در نقاط مختلف ایران جمع‌آوری شده‌اند. آزمایشگاه اول، در شرق تهران قرار گرفته و ۱۰۶ داده از آن اخذ شده است. آزمایشگاه دوم، در کیش بوده و از آن ۱۳۲۶ داده اخذ شده است. آزمایشگاه سوم، واقع در دانشگاه صنعتی شریف بوده است، که تعداد ۲۱۵۸ داده از آن اخذ شده است. بنابراین در کل، ۳۵۹۰ داده از آزمایشگاه‌های گوناگون جمع‌آوری شده‌اند؛ که ۸۵٪ از آنها برای پرداخت مدل و ۱۵٪ باقیمانده برای اعتبارسنجی مدل استفاده شده‌اند. این کار به‌علت جلوگیری از بیش‌برازشی^{۱۸} مدل به مشاهده‌هاست، که در بخش عیب‌شناسی مدل شرح داده شده است.

داده‌های هر کدام از آزمایشگاه‌ها با یکدیگر اشتراک‌ها و تفاوت‌هایی دارند؛ یعنی بعضی از مشخصات بتن در یک آزمایشگاه ثبت شده است، که در داده‌های حاصل از آزمایشگاه دیگر وجود ندارد. اجتماع مشخصات و پارامترهای ثبت شده در مجموعه‌ی داده‌های جمع‌آوری شده به این شرح است:

- مقاومت فشاری بتن، که حاصل از شکست نمونه در دستگاه یونیورسال است؛
- مقاومت اسمی طرح اختلاط شامل C_{20} ، C_{25} ، C_{30} ، C_{35} ، C_{40} و C_{50} که عدد ذکر شده در آن مقاومت اسمی به مگاپاسکال است؛
- مدت زمان عمل‌آوری بتن، شامل: ۷، ۲۸، ۹۰ یا ۹۰ روزه؛
- نوع جزء سازه‌ای نمونه‌ی بتن، شامل: پی، دیوار، ستون، دال، و شمع؛
- طبقه‌ی بتن‌ریزی؛
- تاریخ نمونه‌گیری؛
- منطقه‌ی شهرداری برای نمونه‌های اخذ شده در تهران و یا نشانی پروژه برای نمونه‌های اخذ شده در کیش؛
- دمای بتن حین آزمایش؛
- اسلامپ؛
- نسبت وزنی مواد افزودنی در صورت وجود.

مدل‌سازی رگرسیون خطی بی‌زین مبتنی بر یافتن متغیرهای مؤثر در مکانیک مسئله و مشاهده‌های حاصل از آزمایش است. بنابراین، ابتدا با بررسی مطالعات و آزمایش‌های پیشین، متغیرهای مؤثر در مسئله و شکل مدل تعیین شده است. در بخش توسعه‌ی شکل مدل، چگونگی انجام این کار توضیح داده شده است. پس از به‌دست آوردن شکل تابعی، مدل براساس مشاهده‌های دنیای واقعی، واسنجی^{۱۹} شده است.

اما پیش از توسعه‌ی شکل مدل، باید نواقص موجود در داده‌های جمع‌آوری شده رفع شود. مقاومت اسمی طرح اختلاط، که از متغیرهای مهم و تأثیرگذار در شکل مدلی است که قرار است توسعه داده شود، برای قسمتی از مشاهده‌های جمع‌آوری شده موجود نیست. برای جلوگیری از حذف این‌گونه مشاهده‌ها و بهره‌گیری از آنها در

که عدم قطعیت‌های شناختی و ذاتی مقاومت مواد به‌کار رفته در ساختمان‌های کشور را به‌صورت صریح برآورد کند، صورت نگرفته است. همان‌گونه که گفته شد، با توسعه‌ی مدل‌های احتمالاتی پیش‌بینی مقاومت مواد استفاده شده در داخل کشور، نتایج انواع تحلیل‌های احتمالاتی روی زیرساخت‌های ایران، مانند تحلیل ریسک منطقه‌ی ساختمان‌ها، دقیق‌تر برآورد می‌شود. به این منظور، مدل‌سازی پیش‌بینی مقاومت مواد در پژوهش حاضر به‌صورت رگرسیون خطی بی‌زین^{۱۲} انجام شده است. برتری استنباط بی‌زین نسبت به استنباط کلاسیک، در برآورد عدم قطعیت پارامترهای مدل و انحراف معیار باقیمانده‌ی مدل است. در اولین گام، یک پایگاه داده‌ی وسیع از آزمایشگاه‌های سنجش مقاومت بتن و تنش تسلیم میلگرد جمع‌آوری شده است. در جمع‌آوری پایگاه داده سعی شده است پارامترهایی از هر آزمایش انتخاب شوند، که هم بیشترین تأثیر را در پاسخ مدل، یعنی مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم میلگرد داشته باشند و هم مشاهده و ثبت آن برای کاربران مدل پیش‌بینی در آینده راحت باشد. از آنجا که پایگاه داده از آزمایشگاه‌های متعددی جمع‌آوری شده است، در بخش بزرگی از مشاهده‌ها، یک پارامتر کلیدی برای توسعه‌ی مدل پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن، یعنی مقاومت فشاری اسمی، ثبت نشده بود. بنابراین در گام بعدی، نقص اخیر در پایگاه داده براساس دو الگوریتم دسته‌بندی مبتنی بر یادگیری ماشین، یعنی الگوریتم نزدیک‌ترین همسایه (KNN)^{۱۳} و هسته‌ی تابع پایه‌ی شعاعی (RBF-Kernel)^{۱۴} رفع شده است. پس از رفع نقص پایگاه داده، مدل احتمالاتی پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن با استفاده از رگرسیون خطی بی‌زین توسعه یافته است. مدل توسعه‌یافته، تابعی از مقاومت اسمی بتن، مدت زمان عمل‌آوری بتن و درجه‌ی کیفیت کارگاه ساخت بتن بوده است. سپس مدل تحت فرایند عیب‌شناسی^{۱۵} قرار گرفته است؛ که در آن، مدل از نظر کیفیت پیش‌بینی، هم‌واری‌انسی^{۱۶} و نرمال بودن باقیمانده‌ها عیب‌یابی شده است، تا اطمینان حاصل شود که مدل از نظر آماری صحیح است. همچنین با اعمال فرایند کاهش مدل، ابتدا پارامترهایی از مدل، که مشارکتی در پیش‌بینی پاسخ مدل نداشته‌اند، حذف شده و در ادامه، پارامترهایی که بسیار هم‌بسته بودند، از مدل کم شده‌اند تا شکل تابعی نهایی و بهینه‌ی مدل پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن به‌دست آید. تنش تسلیم میلگرد نیز برای میلگردهای درجه‌های A-III و A-IV به‌صورت متغیر تصادفی بی‌زین مدل‌سازی شده است. توزیع احتمال پارامترهای متغیر تصادفی بی‌زین، که خود نیز عدم قطعیت دارند، از روی داده‌های جمع‌آوری شده به‌دست آمده است. استنباط بی‌زین در هر دو مدل پیش‌بینی، امکان کنش‌سازی عدم قطعیت شناختی پارامترهای مدل را فراهم کرده و از این رو، به‌هنگام‌سازی مدل در صورت وقوع یک مشاهده‌ی جدید را ممکن ساخته است.

استنباط بی‌زین در پژوهش حاضر با استفاده از نرم‌افزار Rt_x^{۱۷} انجام شده است، که نرم‌افزاری برای تحلیل‌های قابلیت‌اعتماد، ریسک، و تاب‌آوری با کتابخانه‌ی جامع از مدل‌های احتمالاتی برای خطر‌ها، زیرساخت‌ها و پیامدهای گوناگون است.^[۱۵-۱۷]

همان‌گونه که عنوان شد، هدف اصلی پژوهش حاضر، توسعه‌ی مدل‌های احتمالاتی مقاومت مواد بتن و میلگرد مصرفی در ساخت‌وساز کشور بوده است. مدل‌های پیش‌بینی مذکور به‌عنوان ورودی در انواع تحلیل‌های احتمالاتی استفاده شده‌اند. تحلیل‌های احتمالاتی، شامل تحلیل‌های ریسک و تاب‌آوری انواع مختلف زیرساخت‌های عمرانی هستند. توسعه‌ی مدل‌های احتمالاتی پیش‌بینی مقاومت مواد متناسب با وضعیت ساخت‌وساز کشور، منجر به کنش‌سازی جامع عدم قطعیت در تحلیل‌های احتمالاتی ذکر شده خواهد شد. همچنین از نتایج نوشتار حاضر می‌توان در طراحی براساس عملکرد و واسنجی ضرایب بار و مقاومت در آیین‌نامه‌های طراحی کشور بهره برد.

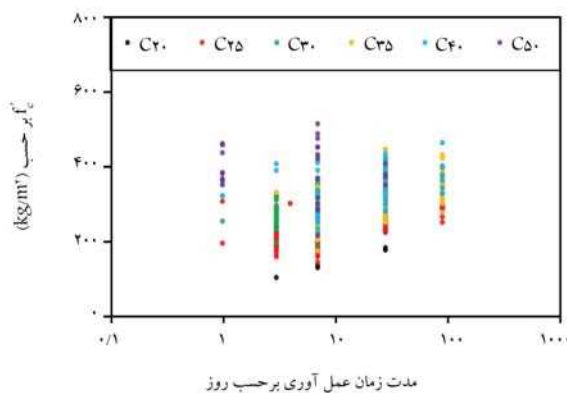
واستجایی مدل، مقدار متغیر مذکور باید در مشاهده‌هایی که فاقد آن است، از روی مشاهده‌های دیگر تخمین زده شود. به این منظور در قسمت بعد، از الگوریتم‌های دسته‌بندی^{۲۰} مبتنی بر یادگیری ماشین استفاده شده است.

۲.۲. رفع نواقص داده

الگوریتم دسته‌بندی شبیه به مدل‌سازی رگرسیون است، با این تفاوت که در مدل رگرسیون، پاسخ مدل از جنس یک کمیت پیوسته است، اما در دسته‌بندی، پاسخ مدل یک متغیر گسسته یا به نوعی برچسب^{۲۱} است و میان برچسب‌های مختلف، لزوماً برتری وجود ندارد؛ برخلاف رگرسیون که پاسخ‌های پیوسته‌ی مدل از لحاظ جبری قابل مقایسه هستند. از آنجا که مقاومت اسمی طرح اختلاط در پایگاه داده‌ی جمع‌آوری شده شامل مقادیر گسسته‌ی C_{20} ، C_{25} ، C_{30} ، C_{35} ، C_{40} و C_{50} است، می‌توان از الگوریتم دسته‌بندی برای تخمین مقاومت اسمی طرح اختلاط داده‌های ناقص بهره برد. در شکل ۱، نمودار مقاومت فشاری حقیقی نمونه‌های آزمایش شده بر حسب مدت‌زمان عمل‌آوری برای تمام داده‌های مشاهده شده که شامل مقاومت‌های اسمی مختلف هستند، رسم شده است. همان‌گونه مشخص است، یک رابطه‌ی تقریبی میان مقاومت حقیقی بتن و زمان عمل‌آوری با مقاومت اسمی آن حاکم است، به نحوی که می‌توان خطوطی مرزی میان داده‌های مرتبط با یک مقاومت اسمی خاص رسم کرد و آنها را در یک دسته قرار داد. در واقع، می‌توان با داشتن مقاومت فشاری حاصل از آزمایش و مدت‌زمان عمل‌آوری بتن، دسته‌ی منسوب به آن را مشاهده کرد و میزان مقاومت اسمی طرح اختلاط را تخمین زد.

در پژوهش حاضر، از دو الگوریتم دسته‌بندی استفاده شده است: الگوریتم اول، نزدیک‌ترین همسایه یا KNN است، که برای اجرای تحلیل دسته‌بندی، فقط به پارامتر تعداد همسایگی (k) نیاز دارد.^[۱۸] همسایگی در الگوریتم اول، به معنای داده‌ی برچسب‌داری است که کمترین فاصله‌ی اقلیدسی را در یک مختصات دکارتی مانند شکل ۱، به داده‌ی بدون برچسب دارد. الگوریتم اول، پس از پیدا کردن تعداد k همسایه از داده‌های برچسب‌دار برای هر داده‌ی بدون برچسب، داده را در دسته‌ی بیشترین همسایه‌ها عضو آن هستند، قرار می‌دهد. از آنجا که ۶ دسته‌بندی برای مقاومت اسمی وجود دارد، تعداد همسایگی در الگوریتم K-NN برابر ۷ قرار داده شد، تا داده‌ی بدون برچسب دست‌کم در یکی از دسته‌ها قرار گیرد.

الگوریتم دوم، کرنل گاوسی^{۲۲} است، که با تعریف تابع کرنل مطابق معادله‌ی ۱ برای تمامی زوج‌های مرتب از داده‌های برچسب‌دار، فضای داده‌های آموزش را به



شکل ۱. نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی در برابر زمان عمل‌آوری.

n بعد تغییر می‌دهد، که n تعداد داده‌های برچسب‌دار است.^[۱۹]

$$k(\mathbf{x}, \mathbf{x}') = \exp\left(-\frac{\|\mathbf{x} - \mathbf{x}'\|^2}{\gamma}\right) \quad (۱)$$

که در آن، \mathbf{x} و \mathbf{x}' به ترتیب بردار دو داده‌ی برچسب‌دار منحصر به فرد، δ یک ضریب ثابت و عملگر $\|\cdot\|$ نشانگر فاصله‌ی اقلیدسی است. سپس با استفاده از الگوریتم ماشین بردار پشتیبان، تمامی دسته‌ها به وسیله‌ی ابر صفحه‌های مختلف افزاز و برچسب‌گذاری داده‌های بدون برچسب انجام می‌شود. اجرای هر دو الگوریتم در زبان برنامه‌نویسی پایتون و با استفاده از کتابخانه‌ی scikit-learn^[۲۰] انجام شده است.

همان‌طور که گفته شد، در مجموع ۳۵۹۰ داده از آزمایشگاه‌های سنجش مقاومت فشاری بتن در سطح کشور جمع‌آوری شدند، که ۱۷۳۰ داده، برچسب مقاومت اسمی طرح اختلاط را داشتند؛ ۸۵٪ آنها، یعنی ۱۴۷۱ داده به عنوان داده‌های آموزش و ۱۵٪ باقیمانده، یعنی ۲۵۹ داده به عنوان داده‌ی اعتبارسنجی استفاده شده‌اند. پس از اجرای الگوریتم روی داده‌های آموزش، ماتریس درهم‌ریختگی^{۲۳} برای داده‌های اعتبارسنجی به دست آمد، که در جداول ۱ و ۲، به ترتیب مقادیر آن برای الگوریتم‌های K-NN و RBF-Kernel ارائه شده است. در جدول‌های اخیر، حروف P و N به ترتیب حروف ابتدایی Positive و Negative و به معنی تعداد داده‌هایی هستند که مطابق الگوریتم در هر دسته قرار گرفته یا نگرفته‌اند. حروف T و F، نیز به ترتیب حروف ابتدایی True و False و به معنی درست یا نادرست بودن پیش‌بینی الگوریتم هستند. به طور میانگین الگوریتم K-NN، ۸۹/۱۹٪ و الگوریتم RBF-Kernel، ۸۸/۴۲٪ دقت دارد. با توجه به نتایج اخیر، در ادامه، از الگوریتم K-NN برای تخمین مقاومت اسمی طرح اختلاط استفاده شده است.

۳.۲. توسعه‌ی شکل مدل

در این مرحله، از رگرسیون خطی بیژن مطابق رابطه‌ی ۲ برای توسعه‌ی یک شکل مدل کاربردی استفاده شده است:

$$y = \theta_1 \cdot h_1(\mathbf{x}) + \theta_2 \cdot h_2(\mathbf{x}) + \dots + \theta_k \cdot h_k(\mathbf{x}) + \varepsilon \quad (۲)$$

جدول ۱. ماتریس درهم‌ریختگی برای روش K-NN

C ^{۳۰}		C ^{۲۵}		C ^{۲۰}		
N	P	N	P	N	P	
۲۲۸	۴	۳۴	۱۵۱	۲۵۸	۰	T
۱۵	۱۲	۲۳	۵۱	۱	۰	F

C ^{۵۰}		C ^{۴۰}		C ^{۳۵}		
N	P	N	P	N	P	
۲۵۳	۴	۲۴۵	۲	۱۹۳	۱۴	T
۲	۰	۹	۳	۳۴	۱۸	F

جدول ۲. ماتریس درهم‌ریختگی برای روش RBF-Kernel

C ^{۳۰}		C ^{۲۵}		C ^{۲۰}		
N	P	N	P	N	P	
۲۳۰	۳	۱۹	۱۵۵	۲۵۸	۰	T
۱۶	۱۰	۱۹	۶۶	۱	۰	F

C ^{۵۰}		C ^{۴۰}		C ^{۳۵}		
N	P	N	P	N	P	
۲۵۳	۰	۲۴۷	۱	۱۹۸	۱۰	T
۶	۰	۱۰	۱	۳۸	۱۳	F

می‌شود:

$$F(\psi) = \theta_1 \cdot h_1(\mathbf{x}) + \theta_2 \cdot h_2(\mathbf{x}) + \dots + \theta_k \cdot h_k(\mathbf{x}) + \varepsilon \quad (3)$$

که در آن، $F(\psi)$ یک تبدیل بر روی ضریب آریبی مقاومت فشاری بتن است. تبدیلی که در سمت چپ اعمال می‌شود، شکل خطی مدل را حفظ می‌کند و امکان استفاده از رگرسیون خطی را برای تعیین پارامترهای مدل از طریق یک راه حل صریح فراهم می‌سازد. اگر به جای آن، تبدیل معکوس به سمت راست اعمال شود، برای استنباط مدل، رگرسیون غیرخطی مورد نیاز است که فاقد یک راه حل صریح است. پس از تشکیل یک شکل مدل منتخب، توزیع احتمال مشترک پارامترهای آن مدل (Θ) و واریانس باقیمانده‌ی آن (σ^2) ، با استفاده از قضیه‌ی بیز^{۲۸} به صورت رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید:

$$f(\Theta, \sigma^2 | \mathbf{y}) = \frac{f(\mathbf{y} | \Theta, \sigma^2) f(\Theta, \sigma^2)}{\int_{\mathbb{R}^k} \int_{\mathbb{R}^+} f(\mathbf{y} | \Theta, \sigma^2) f(\Theta, \sigma^2) d\Theta d\sigma^2} \quad (4)$$

که در آن، $f(\cdot)$ تابع چگالی احتمال و \mathbf{y} بردار پاسخ است، که مؤلفه‌هایش برابر مقادیر $F(\psi)$ در مشاهده‌های مختلف است. براساس معادله‌ی ۴، توزیع احتمال پیشین $f(\Theta, \sigma^2 | \mathbf{y})$ با استفاده از مشاهده‌های \mathbf{y} به منظور به دست آوردن توزیع احتمال پسین $f(\Theta, \sigma^2 | \mathbf{y})$ به هنگام می‌شود. پایه‌های اصلی این به هنگام سازی، توزیع احتمال پیشین و تابع درست‌نمایی^{۲۹} هستند. با داشتن دو عبارت اخیر، مخرج معادله‌ی ۴ با انتگرال‌گیری چندگانه از صورت کسر بر روی σ^2 در فضای $\mathbb{R}^+ \geq 0$ و تعداد k مؤلفه‌ی بردار Θ در فضای \mathbb{R}^k به دست می‌آید، که نشان‌دهنده‌ی اعداد حقیقی است. با توجه به اینکه هیچ اطلاعات قبلی در مورد پارامترها و واریانس باقیمانده‌ی مدل در دسترس نیست، مطابق با نوشتار باکس و تیاو^{۳۰} (۱۹۷۳)،^[۲۱] از فرض پیشین بدون اطلاعات، مانند معادله‌ی ۵ استفاده می‌شود:

$$f(\Theta, \sigma^2) \propto \frac{1}{\sigma^2} \quad (5)$$

تابع درست‌نمایی نیز مطابق ادبیات فنی رگرسیون خطی،^[۲۱] مطابق رابطه‌ی ۶ است:

$$f(\mathbf{y} | \Theta, \sigma^2) = \mathcal{N}(\mathbf{X}\Theta, \sigma^2 \mathbf{I}_n) \quad (6)$$

که برابر است با یک توزیع مشترک نرمال با میانگین $\mathbf{X}\Theta$ و ماتریس انحراف معیار $\sigma^2 \mathbf{I}_n$ ، که در آن n برابر تعداد مشاهده‌ها، \mathbf{X} یک ماتریس $n \times k$ است، که ردیف‌هایش نشان‌دهنده‌ی مشاهده‌های مختلف توابع توصیفی از آزمایش‌ها، یعنی $h_i(\mathbf{x})$ ها در معادله‌ی ۳ و \mathbf{I}_n یک ماتریس همانی n بعدی است. جایگذاری معادلات ۵ و ۶ در معادله‌ی ۴ و محاسبه‌ی توزیع حاشیه‌ی از توزیع مشترک پسین، منجر به تولید توزیع‌های پسین حاشیه‌ی مطابق رابطه‌های ۷ و ۸، برای Θ و σ^2 می‌شود.^[۲۱]

$$f(\Theta | \mathbf{y}) = t_{n-k} \left(\hat{\Theta}, s^2 (\mathbf{X}^T \mathbf{X})^{-1} \right) \quad (7)$$

$$f(\sigma^2 | \mathbf{y}) = \chi_{n-k}^{-2} \left(n - k, s^2 \right) \quad (8)$$

که در آنها، $\hat{\Theta}$ و s^2 مطابق رابطه‌های ۹ و ۱۰ محاسبه می‌شوند:

$$\hat{\Theta} = (\mathbf{X}^T \mathbf{X})^{-1} \mathbf{X}^T \mathbf{y} \quad (9)$$

$$s^2 = \frac{1}{n-k} (\mathbf{y} - \mathbf{X}\hat{\Theta})^T (\mathbf{y} - \mathbf{X}\hat{\Theta}) \quad (10)$$

که در آن، \mathbf{y} پاسخ مدل^{۲۴}، $\Theta = \{\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_k\}$ پارامترهای مدل، h_i توابع توصیفی^{۲۵} یا رگرسورها^{۲۶}، \mathbf{x} بردار متغیرهای مستقل، k تعداد توابع توصیفی و ε باقیمانده‌ی مدل هستند. توابع توصیفی یا می‌توانند مستقیماً از طریق اندازه‌گیری به دست آیند و یا از ترکیب چند کمیت مشاهده شده، یک تابع تشکیل دهند و به عنوان یک $h_i(\mathbf{x})$ در معادله‌ی ۲ قرار گیرند. در رگرسیون کلاسیک، پارامترهای مدل با کمینه‌سازی خطای مدل به دست می‌آیند. یکی از راه‌های متداول برای مسئله‌ی مذکور، بهینه‌سازی با روش کمترین مربعات معمولی^{۲۷} است. در استنباط کلاسیک، پس از بهینه‌سازی فقط برآوردهای نقطه‌ی پارامترها و انحراف معیار باقیمانده‌ی مدل به دست می‌آید. اما ویژگی برتر استنباط بیزین نسبت به استنباط کلاسیک، به دست آوردن توزیع احتمال پارامترها و انحراف معیار باقیمانده‌ی مدل است.^[۲۱] در واقع با برآورد عدم قطعیت شناختی پارامترهای مدل، می‌توان آنها را با استفاده از مشاهده‌های جدید به هنگام نمود و دقت پیش‌بینی مدل را بالا برد.

همان‌طور که پیشتر ذکر شده است، یافتن متغیرهای مؤثر در مسئله و مشاهده‌ها، پایه‌های این رویکرد از مدل‌سازی هستند. از یک طرف، مشاهده‌ها برای واسنجی پارامترهای مدل و باقیمانده‌ی مدل استفاده می‌شوند. از سوی دیگر، با استفاده از مطالعات پیشین، توابع توصیفی $h_i(\mathbf{x})$ که به متغیرهای \mathbf{x} بستگی دارند، تعیین می‌شوند. مؤلفه‌های بردار \mathbf{x} ، داده‌هایی هستند که در مرحله‌ی اول جمع‌آوری شده‌اند و نمایانگر ویژگی‌های بتن آزمایش شده هستند. مؤلفه‌های \mathbf{x} ، مشاهده‌های خام هستند و ممکن است به صورت جداگانه در مقاومت فشاری بتن تأثیری نداشته باشند. لذا، مؤلفه‌های \mathbf{x} در توابع $h_i(\mathbf{x})$ ترکیب می‌شوند تا متغیرهای جدید، معنی‌دار و ترجیحاً بدون بُعد تشکیل شوند، که در پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن تأثیرگذارند. در مراحل بعدی، اثر بخشی هر تابع توصیفی در پیش‌بینی پاسخ مدل بررسی و آن توابعی که در پیش‌بینی مذکور اثر بخشی ندارند، در بخش گام به گام از مدل حذف شده‌اند. اعداد صحیح نیز می‌توانند به عنوان توابع توصیفی برای نشان دادن طبقه‌بندی برخی از ویژگی‌های مدل استفاده شوند. به عنوان مثال، در بخش‌های بعدی پژوهش حاضر، تعدادی از توابع توصیفی متغیرهای دودویی هستند که محل بتن‌ریزی را نشان می‌دهند و به طور مثال اگر محل بتن‌ریزی در پی سازه باشد، متغیر مذکور مساوی ۱ و در غیر این صورت، صفر است. برای توصیف بیش از دو دسته، یک متغیر عدد صحیح که بیش از دو مقدار می‌گیرد، را می‌توان در نظر گرفت؛ مشروط بر اینکه ترتیب مقادیر، معنی‌دار باشد و پاسخ مدل، رابطه‌ی معنی‌داری با آن ترتیب داشته باشد. در غیر این صورت، مانند پژوهش حاضر می‌توان از یک سری متغیرهای دودویی منحصر به فرد، مثلاً برای تعیین محل بتن‌ریزی در پی، شمع، دال، دیوار برشی و ستون استفاده کرد.

سمت راست عبارت رگرسیون در معادله‌ی ۲، با استفاده از تبدیل‌های مختلف بر روی هر تابع توصیفی، مانند تبدیل‌های خطی، نمایی، کسری و لگاریتمی ساخته می‌شود. سمت چپ عبارت رگرسیون، که با \mathbf{y} در معادله ۲ نشان داده شده است، باید در بردارنده‌ی ضریب آریبی مقاومت فشاری بتن باشد، که از این به بعد با ψ نشان داده می‌شود. متغیر ψ مقداری بی‌بعد است، که برابر نسبت مقاومت فشاری واقعی بتن به مقدار اسمی آن، یعنی مقاومت فشاری طرح است. اگر ψ بیشتر از واحد باشد، مقاومت فشاری واقعی بتن از مقاومت طرح آن بیشتر و در غیر این صورت، مقاومت فشاری از مقاومت طرح کمتر است. برای بهبود پیش‌بینی این متغیر به وسیله‌ی مدل رگرسیون، می‌توان یک تبدیل بر روی ψ اعمال کرد. هر ترکیب منحصر به فردی از یکی از تبدیل‌های در سمت چپ معادله‌ی ۲، با تبدیل‌های مختلف توابع توصیفی در سمت راست، منجر به تشکیل یک شکل مدل منتخب در قالب کلی رابطه‌ی ۳

که مطابق آنها، توزیع پسین پارامترهای مدل (Θ) ، یک توزیع Student t چندمتغیره با بردار موقعیت Θ ، ماتریس شکل $S^{-1}(X^T X)$ و $n - k$ درجه آزادی است. همچنین، توزیع پسین واریانس باقیمانده‌ی مدل (σ^2) ، یک توزیع وارون مربع کای مقیاس شده با $n - k$ درجه آزادی و ضریب مقیاس s^2 است. پس از به‌دست آوردن توزیع پسین پارامترهای مدل و واریانس باقیمانده، مدل باید تحت فرایند عیب‌شناسی و کاهش قرارگیرد و مدل کاهش یافته نیز مجدداً عیب‌شناسی شود، تا مدل نهایی به‌دست آید؛ که در گام‌های بعد توضیح داده شده است.

حال پس از آشنایی با توابع توصیفی و نحوه‌ی تشکیل و پرداخت مدل به‌صورت بیژن، ابتدا باید متغیرهای توصیفی مدل انتخاب و سپس بهترین شکل مدل پیش‌بینی $F(\psi)$ برآورد شود. همان‌طور که در بخش جمع‌آوری داده گفته شد، داده‌های زیادی از مشاهدات آزمایش مقاومت فشاری بتن جمع‌آوری شده‌اند. متغیرهای مستقل تأثیرگذار در مسئله‌ی پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن شامل ψ ، یا همان ضریب آریبی، مدت‌زمان عمل‌آوری بتن، محل بتن‌ریزی شامل پی، شمع، دال، دیوار برشی و ستون، مقاومت اسمی طرح اختلاط بتن و کیفیت ساخت بتن هستند، که برای تشکیل توابع توصیفی انتخاب می‌شوند. اگرچه متغیرهای مؤثر دیگری، مانند: نوع و کیفیت سنگ‌دانه‌ها، مدت زمان اختلاط بتن و دمای محیط نیز در مقدار مقاومت فشاری بتن مؤثر هستند، اما به دو دلیل آن‌ها به‌عنوان متغیر تأثیرگذار در پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن انتخاب نشده‌اند: اول آنکه داده‌های بسیاری از آن‌ها در پایگاه داده‌ی آزمایشگاه‌های آزمون مقاومت فشاری بتن یا اصلاً موجود نیست یا بسیار ناقص است. دومین نکته، سهولت استفاده از مدل پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن برای کاربران در آینده است. چنانچه دایره‌ی متغیرهای پیش‌بینی‌کننده در مدل گسترده شود، مقداردهی آن برای استفاده در مسائل گوناگون در آینده دشوار خواهد شد. البته در ادامه‌ی نوشتار شرح داده شده است که مدل‌های پیش‌بینی توسعه‌یافته با همین تعداد متغیر اتخاذ شده نیز دقت مطلوب را خواهند داشت.

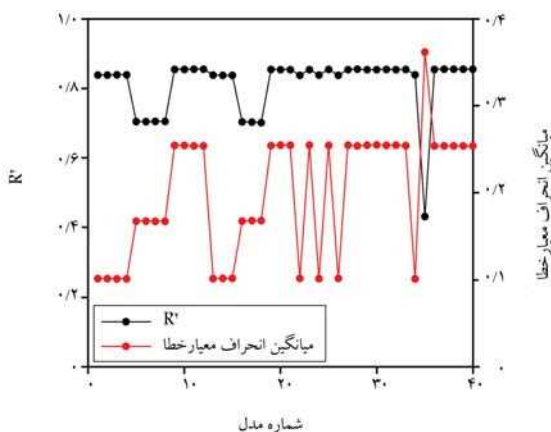
غیر از متغیر کیفیت ساخت بتن، که یک متغیر کیفی است، سایر متغیرهای مدل به‌صورت صریح از مشاهدات برداشت می‌شوند. متغیر کیفیت ساخت، تابعی از میزان اختلاف مقاومت فشاری واقعی و مقاومت طراحی است. جدول ۵-۵-۵ در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان^[۱] براساس شرایط نظارت بر تولید، کارگاه‌های تولید بتن را به ترتیب در سه دسته الف، ب و ج قرار می‌دهد. ویژگی‌های کارگاه (الف)، شامل نظارت بر تولید در سطح عالی و آزمایش بر روی بتن به‌صورت مداوم است. از آنجاکه بیشتر مشاهدات جمع‌آوری شده از آزمایش‌هایی بودند که مقاومت بتن را به‌طور مداوم در ۲۸، ۹۰ و روز سنجیدند، فرض شده است که تمامی داده‌ها از کارگاه‌های نوع الف هستند. همچنین، جدول ۵-۵-۴ در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان^[۱] پس از تعریف کیفیت کارگاه تولید، مقادیر انحراف معیار مقاومت فشاری بتن‌های تولیدی هر نوع کارگاه را براساس مقاومت اسمی بتن بیان کرده است؛ که برای کارگاه نوع الف در جدول ۳ ارائه شده‌اند. حال براساس مقادیر، متغیر توصیفی کیفیت ساخت بتن به‌دست می‌آید، که از این پس، «شاخص q » نام‌گذاری می‌شود. برای محاسبه‌ی شاخص q ، تمامی داده‌ها به ۵ دسته تقسیم می‌شوند:

جدول ۳. انحراف معیار مقاومت بتن کارگاه (الف) براساس مقاومت اسمی.

مقاومت مشخصه‌ی بتن بر حسب مگاپاسکال					
۱۶	۲۰	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰ و بیشتر
۲،۵	۳	۳،۵	۴	۴	۴،۵

دسته‌ی اول، داده‌هایی هستند که مقدار مقاومت فشاری‌شان از مقاومت اسمی‌شان کمتر و اختلاف آنها بیشتر از ۱ انحراف معیار باشد. دسته‌ی دوم، داده‌هایی هستند که مقاومت فشاری آنها از مقاومت اسمی‌شان به اندازه‌ی ۱ تا ۵٪ انحراف معیار کمتر باشد. قدرمطلق اختلاف مقاومت اسمی و مقاومت فشاری دسته‌ی سوم به اندازه‌ی نصف انحراف معیار است. مقاومت فشاری دسته‌ی چهارم به اندازه‌ی ۵٪ تا ۱ انحراف معیار از مقاومت اسمی‌شان بیشتر است. در نهایت، دسته‌ی پنجم داده‌هایی هستند که مقاومت فشاری آنها دست‌کم ۱ انحراف معیار از مقاومت اسمی‌شان بزرگ‌تر است. مقدار شاخص q دسته‌های اول تا پنجم، به ترتیب برابر اعداد ۱ تا ۵ است. همان‌گونه که گفته شد، شاخص q نماینده‌ی کیفیت کارگاه تولید بتن است. اگر بتن تولیدی کارگاه، بسیاری کیفیت باشد و مقاومت آن بیش از ۱ انحراف معیار از مقاومت طرح کمتر باشد، شاخص q برابر ۱ و اگر مقاومت بسیار بیشتر از مقاومت طرح باشد، برابر ۵ می‌شود. علی‌رغم مقداردهی شاخص q به روش ذکرشده، مقاومت بیش از اندازه‌ی بتن لزوماً به معنای کیفیت بهتر آن نیست. اما برای جلوگیری از وقوع خطا در تحلیل رگرسیون خطی، شاخص q به‌صورت صعودی از ۱ تا ۵ تعریف می‌شود. برای استفاده از مدل در آینده و تعیین شاخص q ، فقط لازم است کیفیت کارگاه تولیدی بتن مشخص شود. اگر کارگاه تولیدی، بتن‌هایی بسیار کم‌مقاومت تولید کند، شاخص q برابر ۱ و اگر مقاومت بتن‌ها بسیار بالاتر از مقاومت طرح باشد، شاخص q برابر ۵ می‌شود. حد فاصل این دو حالت نیز بیشتر تعریف شده است. همان‌طور که گفته شد، شاخص q فقط نشان‌دهنده‌ی کیفیت کارگاه است؛ این شاخص نباید با تعریف کارگاه الف، که در مبحث نهم تعریف شده است، اشتباه گرفته شود. در کارگاه‌های الف نظارت بر تولید بتن در سطح عالی انجام می‌شود، که برای تمامی داده‌های جمع‌آوری شده صدق می‌کند؛ اما شاخص q در واقع میزان کیفیت بتن‌های تولیدی کارگاه‌های الف را مشخص می‌کند.

پس از تعیین متغیرهای مؤثر در مدل، در مجموع ۴۰ شکل مدل رگرسیون خطی به‌صورت بیژن پرداخت شده‌اند. همان‌گونه پیشتر گفته شد، پرداخت مدل فقط به‌وسیله‌ی ۸۵٪ از داده‌های مشاهدات، یعنی داده‌های آموزش، انجام و از ۱۵٪ مابقی برای اعتبارسنجی مدل، در بخش عیب‌شناسی استفاده شده است. دو معیار کثی برای ارزیابی شکل مدل عبارت‌اند از: ضریب تعیین R^2 ، که با R^2 نمایش داده می‌شود، و انحراف معیار باقیمانده‌ی مدل، که برابر با σ است R^2 مقداری بین ۰ تا ۱ دارد، که هر چه به ۱ نزدیک‌تر باشد، و همین‌طور σ کمتر باشد، نشان‌دهنده‌ی آن است که مدل کیفیت پیش‌بینی بالاتری دارد. در شکل ۲، مقادیر R^2 و میانگین σ برای



شکل ۲. ضریب تعیین و میانگین انحراف معیار ۴۰ شکل مدل.

جدول ۴. آماره‌های لنگر دوم شکل تابعی مدل معادله‌ی ۱۱.

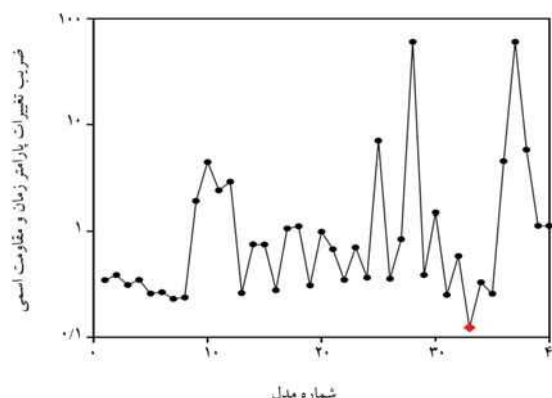
پارامتر	میانگین	ضریب تغییرات	ضریب همبستگی							
			θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5	θ_6	θ_7	θ_8
θ_1	۰/۰۰۸۴	۰/۱۲۴	۱							
θ_2	-۰/۰۰۷۹	۴/۹۳۹	-۰/۰۱	۱						
θ_3	-۰/۰۱۳۶	۲/۶۱۶	-۰/۰۴	۰/۸۴	۱					
θ_4	۰/۰۵۱۶	۰/۷۱۳	-۰/۰۱	۰/۹۱	۰/۷۸	۱				
θ_5	-۰/۰۱۱۷	۳/۲۶۶	-۰/۰۲	۰/۹۶	۰/۸۴	۰/۹۲	۱			
θ_6	۰/۰۷۳۵	۰/۶۹۹	۰/۰۵	۰/۷۲	۰/۶۴	۰/۷۳	۰/۹۵	۱		
θ_7	-۰/۰۲۴۵	۱/۶۱۲	-۰/۰۷	۰/۹۴	۰/۸۳	۰/۹۰	۰/۷۱	۰/۷۱	۱	
θ_8	۰/۰۶۱۹	۰/۰۰۸	-۰/۳۶	۰/۰۲	۰/۰۵	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۰۹	۰/۰۴	۱
θ_9	۲/۲۹۱۸	۰/۰۱۸	-۰/۳۳	-۰/۹۱	-۰/۸۰	-۰/۹۲	-۰/۷۲	-۰/۸۹	-۰/۸۹	-۰/۸۹
σ	۰/۲۶۳۶	۰/۰۱۲								

که در آن، t تعداد روز عمل‌آوری بتن، c مقاومت اسمی طرح اختلاط به مگاپاسکال، I_f ، I_w ، I_c ، I_s و I_p توابع توصیفی دو دویی هستند، که محل بتن‌ریزی را به ترتیب در پی، دیوار برشی، ستون، دال و شمع مشخص می‌کنند و I_u متغیر دو دویی است که در صورت مشخص نبودن محل بتن‌ریزی برابر ۱ و در غیر این صورت برابر صفر است. در جدول ۴، آماره‌های لنگر دوم پارامترها و انحراف معیار مدل معادله‌ی ۱۱ ارائه شده است. ماتریس همبستگی پارامترها به صورت رنگی مشخص است؛ که در آن، رنگ سبز نشان‌دهنده‌ی همبستگی مثبت، رنگ قرمز نشان‌دهنده‌ی همبستگی منفی و رنگ سفید نشان‌دهنده‌ی ناهمبستگی هستند. شدت رنگ نیز بزرگی همبستگی را مشخص می‌کند. این شکل مدل اولیه است، که در مراحل بعد تحت کاهش و عیب‌شناسی مدل قرار گرفته است. نکته‌ی مهم آن است که خود شکل مدل ارائه شده در معادله‌ی ۱۱ نیز فرایند عیب‌شناسی را گذرانده و سپس کاهش یافته است؛ اما در نوشتار حاضر، برای اختصار، فرایند عیب‌شناسی فقط پس از کاهش مدل بیان شده است.

۴.۲. کاهش مدل

در این مرحله، مدل منتخب تحت فرایند کاهش مدل قرار گرفته است. هدف از کاهش مدل دو مورد بوده است: ۱. حذف عبارتهایی که در کیفیت پیش‌بینی تأثیری ندارند، یا حتی موجب بدتر شدن آن می‌شوند. ۲. ادغام منابع عدم قطعیتی که همبستگی بالایی دارند. پس از این مرحله، یک مدل با کمینه‌ی تعداد متغیرهای توصیفی تشکیل می‌شود، که کار با آن آسان‌تر است. برای کاهش مدل باید دو عملیات مجزا به صورت گام‌به‌گام انجام شود، که هر کدام به یکی از اهداف ذکر شده می‌پردازند.

در اولین گام، آن تابع توصیفی، که θ نظیر آن بیشترین ضریب تغییرات را دارد، مؤثر نبوده و از شکل تابعی مدل معادله ۱۱ حذف شده است. در واقع، ضریب تغییرات بالای پارامتر مدل (θ)، به معنای تابع چگالی احتمال پهن برای آن است، که نشان می‌دهد حتی برآمدهای دور از میانگین پارامتر بسیار محتمل هستند و بنابراین، پارامتر θ می‌تواند دامنه‌ی وسیعی از مقادیر را به خود بگیرد. پس از حذف اخیر، پرداخت رگرسیون و عیب‌شناسی مدل دوباره انجام شده است، تا کیفیت شکل تابعی مدل جدید بررسی شود. این عمل تا زمانی تکرار می‌شود که هیچ پارامتری از مدل با ضریب تغییرات بالا باقی نماند. بنابراین، برای اجرای اولین مرحله‌ی کاهش مدل، مطابق جدول ۴ تابع توصیفی I_f ، که پارامتر



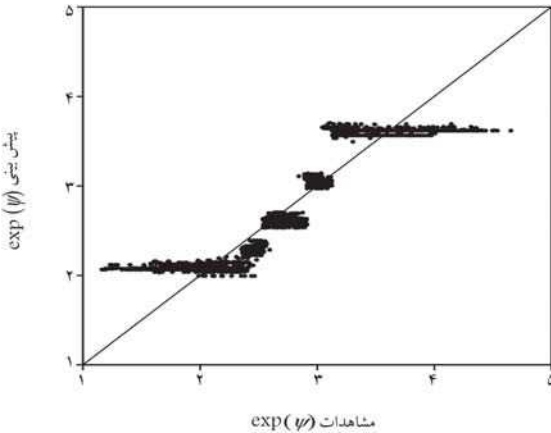
شکل ۳. ضریب تغییرات پارامتر زمان و مقاومت اسمی ۴۰ شکل مدل.

تمامی ۴۰ شکل مدل رسم شده است؛ که مطابق آن، مقدار R^2 بسیاری از شکل‌های مدل‌ها، بالای ۰/۸۵ و میانگین σ نیز در بازه‌ی ۰/۲ تا ۰/۶ است. بنابراین، دو متغیر R^2 و σ ، برای بیشتر شکل‌های مدل‌ها در بازه‌های نزدیک به هم قرار دارند، به نحوی که بر یکدیگر برتری ندارند و نمی‌توان با استناد به آنها، مدلی را حذف کرد. از آنجا که پارامترهای مقاومت اسمی و مدت زمان عمل‌آوری از متغیرهای مهم و تأثیرگذار در مسئله هستند، برای انتخاب شکل مدل برتر از ضریب تغییرات پارامترهای نظیر آن‌ها استفاده شده است. اگر متغیرهای اخیر، در دو تابع توصیفی منحصر به فرد وجود داشته باشند، از میانگین ضریب تغییرات پارامترهای نظیرشان و اگر هر دو متغیر یک تابع توصیفی را تشکیل دهند، فقط از ضریب تغییرات پارامتر نظیر همان تابع توصیفی استفاده می‌شود. هر چه ضریب تغییرات پارامتر کمتر باشد، نشان‌دهنده‌ی آن است که پراکندگی توزیع احتمال پارامتر کمتر بوده و در نتیجه تابع توصیفی تعریف شده مشارکت بیشتری در مدل پیش‌بینی داشته است. این از موارد برتری استنباط رگرسیون خطی از روش بی‌زیان است، که امکان مقایسه‌ی توزیع احتمال پارامترهای مدل را ممکن می‌کند. در شکل ۳، ضریب تغییرات پارامتر نظیر دو متغیر مقاومت اسمی و مدت زمان عمل‌آوری برای تمامی شکل‌های مدل‌ها مشاهده می‌شود. نقطه‌یی که با لوزی قرمز نشان داده شده است، مدلی است که پایین‌ترین ضریب تغییرات را داشته و به عنوان مدل برگزیده انتخاب شده و شکل تابعی آن به صورت رابطه‌ی ۱۱ است:

$$\exp(\psi) = \theta_1 \cdot \ln(t) \cdot \sqrt{c} + \theta_2 \cdot I_f + \theta_3 \cdot I_w + \theta_4 \cdot I_c + \theta_5 \cdot I_s + \theta_6 \cdot I_p + \theta_7 \cdot I_u + \theta_8 \cdot (q^1 - \epsilon) + \theta_9 + \varepsilon \quad (11)$$

جدول ۶. آماره‌های لنگر دوم شکل تابعی مدل معادله ۱۴.

پارامتر	میانگین	ضریب تغییرات		ضریب هم بستگی	
		θ_1	θ_2	θ_1	θ_2
θ_1	۰/۰۰۷۷	۰/۱۳۲	۱	۱	
θ_2	۰/۰۶۲۲	۰/۰۰۷	-۰/۰۳۳		۱
σ	۰/۲۶۴۳	۰/۰۱۲			



شکل ۵. نمودار پیش‌بینی در برابر مشاهده‌ها.

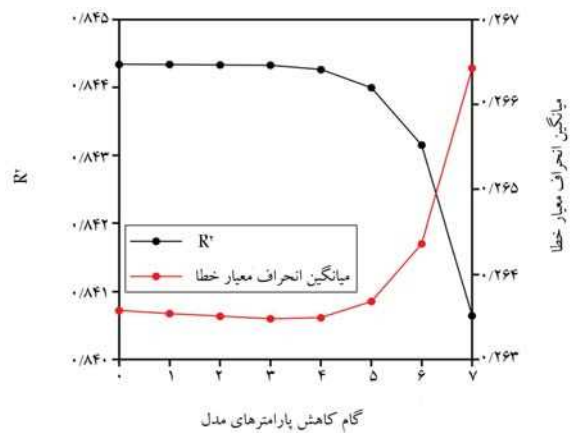
$$[\exp(\psi) - 2/40.17] =$$

$$\theta_1 \cdot (\ln(t) \cdot \sqrt{c} - 13/80.43) + \theta_2 \cdot (q^T - 6) + \varepsilon \quad (14)$$

فرایند کاهش منجر به شکل مدلی می‌شود که تا حد امکان در تعریف توابع توصیفی آن صرفه‌جویی شده‌است. مجدداً تأکید می‌شود که هر شکل مدل جدید در فرایند کاهش باید با فرایند عیب‌شناسی آزموده شود و آن را با موفقیت پشت سر بگذارد. اما در اینجا برای اختصار، فرایند عیب‌شناسی فقط برای مدل نهایی انجام شده‌است، که در قسمت بعد به آن پرداخته شده‌است.

۵.۲. عیب‌شناسی مدل

پس از پرداخت مدل، فرایند عیب‌شناسی مدل برای کنترل کیفیت پیش‌بینی، خودهم‌بستگی، و ناهم‌وابستگی، هم‌خطی و غیرنرمال بودن باقیمانده‌ها انجام می‌شود.^[۲۳،۲۲] مهم‌ترین بررسی، کنترل کیفیت پیش‌بینی است، که عمدتاً از طریق نموداری از پیش‌بینی‌های مدل در مقابل مشاهده‌ها صورت می‌گیرد. در یک مدل دقیق، نقاط پیش‌بینی و مشاهده در امتداد یک خط ۴۵ درجه در چنان نموداری تراز می‌شوند. بیشتر توضیح داده شد که اگر مقدار R^2 زیاد و σ کم باشد، نشان‌دهنده‌ی دقت بالای مدل است. برای نزدیک کردن R^2 به واحد باید توابع توصیفی زیادی در شکل مدل رگرسیون تعریف شود. این رویکرد ممکن است منجر به بیش‌برازشی مدل شود. چنین مدلی، مشاهده‌های استفاده شده برای آموزش رگرسیون را به خوبی پیش‌بینی می‌کند، اما در پیش‌بینی مشاهده‌های جدید، ضعیف است. برای اصلاح بیش‌برازشی، داده‌های مشاهده‌ها به دو دسته‌ی ۸۵ و ۱۵ درصد تقسیم می‌شوند و از دسته‌ی اول، فقط برای پرداخت مدل و از دسته‌ی دوم برای اعتبارسنجی آن استفاده می‌شود. یک مدل که بیش‌برازش شده باشد، در پیش‌بینی مشاهده‌های اعتبارسنجی شکست می‌خورد. در شکل ۵، نمودار پیش‌بینی مدل معادله ۱۴ در برابر مشاهده‌ها نشان داده شده‌است. نقاط نمودار مذکور حول خط ۴۵ درجه قرار



شکل ۴. مقدار R^2 و میانگین انحراف معیار پس از هر مرحله کاهش مدل.

جدول ۵. آماره‌های لنگر دوم شکل تابعی مدل معادله‌ی ۱۲.

پارامتر	میانگین	ضریب تغییرات		ضریب هم بستگی	
		θ_1	θ_2	θ_1	θ_2
θ_1	۰/۰۰۷۷	۰/۱۳۲	۱	۱	
θ_2	۰/۰۶۲۲	۰/۰۰۸	-۰/۰۳۳		۱
θ_3	۲/۲۹۵۷	۰/۰۰۶	-۰/۰۶۴	۰/۱۸	
σ	۰/۲۶۴۴	۰/۰۱۲			

نظیرش بیشترین ضریب تغییرات را داشته‌است، از مدل حذف شده و مدل جدید، مجدداً تحت استنباط بیژین و فرایند عیب‌شناسی قرار گرفته‌است. در شکل ۴، مقادیر R^2 و میانگین σ پس از هر مرحله کاهش مدل مشاهده می‌شوند؛ که مطابق آن، انحراف معیار مدل از گام ۶ به گام ۷ پرش کرده و به همین ترتیب، ضریب تعیین در گام ۷ شدیداً نزول کرده‌است. بنابراین، کاهش مدل فراتر از گام ۶ مناسب نیست و شکل تابعی گام ۶ به عنوان مدل کاهش یافته در این مرحله انتخاب شد، که شکل تابعی آن مطابق رابطه‌ی ۱۲ است:

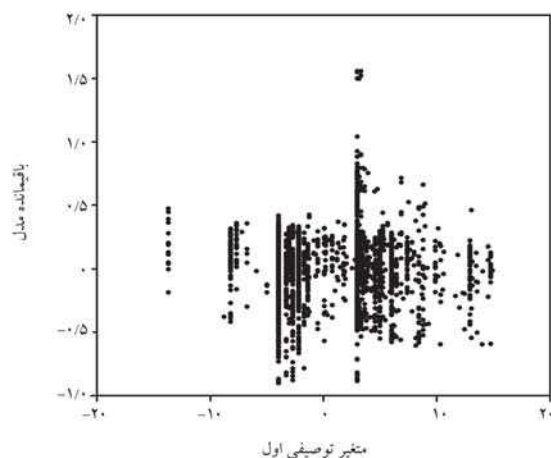
$$\exp(\psi) = \theta_1 \cdot \ln(t) \cdot \sqrt{c} + \theta_2 \cdot (q^T - 6) + \theta_3 + \varepsilon \quad (12)$$

آماره‌های لنگر دوم مدل مذکور نیز در جدول ۵ ارائه شده‌است.

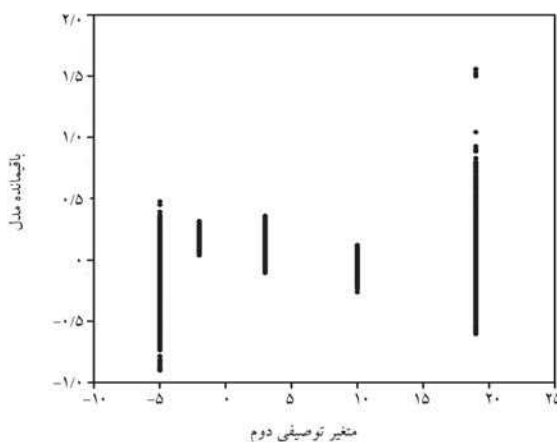
در دومین مرحله از مراحل گام به گام کاهش مدل، ضرایب همبستگی ρ_{ij} بین هر جفت از پارامترهای مدل، یعنی θ_i و θ_j بررسی شده‌اند. اگر قدرمطلق ρ_{ij} از ۰/۷ بیشتر باشد، θ_i و θ_j به شدت هم‌بسته هستند و می‌توان یکی را به عنوان تابعی خطی از دیگری مطابق رابطه‌ی ۱۳ بازنویسی کرد:

$$\theta_i = \mu_i + \rho_{ij} \frac{\sigma_i}{\sigma_j} (\theta_j - \mu_j) \quad (13)$$

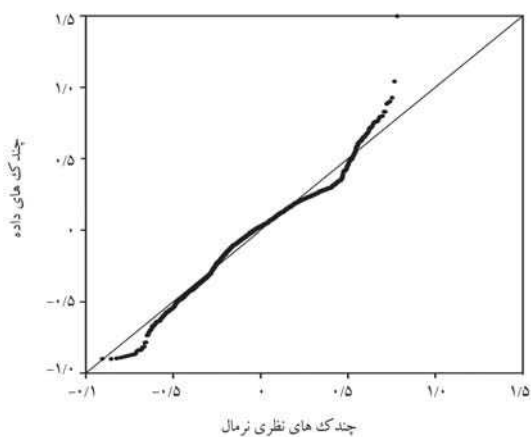
که در آن، μ_i و σ_i به ترتیب میانگین و انحراف معیار θ_i هستند. در واقع، رابطه‌ی اخیر، یکی از پارامترها را به صورت میانگین مشروط بر پارامتر دیگر بیان می‌کند. سپس استنباط بیژین تکرار می‌شود و مدل حاصل تحت فرایند عیب‌شناسی قرار می‌گیرد. این کار تا زمانی که همه‌ی همبستگی‌های بالای پارامترهای مدل از بین برود تکرار می‌شود. از آنجا که پارامترهای اول و سوم شکل مدل معادله ۱۲ بسیار هم‌بسته هستند، پارامتر سوم به صورتی تابعی از پارامتر اول بازنویسی شده‌است. بنابراین در فرایند دوم کاهش، شکل مدل به صورت رابطه‌ی ۱۴ تغییر کرده و آماره‌های لنگر دوم آن در جدول ۶ ارائه شده‌است.



شکل ۸. نمودار مقدار باقیمانده در مقابل متغیر توصیفی اول.

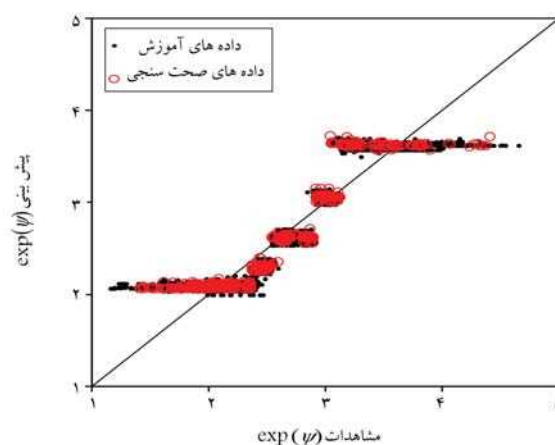


شکل ۹. نمودار مقدار باقیمانده در مقابل متغیر توصیفی دوم.

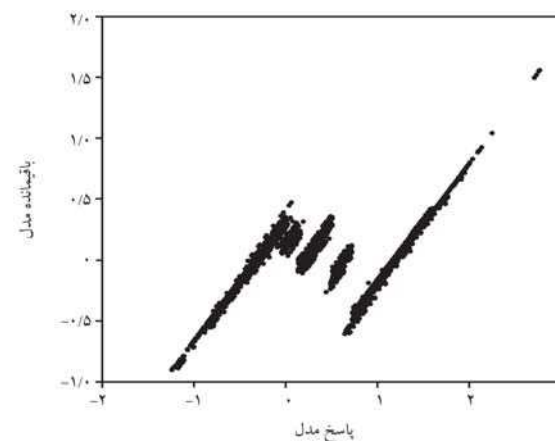


شکل ۱۰. نمودار چندک-چندک داده در برابر مقادیر نظری نرمال.

باقیمانده‌های مدل است. انحراف‌های قابل توجه نقاط نمودار احتمال نرمال از خط ۴۵ درجه، باقیمانده‌ها را غیرنرمال نشان می‌دهد و مدل منتخب نامعتبر می‌سازد. شکل ۱۰ نشانگر آن است که باقیمانده‌های مدل به صورت قابل قبولی از توزیع نرمال تبعیت می‌کنند.



شکل ۶. بررسی بیش‌برازش مدل.



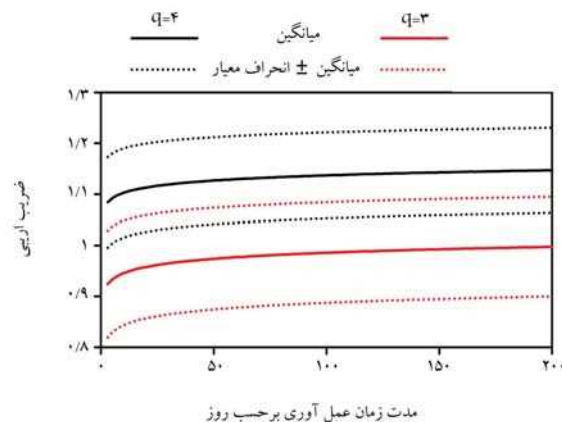
شکل ۷. نمودار مقدار باقیمانده در مقابل پاسخ مدل.

دارند، که نشان می‌دهد کیفیت مدل مناسب است. در شکل ۶، نیز نمودار پیش‌بینی برای هر دو دسته‌ی داده‌های آموزش و اعتبارسنجی رسم و با توجه به آن، فرض بیش‌برازش بودن مدل رد شده است.

روش اخیر فقط گواهی می‌کند که مدل، میانگین پاسخ را درست پیش‌بینی می‌کند. بنابراین به وسیله‌ی اقدام‌های بعدی نیز باید اعتبار مدل را بررسی کرد. هم‌خطی^{۳۲} زمانی به وجود می‌آید که دو یا چند تابع توصیفی به صورت خطی وابسته باشند. هم‌خطی با حصول اطمینان از اینکه ماتریس مشاهده‌ها، رتبه‌ی ستونی کامل دارد، ارزیابی می‌شود. با بررسی رتبه‌ی ستونی ماتریس مشاهده‌های جمع‌آوری شده، فرض هم‌خطی توابع توصیفی مدل توسعه‌یافته رد می‌شود.

خودهم‌بستگی و ناهم‌وابستگی باقیمانده‌ها به وسیله‌ی نمودار باقیمانده‌ها در مقابل هر کدام از توابع توصیفی و پاسخ مدل بررسی شده است. پیدایش الگوهای خاص در نمودارهای مذکور، نشان از خودهم‌بستگی و افزایش یا کاهش پراکندگی نقاط در امتداد محور افقی، نشان از ناهم‌وابستگی دارد. در شکل ۷ الی ۹، به ترتیب نمودار مقدار باقیمانده مقابل پاسخ مدل، تابع توصیفی اول و تابع توصیفی دوم مشاهده می‌شود. با توجه به نکات ذکر شده، مدل توسعه‌یافته، معایب خودهم‌بستگی و ناهم‌وابستگی را نداشته است.

غیرنرمال بودن باقیمانده‌ها توسط نمودار احتمال نرمال کنترل می‌شود. نمودار احتمال نرمال در واقع یک نمودار چندک - چندک (Q-Q plot) از تمامی



شکل ۱۱. مدل‌های پیش‌بینی احتمالاتی ضریب آریبی مقاومت فشاری بتن با مقاومت اسمی ۳۵ مگاپاسکال.

در ادامه، پس از اطمینان از اعتبار مدل، چند مورد از پیش‌بینی‌های صورت‌گرفته برای مقاومت فشاری بتن از مدل احتمالاتی توسعه داده شده بیان شده است.

۶.۲. پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن

برای پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن به صورت احتمالاتی، کافی است توزیع احتمال نسبت مقاومت فشاری به مقاومت اسمی مطابق با معادله ۱۴، از طریق نمونه‌گیری مونت کارلو توسط نرم افزار RtX برآورد شود. در شکل ۱۱، مدل‌های پیش‌بینی احتمالاتی مقاومت فشاری بتن با مقاومت اسمی ۳۵ مگاپاسکال در مقابل مدت زمان عمل‌آوری بتن مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نمودار تحت دو شرایط شاخص $q = 4$ ، خطوط سیاه‌رنگ، و برای $q = 3$ ، خطوط قرمز رنگ رسم شده است. خطوط معمولی برابر میانگین و خطوط نقطه‌چین یک انحراف معیار بیشتر و کمتر از میانگین هستند. همان‌طور که انتظار می‌رفت، افزایش مقاومت فشاری با مدت زمان عمل‌آوری در پیش‌بینی مدل مشهود است و پس از گذشت مدت زمان طولانی، به یک مقدار خاص میل کرده است. همان‌گونه که گفته شد، $q = 3$ نشانگر ساخت بتن با کیفیت معمولی و $q = 4$ نشانگر تولید بتن با کیفیت بهتر و مقاومتی بیشتر از مقاومت مورد انتظار است، که در شکل ۱۱ نیز در خروجی میانگین مدل مشهود است. نکته قابل توجه آن است که بخشی از توزیع‌های احتمال دو حالت ذکر شده، هم‌پوشانی دارند. این نکته نشانگر اهمیت در نظر گرفتن عدم قطعیت در مدل‌سازی مقاومت فشاری بتن است.

به منظور مقایسه نتایج به دست آمده در پژوهش حاضر با آنچه در ادبیات فنی موجود است، از میانگین و ضریب تغییرات ضرایب آریبی به دست آمده برای مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن با مقاومت اسمی ۳۵ مگاپاسکال در شکل ۱۱ استفاده شده است. همان‌طور که مشخص است، میانگین ضریب آریبی برای شاخص $q = 3$ برابر ۰/۹۶ و برای شاخص $q = 4$ برابر ۱/۱۲ است. ضریب تغییرات دو پارامتر مذکور نیز به ترتیب برابر ۰/۱۰۵ و ۰/۰۷۷ است. چنانچه شاخص q مقادیر بیشتر یا کمتری به خود بگیرد، یا به عبارتی کیفیت تولید بتن تغییر کند، میانگین و ضریب تغییرات ضریب آریبی مقاومت فشاری نیز متناظراً تغییر خواهد کرد. با استفاده از مدل‌های احتمالاتی ارائه شده در JCSS^[۲۴] میانگین ضریب آریبی مقاومت فشاری بتن با مقاومت اسمی ۳۵ مگاپاسکال برابر ۱/۳۵ و ضریب تغییرات آن برابر ۰/۱۱۷ محاسبه شده است. معرفت (۲۰۱۳)^[۲۱]، نیز این مقادیر را برای شرایط

کارگاهی متوسط در شهر تهران به ترتیب برابر ۰/۹۴ و ۰/۱۳ به دست آمده است، که به نتایج محاسبه شده در پژوهش حاضر بسیار نزدیک است. همچنین تفاوت ضریب آریبی مقاومت فشاری بتن معمولی در ایران با نتایج موجود در مطالعات بین‌المللی، مانند JCSS، اهمیت مدل‌سازی مقاومت فشاری بتن مصرفی در کشور را نشان می‌دهد. علاوه بر مدل‌سازی مقاومت فشاری بتن، لازم است که ضرایب طراحی در آیین‌نامه‌های داخلی به وسیله مدل مذکور واسنجی شوند.

۳. مدل پیش‌بینی تنش تسلیم میلگرد

در بخش حاضر، فرایند توسعه یک مدل توزیع احتمال برای تنش تسلیم میلگرد شرح داده شده است. در انتها، تنش تسلیم میلگرد به صورت یک متغیر تصادفی بی‌ژن، که پارامترهای توزیع احتمالش نیز عدم قطعیت دارند، مدل‌سازی شده است.

۱.۳. جمع‌آوری داده‌ها

با توجه به تنوع کارخانه‌های نورد میلگرد، پارامترهای مکانیکی آن عدم قطعیت دارند. برای جمع‌آوری داده‌های میلگرد، ۲۱۹ داده از آزمایشگاه مقاومت مصالح دانشکده مهندسی مکانیک دانشگاه صنعتی شریف جمع‌آوری شده‌اند؛ که شامل: متغیرهای تنش تسلیم واقعی میلگرد، مقاومت نهایی، درصد کرنش نهایی، مقاومت اسمی یا درجه میلگرد، قطر اسمی و منطقه‌ی شهرداری پروژه‌ی هستند که میلگرد در آن استفاده شده است. به جز مورد آخر، تقریباً تمامی متغیرها برای هر مشاهده موجود بوده است. از آنجا که داده‌های استفاده شده حاصل آزمایش‌های متعدد میلگرد در سال‌های گوناگون و از محل‌های ساخت متفاوت هستند، احتمال می‌رود کارخانه‌های متنوعی را دربرگیرند. با این حال، نیاز به جمع‌آوری داده‌های بیشتر از طیف وسیع‌تری از کارخانه‌ها و به هنگام‌سازی مدل در پژوهش‌های آینده برای تعمیم‌پذیری بیشتر مدل وجود دارد. در ادامه، متغیرهای مؤثر برای ساخت مدل احتمالاتی انتخاب و روند توسعه مدل تشریح شده است.

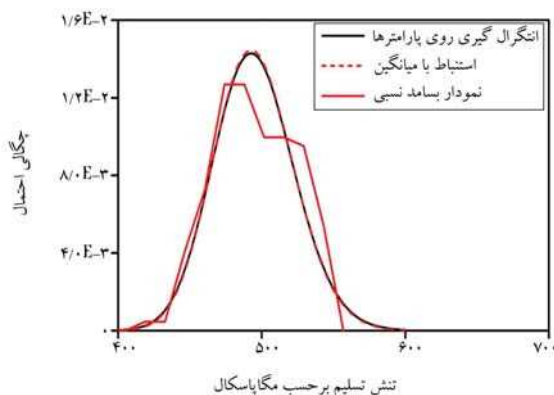
۲.۳. توسعه مدل احتمالاتی

برای استفاده از رگرسیون بی‌ژن برای پیش‌بینی تنش تسلیم میلگرد، باید کمیت مذکور به صورت تابعی از متغیرهای مستقل بیان شود. برای گزینش متغیرهای مستقل، نکته مهم آن است که استفاده‌کنندگان از مدل به راحتی بتوانند متغیرهای مستقل را جمع‌آوری کنند. بنابراین گزینش مقاومت نهایی و کرنش نهایی به عنوان تابع توصیفی صحیح نیست. از طرفی، منطقه‌ی شهرداری نیز نمی‌تواند متغیر دقیق و تأثیرگذاری برای توصیف مدل باشد. بنابراین فقط درجه میلگرد و قطر اسمی به عنوان تابع توصیفی انتخاب شده است. برای دید بهتر از مدل‌سازی لازم است نمودار پراکنش میان تنش تسلیم و قطر اسمی میلگرد رسم شود؛ که در شکل ۱۲، نمودار مذکور برای درجه‌های مختلف میلگرد مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش درجه میلگرد از A-II به A-IV، مقدار تنش تسلیم آن افزایش یافته است؛ اما روند خاصی میان قطر اسمی هر درجه میلگرد با تنش تسلیم آن مشاهده نمی‌شود. بنابراین، در پژوهش حاضر از قطر اسمی به عنوان یک تابع توصیفی استفاده نشده است. پس از حذف قطر اسمی از متغیرها، فقط درجه میلگرد به عنوان تابع توصیفی مدل باقیمانده است.

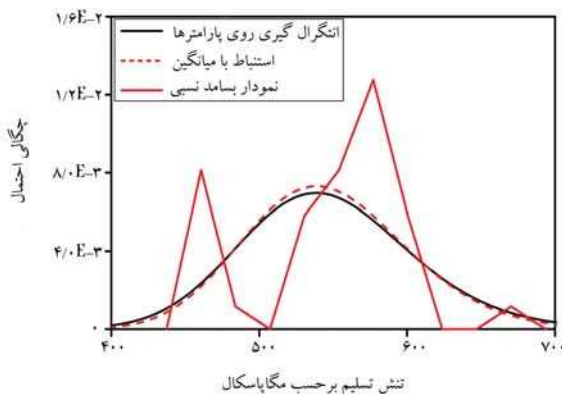
از آنجا که درجه میلگرد، یک متغیر گسسته است و به عنوان یگانه تابع توصیفی در مدل حضور دارد، نمی‌توان یک مدل رگرسیون خطی مناسب برای

جدول ۷. پارامترهای توزیع احتمال تنش تسلیم میلگرد.

توزیع A - III		توزیع A - IV	
پارامتر β	پارامتر ζ	پارامتر β	پارامتر ζ
۰/۰۵۳۰	۶/۲۰۳۰	۰/۱۰۹۶	۶/۲۹۹۴
۰/۰۸۴۳۶	۰/۰۰۷۲۲	۰/۰۰۲۷۸۸	۰/۱۱۲۲۰۲



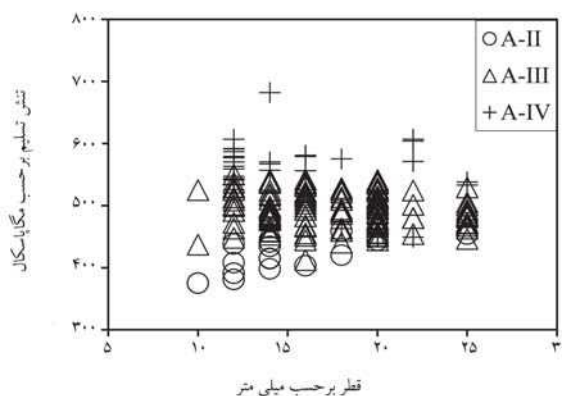
شکل ۱۵. نمودار توزیع احتمال و بسامد تنش تسلیم میلگرد A-III.



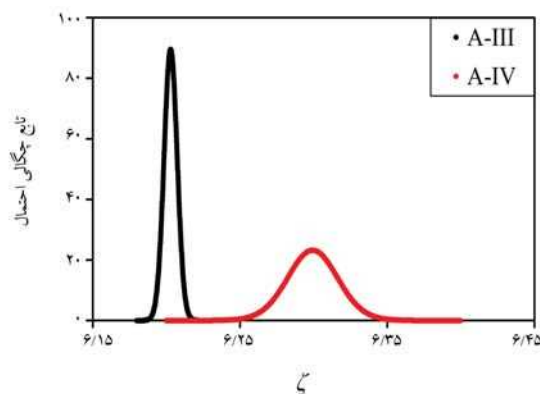
شکل ۱۶. نمودار توزیع احتمال و بسامد تنش تسلیم میلگرد A-IV.

میلگرد، توزیع احتمال لاگ نرمال دارد. در ابتدا به عنوان یک فرض بدون اطلاعات، توزیع پیشین برای پارامترهای اصلی توزیع لاگ نرمال تنش تسلیم، یعنی میانگین لگاریتمی (ζ) و انحراف معیار لگاریتمی (β)، یک توزیع یکنواخت مشترک در نظر گرفته شده است. پس از به هنگام سازی توزیع های پیشین با تمامی مشاهده ها، توزیع پسین پارامترهای مدل به دست آمده است. در شکل های ۱۳ و ۱۴، به ترتیب توزیع های پسین ζ و β میلگردهای A-III و A-IV مشاهده می شود.

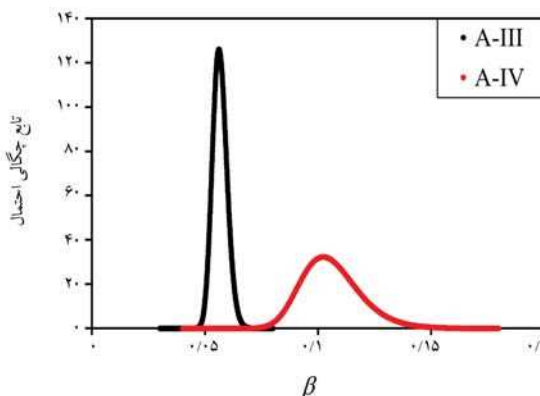
در جدول ۷، نیز مقادیر میانگین و ضریب تغییرات هر کدام از توزیع های پسین ارائه شده است. در شکل های ۱۵ و ۱۶، سه منحنی برای تنش تسلیم میلگردهای A-III و A-IV با یکدیگر مقایسه شده اند. یک منحنی، نشانگر بسامد نسبی β داده های مشاهده هاست، که تخمینی از نمودار تابع چگالی احتمال است. دو منحنی دیگر نیز مربوط به توزیع پیش بینانه ی پسین ζ تنش تسلیم هستند، که یکی فقط با استفاده از میانگین پسین پارامترهای β رسم شده است و دیگری، با انتگرال گیری احتمال کل روی توزیع احتمال پسین دو پارامتر ζ و β به دست آمده است. از آنجا که توزیع احتمال پارامترها بسیار به توزیع نرمال نزدیک هستند، دو نمودار مذکور بسیار به یکدیگر شبیه هستند.



شکل ۱۲. نمودار پراکنش تنش تسلیم میلگرد به قطر اسمی.



شکل ۱۳. توزیع احتمال پسین پارامتر ζ میلگردهای A-III و A-IV.



شکل ۱۴. توزیع احتمال پسین پارامتر β میلگردهای A-III و A-IV.

تنش تسلیم استنباط کرد. بنابراین، تنش تسلیم میلگرد به صورت یک متغیر تصادفی برای درجه های مختلف مدل سازی شده است. با توجه به برتری روش بیژن نسبت به روش کلاسیک، این مدل احتمالاتی با رویکرد بیژن استنباط شده است. در استنباط بیژن، برای پارامترهای توزیع احتمال نیز یک توزیع پیشین در نظر گرفته می شود و با استفاده قضیه ی بین، توزیع احتمال پارامترهای مدل به هنگام می شوند، تا توزیع های پسین به دست آیند. از آنجا که تعداد بسیار کمی داده از میلگرد درجه ی A-II موجود است، استنباط فقط روی میلگردهای درجه های A-III و A-IV انجام شده است. براساس پژوهش بارتلت β و همکاران (۲۰۰۳)، β تنش تسلیم

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان،^[۱] مقادیر اسمی تنش تسلیم میلگرد را برای درجه‌های A-III و A-IV به ترتیب ۴۰۰ و ۵۰۰ مگاپاسکال بیان کرده است. از تقسیم میانگین مدل‌های احتمالاتی به‌دست آمده بر مقادیر اسمی ذکر شده، ضریب آریبی به‌دست می‌آید. بدین ترتیب، ضرایب آریبی برای تنش تسلیم میلگردهای A-III و A-IV به‌ترتیب ۱/۲۳۷۵ و ۱/۰۹۳۹ به‌دست آمده است. ضریب تغییرات این توزیع‌های احتمال نیز به ترتیب ۵/۵۷ و ۹/۹۳۴ درصد به‌دست آمده است. اگر از مدل‌های پیشنهادی JCSS،^[۲۶] برای تخمین ضریب آریبی استفاده شود، ضریب آریبی میلگردهای A-III برای قطر اسمی ۲۲ میلی‌متر، مقدار ۱/۲۸۸۷ به‌دست آمده است، که به مقدار به‌دست‌آمده در پژوهش حاضر نزدیک است.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به توسعه‌ی مدل‌های احتمالاتی پیش‌بینی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم میلگرد استفاده شده در ساخت سازه‌های بتنی کشور پرداخته شده است. این مدل‌های احتمالاتی در انواع تحلیل‌های احتمالاتی، از جمله تحلیل‌های قابلیت اعتماد، ریسک، و تاب‌آوری، به‌منظور کم‌سازی صحیح عدم قطعیت کاربرد دارند.

در بخش نخست، برای توسعه‌ی مدل پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن، یک رویکرد احتمالاتی ارائه شده است، که در آن از رگرسیون خطی بی‌ژن استفاده شده است. مدل‌سازی به‌وسیله‌ی رگرسیون خطی بی‌ژن، بر دو پایه‌ی یافتن متغیرهای تأثیرگذار در مسئله و مشاهده‌ها استوار است. در نوشتار حاضر، ضریب آریبی مقاومت فشاری بتن به‌عنوان پاسخ مدل رگرسیون انتخاب شده است، که تابعی از مقاومت اسمی، مدت‌زمان عمل‌آوری و کیفیت کارگاه ساخت بتن است. پس از انتخاب متغیرهای مدل و ساخت توابع توصیفی، پارامترهای شکل مدل از طریق مشاهده‌ها و استنباط می‌شوند. بنابراین، مدل رگرسیون خطی بی‌ژن، هم عدم قطعیت

ذاتی و هم عدم قطعیت شناختی ناشی از مشاهده‌ها را در بر می‌گیرد. درنهایت، با استفاده از تحلیل نمونه‌گیری مونت‌کارلو نیز ضریب آریبی بتن برای چند حالت مختلف پیش‌بینی و پیش‌های از آن بیان شده است. در بخش دیگر نیز، توزیع احتمال تنش تسلیم میلگرد برای درجه‌های A-III و A-IV ارائه شده است. بدین منظور، متغیر تصادفی ضریب آریبی تنش تسلیم درجه‌های A-III و A-IV از میلگردها به‌صورت بی‌ژن استنباط شد. درنهایت نیز ضرایب آریبی به‌دست آمده با مقادیر موجود در ادبیات فنی مقایسه شده است.

به‌دلیل توسعه‌ی مدل‌های ذکر شده بر مبنای رگرسیون بی‌ژن، با جمع‌آوری داده‌های بیشتر در آینده می‌توان پارامترهای مدل‌های اخیر را به‌هنگام کرد تا عدم قطعیت‌های شناختی در آنها کاهش یابد. این اولین پژوهش برای توسعه‌ی مدل‌های احتمالاتی پیش‌بینی مقاومت مواد در کشور ایران است. اگرچه در گذشته، مدل‌های پیش‌بینی برای مقاومت مواد داخل کشور توسعه یافته است، اما پاسخ آنها به‌صورت احتمالاتی نبوده و عدم قطعیت در آنها کمی نشده است، که مانع به‌کارگیری آنها در تحلیل‌های احتمالاتی و درواستنباط ضوابط طراحی است. این مهم، یکی از موانع اصلی برای ارائه‌ی ضرایب بار و مقاومت بومی‌سازی شده برای طراحی لرزه‌ی است، که نتیجه‌ی آن، اقتباس مستقیم ضرایب مذکور از استاندارد ۱۰ - ۷ - ASCE/SEI،^[۲۷] است. محمود کلایه و محصولی (۲۰۲۱)،^[۱۳] نشان دادند که چنین اقتباسی منجر به ضوابطی شده است که نه فقط مشخص نیست برای شرایط کشور بهینه باشند، بلکه حتی سطوح قابلیت اعتماد هدف در آیین‌نامه‌ی مبدأ را نیز ارضا نمی‌کنند.

تقدیر و تشکر

نویسندگان از آقای دکتر اسکندری، عضو هیئت علمی دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شریف، آقایان مهندس علوم و مهندس شورمستی در آزمایشگاه‌های دانشگاه صنعتی شریف، آقای مهندس نوری در آزمایشگاه پردیس بین‌المللی جزیره‌ی کیش دانشگاه صنعتی شریف، آقای مهندس خسروی، و تمامی پرسنل آزمایشگاه سینا عمران آسیا، که با همکاری خود، جمع‌آوری داده را برای پژوهش حاضر میسر ساختند، صمیمانه تشکر می‌کنند.

پانویس‌ها

1. Load and Resistance Factor Design (LRFD)
2. Joint Committee on Structural Safety
3. Kog
4. Bias Factor
5. Ultrasonic Pulse
6. Windsor Probe
7. Wiśniewski
8. Skejić
9. Deterministic
10. Support Vector Machine (SVM)

11. Adaptive Neuro Fuzzy Inference System (ANFIS)
12. Bayesian Linear Regression
13. K-Nearest Neighbors (KNN)
14. Radial Basis Function- Kernel
15. Diagnosis
16. Homoskedasticity

۱۷. نرم‌افزار Rtx از آدرس rtx.civil.sharif.edu قابل بارگیری است.

18. Overfitting
19. Calibration
20. Classification
21. Label
22. RBF-Kernel
23. Confusion Matrix

24. Regressand
25. Explanatory Function
26. Regressor
27. Ordinary Least Squares
28. Bayes' Theorem
29. Likelihood Function
30. Box and Tiao
31. Coefficient of Determination
32. Collinearity
33. Quantile-Quantile
34. Bartlett
35. Relative Frequency Diagram
36. Posterior Predictive Distribution

منابع (References)

1. Ahmadi, B., 2017. Preliminary Assessment of the Quality of Concrete Implemented in the Earthquake-Affected Areas of Kermanshah Province. Road, Housing & Urban Development Research Center. [In Persian].
2. Iranian National Building Code, Part 9th, 2013. Design and Construction of Reinforcement Concrete Buildings. [In Persian].
3. Hosseini Hashemi, B. and Farshchi, H., 2017. Earthquake Report on November 12, 2017, Sarpol-e Zahab, Kermanshah province. Volume III: Structure and Vital Roads, Chapter V: Reinforcement Concrete Buildings. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, pp.141-158. [In Persian].
4. Kwon, O.S. and Elnashai, A., 2006. The Effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure. *Engineering Structures*, 28(2), pp.289-303. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.07.010>.
5. Joint Committee of Structural Safety (JCSS), 2001. *Probabilistic Model Code, Part 3.00, Resistance Models: General Principles*. <https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/general.pdf>.
6. Kog, Y.C., 2018. Estimating In situ compressive strength of existing concrete structures. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 23(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000374](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000374).
7. Wiśniewski, D.F., Cruz, P.J.S., Henriques, A.A.R. and and símes, R.A.D., 2012. Probabilistic models for mechanical properties of concrete, *Reinforcing Steel and Pre-stressing Steel. Structure and Infrastructure Engineering*, 8(2), pp.111-123.
8. Skejić, D., Valčić, A., Žuvelek, V. and Čudina, I., 2023. The Influence of Steel Variability on the Reliability of Welded Beam- to- Column Joints. *Ce/papers - Proceedings in Civil Engineering*, 6(3-4), pp.1483-1488. <https://doi.org/10.1002/cepa.2266>.
9. European Committee for Standardization (CEN). FprEN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (FprEN 1993-1-1:2022); CEN: Brussels, Belgium, 2022.
10. Mobaraki, A.T., 2016. Prediction of 28-day compressive strength of concrete based on its 7-day compressive strength using artificial neural network. Thesis, Ayandegan Institute of Higher Education, Tonekabon, Iran. [In Persian].
11. Amlashi, A.T., 2016. Prediction of compressive and tensile strength of plastic concrete using data mining methods. Thesis, Sirjan University of Technology, Sirjan, Iran. [In Persian].
12. Marafet, M., 2013, Statistical description of uncertainties in the parameters of reinforced concrete sections for workshop conditions in Tehran. *6th International Civil Engineering Conference, Isfahan*. [In Persian]. <https://civilica.com/doc/811>.
13. Mahmoudkalayeh, S. and Mahsuli, M., 2021. Ramifications of blind adoption of load and resistance factors in building codes: Reliability-Based assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(2), pp.963-986. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-01015-7>.
14. Pouraliakbar, H., Khalaj, M., Nazerfakhari, M., and Khalaj, G., 2015. Artificial neural networks for hardness prediction of haz With chemical composition and tensile test of X70 pipeline steels. *Journal of Iron and Steel Research International*, 22(5), pp.446-450. [https://doi.org/10.1016/S1006-706X\(15\)30025-X](https://doi.org/10.1016/S1006-706X(15)30025-X).
15. Nasrazadani, H. and Mahsuli, M., 2020. Probabilistic framework for evaluating community resilience: Integration of risk models and Agent-Based simulation. *Journal of Structural Engineering*, 146(11), [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002810](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002810).
16. Mahsuli, M. and Haukaas, T., 2013. Computer program for multimodel reliability and optimization analysis. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 27(1), pp.87-98. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000204](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000204).
17. Mahsuli, M., 2012. Probabilistic models, methods, and software for evaluating risk to civil infrastructure. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, Canada. <https://doi.org/10.14288/1.0050878>.
18. Piryonesi, S.M. and El-Diraby, T.E., 2020. Role of data analytics in infrastructure asset management: Overcoming data size and quality problems. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 146(2), p.04020022. <https://doi.org/10.1061/JPEODX.0000175>.
19. Andersen, E.B., 1986. Information Science and Statistics. In: COMPSTAT. De Antoni, F., Lauro, N., Rizzi, A. (eds), Physica-Verlag HD, pp.3-9. https://doi.org/10.1007/978-3-642-46890-2_1.
20. Pedregosa, F., Varoquaux, G., Gramfort, A., Michel, V., Thirion, B., Grisel, O., Blondel, M., Prettenhofer, P., Weiss, R., Dubourg, V., Vanderplas, J., Passos, A., Cournapeau, D., Brucher, M., Perrot, M. and Duchesnay, E., 2011. Scikit-learn: Machine learning in python. *Journal of Machine Learning Research*, 12, pp.2825-2830.
21. Box, G.E. and Tiao, G.C., 1973. *Bayesian Inference in Statistical Analysis*. Edition 1, p.211. John Wiley & Sons.
22. Gardoni, P., Der Kiureghian, A. and Mosalam, K.M., 2002. Probabilistic capacity models and fragility estimates for reinforced concrete columns based on experimental observations. *Journal of Engineering Mechanics*, 128(10), pp.1024-1038. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2002\)128:10\(1024\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2002)128:10(1024)).

23. Aghababaei, M. and Mahsuli, M., 2019. Component damage models for detailed seismic risk analysis using structural reliability methods. *Structural Safety*, 76, pp.108-122. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2018.08.004>.
24. Joint Committee of Structural Safety (JCSS), 2001. Probabilistic model code, Part 3.01, Resistance Models: Concrete. <https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/concrete.pdf>.
25. Bartlett, F.M., Dexter, R.J., Graeser, M.D., Jelinek, J.J., Schmidt, B.J. and Galambos, T.V., 2003. Updating standard shape material properties database for design and reliability. *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc*, 40(1), pp.2-14. <https://www.aisc.org/Updating-Standard-Shape-Material-Properties-Database-for-Design-and-Reliability>.
26. Joint Committee of Structural Safety (JCSS), 2001. *Probabilistic Model Code, Part 3.0*. Resistance Models: Reinforcing Steel. <https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/rebar.pdf>
27. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-10, Reston, Virginia. <https://doi.org/10.1061/9780784412916>.

ارزیابی رفتار غیراشباع خاک لس گرگان در مکش‌های متوسط تحت شرایط تراکم سه‌محوری ناهمسان

سید محسن حائری* (استاد)

بهنام سعدالله‌زاده (دانشجوی دکتری)

سامان سلیمانی بروجردی (دکتری)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره ۴۰، شماره ۲، صص. ۱۰-۱۱، (پژوهشی)

هدف پژوهش حاضر، بررسی تأثیر تنش برشی اولیه در رفتار هیدرومکانیکی خاک لس گرگان در مکش‌های متوسط تحت شرایط تراکم همسان و ناهمسان با استفاده از دستگاه سه‌محوری غیراشباع تمام اتوماتیک ارتقاء یافته در آزمایشگاه مکانیک خاک پیشرفته دانشگاه صنعتی شریف است. در پژوهش حاضر، مجموعه‌ای از آزمایش‌های سه‌محوری بر روی نمونه‌های بازسازی شده از خاک لس گرگان تحت مسیر «تنش خالص میانگین ثابت - مکش ساختاری کاهش» و در مکش‌های ساختاری متوسط شامل ۳۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال و تحت نسبت‌های تنش برشی صفر، ۱ و ۲ به صورت کنترل تنش انجام شده است. در انتهای هر آزمایش، جهت بررسی رفتار برشی، آزمایش برش سه‌محوری به صورت کنترل کرنش انجام شده است. نتایج به دست آمده از آزمایش‌های ترشدگی نشان می‌دهند که با افزایش تنش برشی اولیه تحت تنش خالص میانگین ثابت، میزان کاهش حجم نمونه افزایش یافته است. نتایج آزمایش‌های مقاومت برشی نیز نشان می‌دهند که برای نمونه‌هایی که در مرحله ترشدگی تحت مکش ساختاری و تنش خالص میانگین یکسان بوده‌اند، با افزایش تنش برشی اولیه، مقدار مقاومت برشی کاهش یافته است.

واژگان کلیدی: خاک لس، رفتار هیدرومکانیکی، تنش برشی اولیه، نمونه بازسازی شده، دستگاه سه‌محوری غیراشباع.

۱. مقدمه و تاریخچه پژوهش

می‌شوند و تحت بارگذاری خارجی، ساختارشان دچار فروپاشی می‌شود. پیوندهای اخیر می‌توانند ناشی از وجود مکش ساختاری بالا، پیوندهای بین‌دانه‌ای رسی، باندهای کلسیتی و نمکی و حتی پیوندهای شیمیایی باشد.^[۱] پژوهشگران وجود ۴ شرط اساسی را لازمه رخداد پدیده فروپاشی در خاک‌ها معرفی کرده‌اند؛^[۲] که عبارت‌اند از: ۱. وجود ساختاری باز و تا حدودی ناپایدار؛ ۲. وجود کمینه تنش قائم جهت ایجاد ناپایداری در خاک؛ ۳. وجود مکش ساختاری کافی، پیوندها و عوامل سیمانی‌کننده دیگر برای پایداری خاک در حالت غیراشباع؛ ۴. افزایش رطوبت خاک و به تبع آن سست شدن پیوندهای بین‌دانه‌ای که منجر به کاهش حجم ناگهانی و فروپاشی خاک شود.

از اواخر دهه ۱۹۶۰ میلادی تاکنون، پژوهشگران بسیاری به رفتار خاک‌های فروپاشی به خصوص لس توجه داشته‌اند. با توسعه مکانیک خاک‌های غیراشباع، بیشتر مطالعات اخیر مربوط به بررسی آزمایشگاهی رفتار خاک‌های فروپاشی

خاک‌های فروپاشی در گروه خاک‌های با ساختار باز و کم‌ثبات و با چگالی نسبتاً کم شناخته می‌شوند. در بین خاک‌های فروپاشی، نهشته‌های لسی جزء شناخته شده‌ترین نوع هستند. ترزاقی^۱ و همکاران (۱۹۹۶)، لس را به عنوان نهشته‌های بادریتی تعریف کردند، که ساختار آن عمدتاً از ذرات لای به همراه مقداری رس و یا ماسه تشکیل شده است. ذرات لای و یا ماسه توسط باندهای رسی و یا کلسیتی در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند و ساختاری باز را تشکیل می‌دهند، که در حالت خشک پایدار هستند.^[۱] از ویژگی‌های مهندسی خاک لس می‌توان به وجود حفره‌های بزرگ در ساختار، درصد رطوبت طبیعی پائین، چگالی نسبتاً کم و چسبندگی ناچیز اشاره کرد. خاک‌های لس در شرایط طبیعی و در حالت غیراشباع، به واسطه داشتن پیوندهای قوی بین‌دانه‌ای، مقاومت برشی نسبتاً بالایی دارند؛ اما طی ترشدن، سست تر

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۴/۲۶، اصلاحیه ۱۴۰۲/۶/۲۷، پذیرش ۱۴۰۲/۸/۳.

استناد به این مقاله:

حائری، سید محسن، سعدالله‌زاده، بهنام و سلیمانی بروجردی، سامان. ۱۴۰۳. ارزیابی رفتار غیراشباع خاک لس گرگان در مکش‌های متوسط تحت شرایط تراکم سه‌محوری ناهمسان. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۱۰-۱۱. DOI:10.24200/J30.2023.62479.3228

تحت شرایط K_0 با استفاده از دستگاه تحکیم یک‌بعدی غیراشباع و همچنین شرایط تراکم هسمان با استفاده از دستگاه سه‌محوری غیراشباع بوده است.^[۱۴-۱۶] با وجود این، تاکنون در مطالعات اندکی به تأثیر تنش برشی اولیه (شرایط تنشی ناهمسان) در رفتار هیدرومکانیکی خاک‌های فروریزی با استفاده از دستگاه سه‌محوری غیراشباع پرداخته شده است.

از مدت‌ها قبل، نیز برخی پژوهشگران به پیش‌بینی و مدل‌سازی اثر ناهمسانی در رفتار خاک‌ها پرداخته‌اند. اولین بار کاساگرانده و کارلیو^۲ (۱۹۹۴)، ناهمسانی در خاک را از منظر تاریخی به شکل‌گیری خاک به دو نوع ناهمسانی ذاتی^۳ و ناهمسانی القایی^۴ تقسیم کردند و دریافتند که ناهمسانی ذاتی در طی فرآیند رسوب‌گذاری ذرات و ناهمسانی القایی به دلیل تنش‌ها و کرنش‌های اعمال شده به خاک پس از مرحله‌ی شکل‌گیری ایجاد می‌شود.^[۱۵] سوی و دلو^۵ (۱۹۹۶)، از نخستین پژوهشگرانی بودند که به بررسی آزمایشگاهی رفتار مکانیکی نمونه‌های غیراشباع با بافت ناهمسان پرداختند و نشان دادند که برای خاک‌های غیراشباع با بافت ناهمسان، سطح تسلیم در شرایط مکش ثابت در صفحه‌ی $q - p_n$ به صورت یک بیضی مایل است.^[۱۶] همچنین دیلاویجا و رومرو^۶ (۲۰۱۳) به شواهدی از مایل‌بودن سطح تسلیم خاک در صفحه‌ی $q - p'$ دست یافتند.^[۱۷] سیاواکومار^۷ و همکاران (۲۰۱۰)، در بررسی تأثیر ناهمسانی القایی ناشی از تراکم استاتیکی در رفتار خاک کاتولین غیراشباع دریافتند که ناهمسانی اولیه‌ی نمونه در موقعیت و شیب خط تراکم نرمال، شکل و سایز سطح تسلیم و نیز موقعیت خط حالت بحرانی تأثیر می‌گذارد.^[۱۸] ژان^۸ و همکاران (۲۰۱۴)، یک پژوهش آزمایشگاهی برای بررسی رفتار یک خاک متورم‌شونده‌ی غیراشباع در مسیر ترشدگی تحت شرایط تنش ناهمسان انجام دادند و دریافتند که برای نمونه‌های بازسازی‌شده و دست‌نخورده، یک مکش ساختاری آستانه وجود دارد، که در مقادیر کمتر از آن با کاهش مکش ساختاری، کرنش محوری نمونه به طور قابل ملاحظه‌ی افزایش پیدا می‌کند. همچنین ایشان به این نتیجه رسیدند که این مکش ساختاری آستانه متناظر با شروع تسلیم نمونه است و با افزایش نسبت تنش برشی، مقدار مکش تسلیم افزایش پیدا می‌کند.^[۱۹] ژو^۹ و همکاران (۲۰۱۴)، مکانیزم گسیختگی یک شیب خاکی لسی در اثر ترشدگی را مطالعه کردند و نشان دادند که رفتار نگهداشت آب - خاک لُس وابسته به نسبت تنش برشی و سطح تنش همه‌جانبه است.^[۲۰] بوان فیل^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۶)، با انجام آزمایش‌های سه‌محوری غیراشباع تحت مسیرهای تنش مختلف به بررسی تأثیر ناهمسانی اولیه‌ی ناشی از تراکم استاتیکی در رفتار نمونه‌های خاک لای رس‌دار غیراشباع پرداختند و به این نتیجه رسیدند که در آزمایش‌های تراکم هسمان تحت مکش ثابت، کرنش‌های برشی قابل توجهی در نمونه‌ها ایجاد شده است، که ناشی از ناهمسانی اولیه‌ی القاء‌شده در اثر تراکم استاتیکی نمونه است.^[۲۱] نتایج پژوهش‌های اخیر انجام‌شده در مورد بررسی تأثیر ناهمسانی در رفتار نمونه‌هایی از خاک‌های متورم‌شونده‌ی غیراشباع،^[۲۲] و خاک‌های فروریزی غیراشباع،^[۲۳] نشان می‌دهند که رفتار تغییرشکل نمونه‌ها تحت شرایط تنش ناهمسان به صورت ترکیبی از کرنش‌های حجمی و برشی است. در نهایت، به طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که رفتار هیدرومکانیکی خاک‌های غیراشباع متأثر از مسیر تنش، سطح تنش همه‌جانبه، نسبت تنش برشی و مکش ساختاری است.

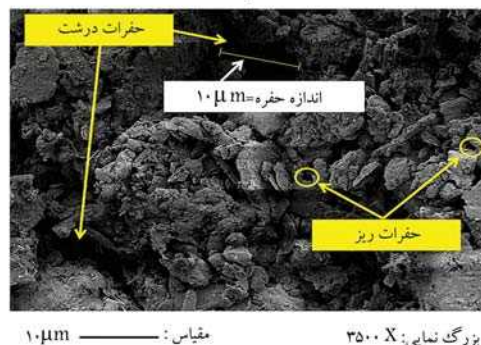
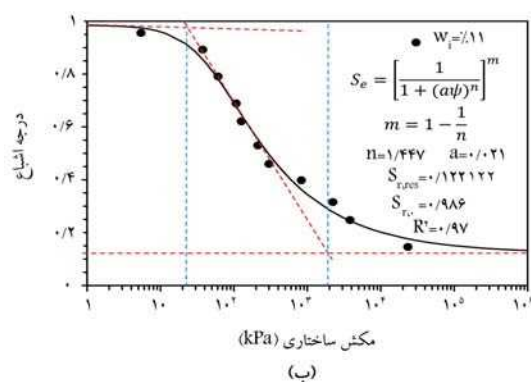
اگرچه با گذشت زمان، گستره‌ی مطالعات انجام‌شده بر رفتار خاک‌های فروریزی وسیع‌تر شده است؛ اما با این حال، رفتار هیدرومکانیکی خاک‌های فروریزی غیراشباع تحت تأثیر ناهمسانی القایی (وجود تنش برشی اولیه) در دستگاه سه‌محوری غیراشباع به‌ندرت بررسی شده است. لذا در پژوهش حاضر با تمرکز بر بررسی اثر تنش برشی اولیه در رفتار هیدرومکانیکی نمونه‌های بازسازی‌شده از خاک لُس گرگان، تعدادی آزمایش‌های سه‌محوری غیراشباع در مکش‌های ساختاری متوسط شامل ۳۰۰

و ۴۰۰ کیلوپاسکال و در مسیر بارگذاری «تنش خالص میانگین ثابت - مکش ساختاری کاهشی» و با نسبت‌های تنش برشی صفر، ۱ و ۲ به صورت کنترل تنش انجام شده است. همچنین به منظور بررسی رفتار مقاومت برشی، در انتهای هر کدام از آزمایش‌ها، نمونه‌ها در شرایط مکش ساختاری ثابت تحت برش سه‌محوری و به صورت کنترل کرنش قرار گرفته‌اند.

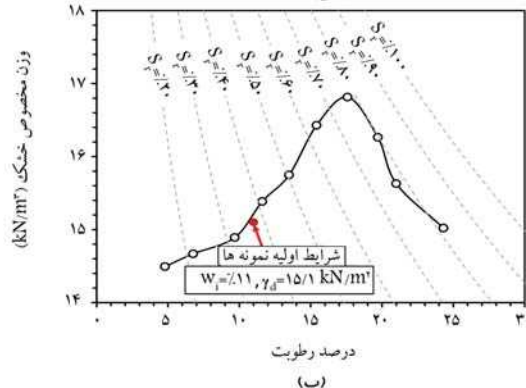
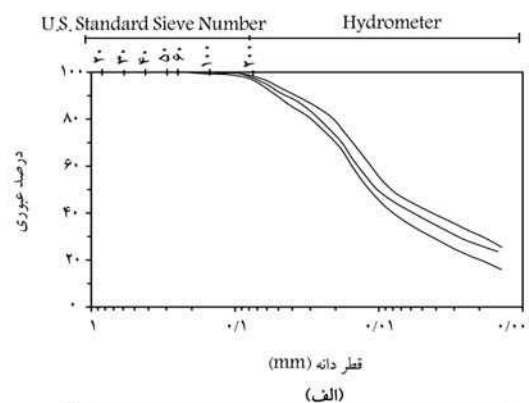
۲. مشخصات فیزیکی خاک مطالعه‌شده و روش

آماده‌سازی نمونه‌ها

خاک مطالعه‌شده در پژوهش حاضر، لُس گرگان بوده است، که از تپه‌های هزارپنج واقع در شهر گرگان تهیه شده است. لُس گرگان در ناحیه‌ی شمال شرق ایران و بخشی از کمربند لُس اوراسیایی است، که از شمال غرب اروپا کشیده شده است و تا آسیای مرکزی و چین ادامه دارد. لُس‌های مذکور منشأ بادرستی^{۱۱} دارند و سطح وسیعی را به شکل تپه‌هایی از جنس لای در منطقه‌ی مذکور تشکیل داده‌اند.^[۲۵] مطابق مطالعات پیشین انجام‌شده، خاک لُس در گروه خاک‌های با قابلیت فروریزش شدید قرار دارد.^[۲۶] در شکل (۱ - الف)، پوش منحنی دانه‌بندی خاک لُس مطالعه‌شده مطابق استاندارد ASTM D ۴۲۲-۶۳ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، خاک لُس تقریباً از ۴٪ ماسه و حدود ۹۶٪ ریزدانه شامل لای و رس تشکیل شده است، که از این مقدار حدود ۲۱ تا ۲۹ درصد آن را ذرات رس (با در نظر گرفتن درصد ذرات با ابعاد کوچک‌تر از ۲ میکرومتر) و باقی آن را ذرات لای تشکیل داده‌اند. مطابق استاندارد ASTM D ۴۳۱۸-۸۷، حد روانی (LL)، حد خمیری (PL) و نشان خمیری (PI) خاک مذکور به ترتیب ۳۲٫۲، ۲۵٫۱ و ۷٫۱ درصد به‌دست آمده است. بدین ترتیب خاک لُس گرگان براساس سیستم طبقه‌بندی متحد (۲۴۸۸ ASTM D) از نوع «ML» و به عبارتی «خاک لای با خاصیت خمیری کم» است. طبق استاندارد ASTM D ۸۵۴-۹۲، چگالی ویژه دانه‌های جامد (Gs) خاک لُس گرگان برابر با ۲٫۷۲ به‌دست آمده است.^[۲۸] به منظور تعیین منحنی نگهداشت آب - خاک، آزمایش کاغذ صافی تماسی روی نمونه‌های بازسازی‌شده از خاک لُس مطابق استاندارد ASTM ۵۲۹۸-۰۳ انجام و مطابق شکل (۱ - ب) از مدل تحلیلی سه پارامتری ونگنوختن^{۱۲} برای برازش بر داده‌های آزمایشگاهی استفاده شده است.^[۳۰] به منظور تهیه‌ی نمونه‌ها، خاک عبور داده‌شده از الک شماره‌ی ۱۰۰ به مدت ۲۴ ساعت درون گرم‌خانه کاملاً خشک شده است. در مرحله‌ی بعد، مقدار مشخصی از خاک خشک‌شده، توزین و براساس درصد رطوبت اولیه‌ی موردنظر (۱۱٪) با مقدار مشخصی آب مقطر کاملاً مخلوط و به مدت ۲۴ ساعت درون کیسه‌های پلاستیکی هواست قرار داده شد تا توزیع رطوبت در سراسر خاک یکنواخت شود. در پژوهش حاضر، از نمونه‌های استوانه‌یی با قطر ۳٫۸ سانتی‌متر، ارتفاع ۷٫۶ سانتی‌متر و با وزن مخصوص خشک ۱۵٫۱ کیلو نیوتن بر مترمکعب (مشابه شرایط طبیعی در محل) استفاده شده است. نمونه‌ها به صورت بازسازی‌شده و در قالب مخصوص با استفاده از دستگاه تراکم استاتیکی ساخته شده‌اند. مشخصات فیزیکی اولیه‌ی نمونه‌های آزمایشی در جدول ۱ ارائه شده است. به منظور ساخت نمونه‌های همگن با چگالی خشک نسبتاً یکسان در ارتفاع نمونه، از روش تراکم کاهش‌یافته^{۱۳} پیشنهادی توسط آلد^{۱۴} برای ساخت نمونه‌ها استفاده شده است.^[۳۱] در روش تراکم کاهش‌یافته، لایه‌های زیرین خاک در تراکمی کمتر از تراکم هدف ریخته و کوبیده می‌شوند و کوبش لایه‌های بالایی موجب تراکم و رسیدن لایه‌های زیرین به تراکم هدف خواهد شد. در پژوهش حاضر، نمونه‌های بازسازی‌شده در سه لایه متراکم



(ت)



(پ)

شکل ۱. الف) پوش منحنی دانه‌بندی لس گرگان؛ ب) منحنی نگهداشت آب - خاک نمونه‌های بازسازی‌شده‌ی لس گرگان؛ پ) منحنی تراکم استاندارد لس گرگان؛ ت) تصویر گرفته‌شده از نمونه‌ی بازسازی‌شده توسط میکروسکوپ الکترونی روبشی با بزرگ‌نمایی ۳۵۰۰ برابر. [۲۸]

گرفته‌شده توسط میکروسکوپ الکترونی (SEM) از نمونه‌های بازسازی‌شده قبل از شروع آزمایش مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نمونه‌های بازسازی‌شده‌ی خاک لس گرگان ساختاری متخلخل و متشکل از حفره‌های ریز و درشت دارند، که باعث بروز رفتار فروریزی در مسیر ترشدگی تحت بارگذاری اعمالی می‌شود.

۳. دستگاه و تجهیزات آزمایش

به منظور انجام آزمایش‌های سه‌محوری غیراشباع تحت شرایط تنش همسان و ناهمسان از یک دستگاه سه‌محوری ارتقاء یافته در دانشگاه صنعتی شریف با قابلیت کنترل مکش ساختاری و همچنین قابلیت بارگذاری به صورت کنترل کرنش و تنش استفاده شده است؛ که سه تنظیم‌کننده‌ی برقی فشار دارد، که از یک کمپرسور با ظرفیت اسمی ۱۵ بار تغذیه می‌شود. تنظیم‌کننده‌ها به همراه دو سامانه‌ی تبدیل فشار هوا به آب، وظیفه‌ی تأمین فشار همه‌جانبه، فشار هوای حفره‌یی و فشار آب حفره‌یی را دارند. همچنین جهت اعمال تنش برشی اولیه از یک جک برقی استفاده شده است. مقادیر تغییر حجم نمونه، تغییر حجم آب حفره‌یی، تغییر شکل قائم و نیروی محوری در طول آزمایش توسط دو دستگاه اندازه‌گیری تغییر حجم اتوماتیک، یک حسگر نیرو و یک حسگر تغییر مکان سنج اندازه‌گیری شده‌اند. کلیه‌ی تنظیم‌کننده‌های برقی، جک برقی و حسگرهای دستگاه به یک واحد قرائت، کنترل و ثبت داده با قابلیت ثبت یک داده در هر ۳ ثانیه متصل بوده و بدین ترتیب قابلیت اعمال مسیرهای تنش مختلف و ثبت داده‌های خروجی به صورت تمام اتوماتیک فراهم شده است. در دستگاه اخیر،

جدول ۱. خصوصیات فیزیکی نمونه‌ها. [۲۸]

مقدار	مشخصه‌ی خاک
ML	نوع خاک
۶۷-۷۵	مقدار لای (%)
۲۱-۲۹	مقدار رس (%)
۴	مقدار ماسه (%)
۳۲٫۲	حد روانی (%)
۲۵٫۱	حد خمیری (%)
۷٫۱	اندیس خمیری (%)
۲٫۷۲	چگالی ویژه‌ی دانه‌های جامد (Gs)
۱۵٫۱	وزن مخصوص خشک (کیلو نیوتن بر مترمربع)
۰٫۸	نسبت تخلخل اولیه
۱۱	درصد رطوبت اولیه (%)

و با توجه به توصیه‌ی لد بر ایجاد نمونه‌های شل با پتانسیل فروریزش بالاتر، مقدار پارامتر درصد کاهش تراکم (Un) در لایه‌ی اول برابر با ۱۵٪ در نظر گرفته شده است. همچنین منحنی تراکم خاک آزمایشی مطابق پراکتور استاندارد در شکل (۱ - پ) مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، شرایط اولیه‌ی نمونه‌ها در ناحیه‌ی خشک منحنی تراکم قرار گرفته است. نتایج پژوهش‌های انجام‌شده توسط برخی پژوهشگران، [۴-۹] بر روی نمونه‌های بازسازی‌شده نیز نشان می‌دهد که نمونه‌های متراکم‌شده در بخش خشک منحنی تراکم، ساختاری فروریزی دارند. همچنین در شکل (۱ - ت)، تصویر

جدول ۲. مشخصات و برنامه‌ی آزمایش‌های ترشدگی و برش.

گروه و شماردی آزمایش	مرحله‌ی ترشدگی						مرحله‌ی برش نرخ جابجایی محوری ($\mu\text{m}/\text{min}$)
	W_i (%)	ψ_i (kPa)	ψ_f (kPa)	q (kPa)	p_n (kPa)	η	
گروه اول	۱					۰	
	۲	۷۵۰	۴۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱	۵
	۳			۲۰۰		۲	
گروه دوم	۴					۰	
	۵	۷۵۰	۳۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱	۵
	۶			۲۰۰		۲	

و تعریف نسبت به یکدیگرند. متغیرهای k و η مطابق روابط ۴ و ۵ تعریف شده‌اند:

$$k = \frac{\sigma_r}{\sigma_v} \quad (4)$$

$$\eta = \frac{q}{p_n} \quad (5)$$

۵. برنامه‌ی آزمایش‌ها و روند انجام آنها

به منظور بررسی رفتار هیدرومکانیکی نمونه‌های بازسازی شده از خاک لس گرگان، مجموعه‌ی آزمایش‌های سه محوری غیراشباع تحت مسیر «تنش خالص میانگین ثابت - مکش ساختاری کاهشی» در محدوده‌ی مکش‌های متوسط و تحت تنش‌های برشی اولیه‌ی متفاوت و به صورت کنترل تنش انجام شده است. در انتهای هر آزمایش نیز جهت بررسی رفتار برشی، آزمایش برش سه محوری کنترل کرنش با نرخ جابجایی محوری ۵ میکرومتر بر ثانیه انجام شده است. این نرخ جابجایی براساس مطالعات قبلی انجام شده بر روی خاک لس گرگان، [۹۸] و به منظور اطمینان از ایجاد شرایط زهکشی شده‌ی کامل و ثابت ماندن مکش ساختاری در طول مرحله‌ی برش انتخاب شده است. برنامه‌ی آزمایش‌های انجام شده در جدول ۲ ارائه شده است؛ که در آن، برای مرحله‌ی ترشدگی مقادیر رطوبت اولیه‌ی نمونه (W_i)، مکش ساختاری اولیه (ψ_i)، مکش ساختاری هدف (ψ_f)، تنش تفاضلی (q)، تنش خالص میانگین (p_n) و نسبت تنش برشی (η) اختصاص یافته‌اند.

مطابق جدول ۲، در گروه اول آزمایش‌ها، نمونه‌هایی با وزن مخصوص خشک اولیه‌ی ۱۵/۱ کیلو نیوتن بر مترمکعب و رطوبت اولیه‌ی ۱۱٪ (متناظر درجه‌ی اشباع ۳۷/۴٪ و مکش ساختاری ۷۵۰ کیلو پاسکال)، تحت تنش خالص میانگین ۱۰۰ کیلو پاسکال با نسبت‌های تنش برشی $\eta = 0$ ، $\eta = 1$ و $\eta = 2$ با طی کردن مسیر ترشدگی از مکش ساختاری اولیه‌ی ۷۵۰ کیلو پاسکال در مکش ساختاری هدف ۴۰۰ کیلو پاسکال به تعادل رسیده‌اند. در گروه دوم، نمونه‌ها با شرایط اولیه‌ی مشابه با گروه اول و تحت تنش‌های اعمالی مشابه با طی کردن مسیر ترشدگی از مکش ساختاری اولیه‌ی ۷۵۰ کیلو پاسکال، در مکش‌های ساختاری هدف ۴۰۰ و ۳۰۰ کیلو پاسکال به تعادل رسیده‌اند. مسیر تنش آزمایش‌های انجام شده در فضای سه بعدی $\psi - p_n - q$ در شکل ۳ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در گام اول با اعمال تراکم همسان و با ناهمسان تحت مکش ساختاری اولیه (۷۵۰ کیلو پاسکال)، نمونه تحت مقادیر موردنظر تنش خالص میانگین و تنش برشی اولیه و سپس تحت مقادیر ثابت تنش خالص میانگین و تنش برشی اولیه، نمونه تا مکش ساختاری موردنظر (۳۰۰ یا ۴۰۰ کیلو پاسکال) در معرض ترشدگی قرار گرفته است. پس از اتمام مرحله‌ی ترشدگی، تمامی نمونه‌ها تحت مکش ساختاری ثابت و به صورت کنترل کرنش با نرخ



شکل ۲. نمایی از دستگاه سه محوری غیراشباع ارتقاء یافته. [۲۸ و ۲۹]

به منظور کنترل مکش ساختاری از روش انتقال محور^{۱۶} استفاده می‌شود. [۳۲] برای این منظور از یک دیسک سرامیکی متخلخل (HAE)^{۱۷} با فشار ورودی هوای ۵ بار استفاده شده است. در شکل ۲، نمایی کامل از دستگاه سه محوری غیراشباع تمام اتوماتیک آزمایشگاه مکانیک خاک پیشرفته‌ی دانشگاه صنعتی شریف مشاهده می‌شود. [۲۸ و ۲۹]

۴. معرفی متغیرهای تنش و نسبت تنش

در پژوهش حاضر، متغیرهای اصلی تنش در خاک مطابق روابط ۱ الی ۳ تعریف شده‌اند:

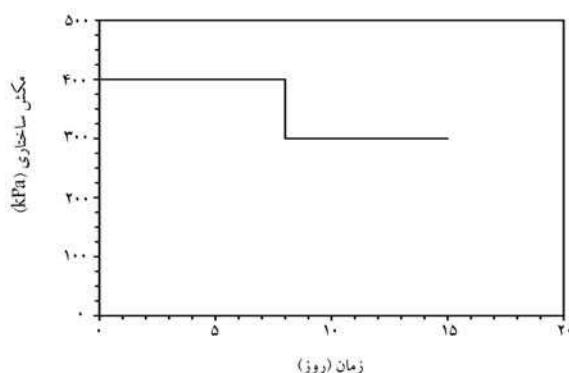
$$p_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} - u_a \quad (1)$$

$$\psi = u_a - u_w \quad (2)$$

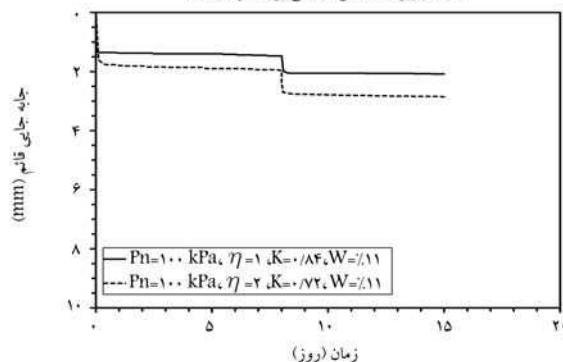
$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3)$$

که در آنها، p_n تنش خالص میانگین، σ_1 ، σ_2 و σ_3 تنش‌های اصلی و u_a و u_w به ترتیب فشار هوا و آب حفره‌ی هستند. متغیرهای ψ و q نیز به ترتیب معرف مکش ساختاری و تنش تفاضلی هستند.

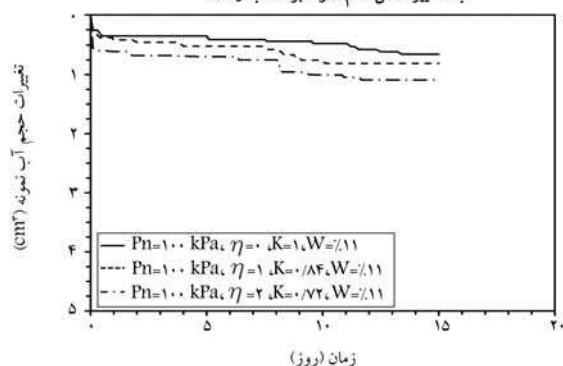
در پژوهش حاضر، نسبت تنش‌های اعمالی به نمونه در شرایط ناهمسان با دو متغیر نسبت تنش‌های اصلی (k) و نسبت تنش‌های برشی (η) بیان شده است. متغیرهای k و η هر دو بیان‌کننده‌ی نسبت تنش هستند و از نظر ریاضی قابل تبدیل



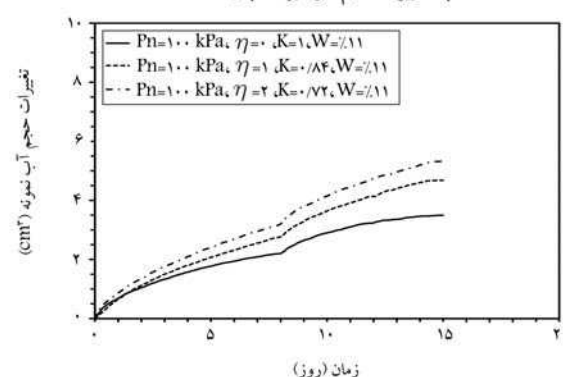
الف) تغییرات مکش اعمالی بر حسب زمان؛



ب) تغییر شکل قائم نمونه بر حسب زمان؛

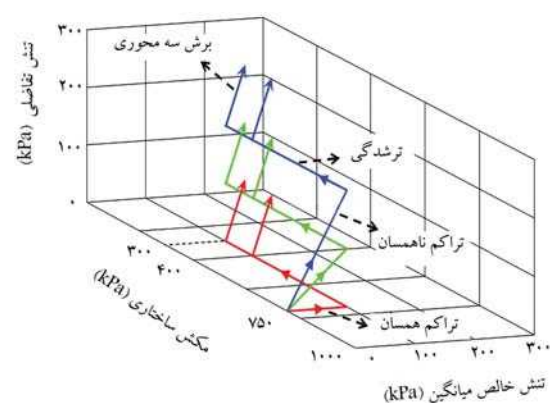


پ) تغییرات حجم نمونه بر حسب زمان؛



ت) تغییرات حجم آب نمونه بر حسب زمان.

شکل ۴. نتایج آزمایش های ترشدهگی.



شکل ۳. مسیر تنش های اعمالی در فضای $q - p^n - \eta$.

جابجایی قائم ثابت ۵ میکرومتر بر دقیقه و تا کرنش محوری ۲۰ الی ۲۵ درصد تحت برش قرار گرفته اند. این تذکر لازم است که با توجه به نتایج مطالعات پیشین صورت گرفته بر روی رفتار برشی خاک لس گرگان، [۹] این محدوده از نسبت های تنش برشی به گونه ای در نظر گرفته شده است که نمونه در مراحل ابتدایی مرحله ی ترشدگی (محدوده ی مکش های متوسط به بالا) به گسیختگی نرسد تا بتوان اثر تنش برشی اولیه را در رفتار نمونه ها در هر دو مسیر: ۱. ترشدگی و ۲. برش سه محوری، تا رسیدن به حالت بحرانی بررسی کرد.

۶. نتایج آزمایش ها

در بخش کنونی، نتایج به دست آمده از آزمایش های سه محوری غیراشباع با تمرکز بر ارزیابی اثر نسبت های تنش برشی (تنش های برشی اولیه) و همچنین اثر مکش ساختاری در رفتار هیدرومکانیکی نمونه های بازسازی شده از خاک لس گرگان بررسی شده است.

۱۰۶. اثر نسبت تنش و مکش ساختاری در رفتار تراکمی

برای ارزیابی اثر تنش برشی اولیه در رفتار ترشدگی نمونه های بازسازی شده ی خاک لس گرگان، آزمایش های ذکر شده در جدول ۲ انجام شده است؛ که مطابق آنها، نرخ تغییرات حجم نمونه و حجم آب حفره یی به ترتیب کمتر از ۱/۱۴ و ۰/۱۴ سانتی مترمکعب در روز به عنوان معیار رسیدن به تعادل هیدرومکانیکی در مکش ساختاری اعمال شده در نظر گرفته شده است. [۷] این تذکر لازم است که با توجه به در نظر گرفتن یک معیار تعادل هیدرومکانیکی یکسان برای تمام آزمایش ها در همه ی گام های ترشدگی، خطاهای اندازه گیری تغییر حجم ناشی از عوامل مختلفی، مانند: تغییر حجم خزشی سلول سه محوری و تبخیر آب حفره یی برای تمام آزمایش ها به طور یکسان در نظر گرفته شده است، بنابراین زمان در تحلیل نتایج آزمایش ها تأثیری نداشته است. منحنی های تغییرات حجم نمونه و حجم آب حفره یی بر حسب زمان به ترتیب در شکل های (۴ - پ و ۴ - ت) مشاهده می شوند؛ که در آنها به طور قراردادی، کاهش حجم نمونه و مقدار آب جذب شده با علامت مثبت در نظر گرفته شده است. همچنین شایان ذکر است که به علت تشابه نتایج به دست آمده از آزمایش های ترشدگی گروه اول با نتایج به دست آمده از گام اول آزمایش های ترشدگی گروه دوم تحت مکش ساختاری هدف ۴۰۰ کیلو پاسکال (تأییدی بر تکرار پذیری آزمایش های انجام شده) فقط نتایج آزمایش های ترشدگی گروه دوم ارائه شده است. نتایج به دست آمده نشان می دهند که

زمان تعادل برای نمونه‌های بازسازی شده در مسیر ترشدگی و برای رسیدن از مکش ساختاری اولیه 75° کیلو پاسکال به مکش ساختاری هدف 400° کیلو پاسکال، حدوداً ۸ روز و برای رسیدن از مکش ساختاری 400° کیلو پاسکال به 300° کیلو پاسکال، حدوداً ۷ روز بوده است.

در منحنی‌های مربوط به تغییرات حجم و همچنین جابجایی قائم نمونه‌ها (شکل‌های ۴ - ب و ۴ - پ) مشاهده می‌شود که تحت شرایط مکش ساختاری و تنش خالص میانگین ثابت، با افزایش نسبت‌های تنش برشی از صفر تا ۲، به دلیل افزایش تنش برشی اولیه، نمونه‌ها کاهش حجم بیشتری از خود نشان داده‌اند. همچنین در منحنی‌های مذکور پرش‌هایی دیده می‌شود که بیانگر فروریزش‌های ایجادشده در ساختار خاک لیس است. با توجه به جدول ۱، خاک لیس گرگان به طور متوسط، 25% رس دارد. تمایل بالای ذرات رس به جذب آب و نیز کاهش تدریجی تنش مؤثر اعمالی به نمونه در طی فرایند ترشدگی موجب بروز اندکی تورم در نمونه‌ها می‌شود. از طرف دیگر، در اثر افزایش درجه‌ی اشباع نمونه (کاهش مکش ساختاری)، پیوندهای بین‌دانه‌یی سست شده و تحت تنش خالص میانگین اعمال شده به نمونه، کاهش حجم یا فروریزش در ساختار خاک رخ داده است. در محدوده‌ی مکش‌های متوسط، نرخ وقوع فروریزش در ساختار خاک بیشتر از نرخ تورم ایجادشده‌ی ناشی از کاهش تنش مؤثر و رفتار تورمی ذرات رس بوده است، بنابراین در منحنی‌های تغییر حجم، رفتار فروریزشی مشاهده می‌شود. این تذکر لازم است از آنجائی که نمونه‌های بازسازی شده با رطوبت اولیه‌ی 11% و در بخش خشک منحنی پراکتور متراکم شده‌اند، لذا ساختاری متخلخل و متشکل از حفره‌های ریز و درشت دارند (شکل ۱ - ت). بدین ترتیب، در اثر اعمال تنش‌های خارجی، ابتدا حفره‌های درشت متراکم شده و با افزایش سطح تنش، نوبت به حفره‌های ریزتر رسیده است.

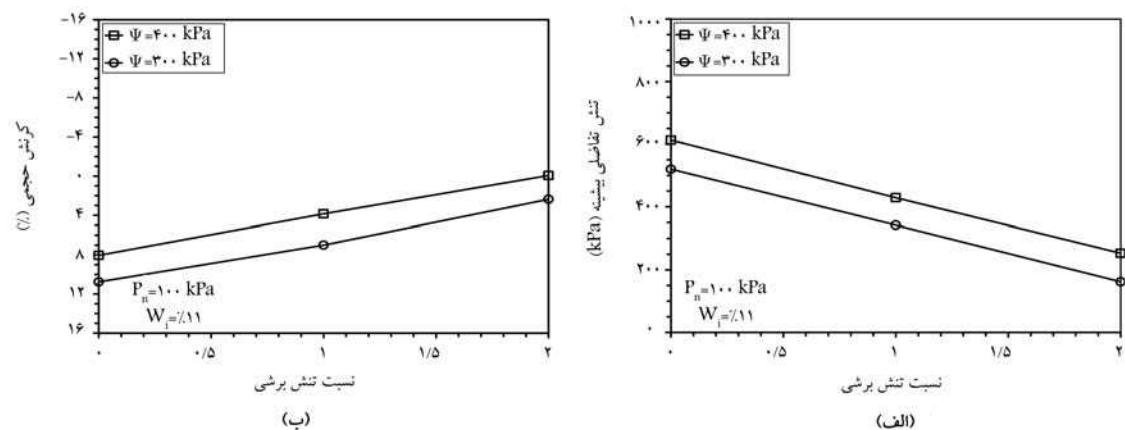
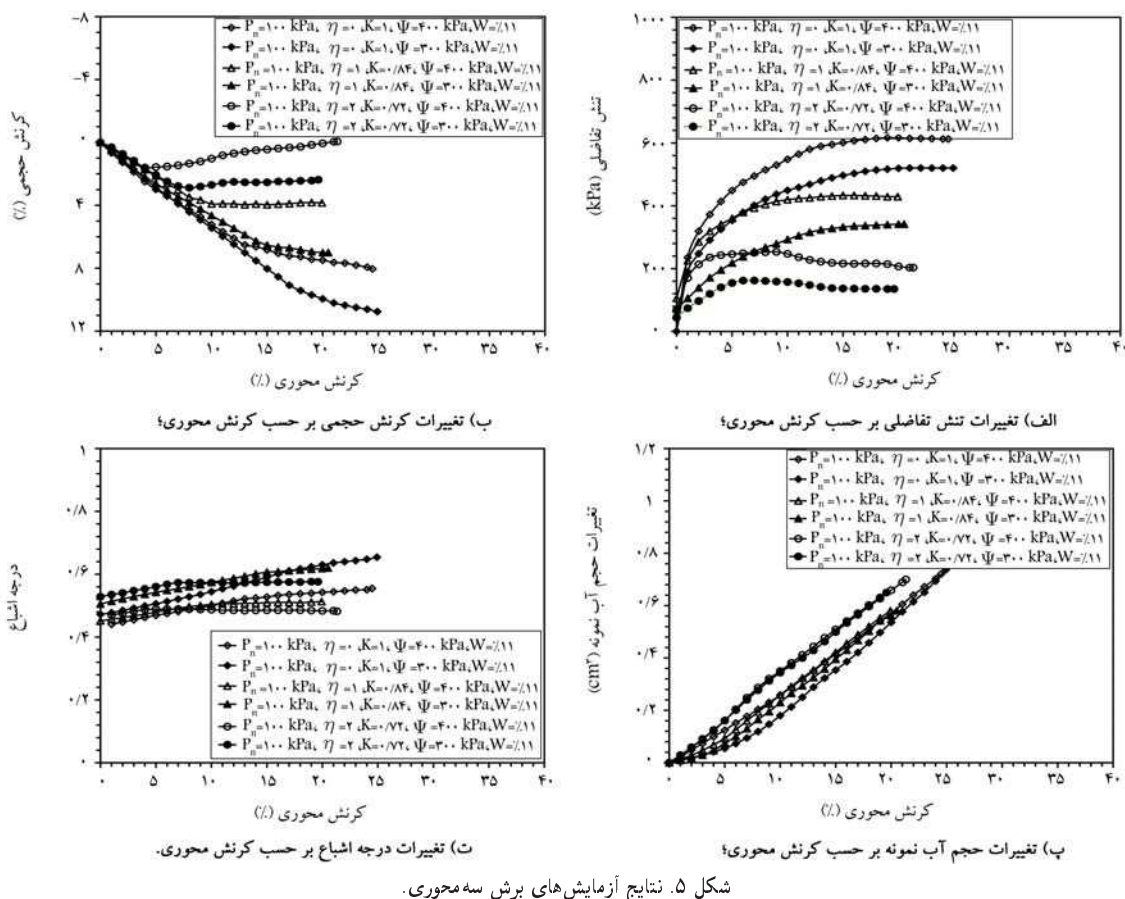
در منحنی‌های مربوط به تغییر حجم آب حفره‌یی در طی فرایند ترشدگی (شکل ۴ - ت) مشاهده می‌شود که در کلیه‌ی آزمایش‌ها، به دلیل کاهش مکش ساختاری ناشی از فرایند ترشدگی، نمونه شروع به جذب آب کرده و حجم آب حفره‌یی افزایش یافته است. همچنین نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهند که با افزایش تنش برشی اولیه (افزایش η) تحت تنش خالص میانگین ثابت، مقادیر آب جذب شده توسط نمونه افزایش یافته است. به نظر می‌رسد که این رفتار به این دلیل است که در محدوده‌ی مکش‌های ساختاری متوسط که در پژوهش حاضر بررسی شده است، بیشتر حفره‌های درشت موجود در ساختار خاک دچار ترشدگی نشده و جذب آب غالباً توسط حفره‌های ریز خاک صورت گرفته است. با شروع فرایند ترشدگی و جذب آب توسط نمونه، تورم ذرات رس از یک سو و اعمال تنش برشی اولیه از سوی دیگر موجب شده است که اندازه‌ی بخشی از حفره‌های موجود در ساختار اولیه‌ی خاک (حالتی که مکش متناظر ترشدگی آنها اندکی کمتر از مکش اعمالی به نمونه است) به اندازه‌یی کاهش یابد که مکش متناظر ترشدگی حفره‌های موجود از مکش اعمالی به نمونه فراتر رود. این امر به همراه تمایل بالای جذب آب ذرات رس موجب افزایش تمایل نمونه به جذب آب شده است. با این حال، در محدوده‌ی مکش‌های متوسط و تحت تنش خالص میانگین در نظر گرفته شده در پژوهش حاضر، نیروهای بین‌دانه‌یی کاملاً از بین رفته و میزان کاهش حجم حفره‌های خاک و به دنبال آن کاهش ظرفیت جذب آب هنوز به اندازه‌یی نشده است که تمایل به افزایش جذب آب نمونه (ناشی از تمایل جذب آب ذرات رس و نیز افزایش مکش ساختاری داخلی نمونه به دنبال کاهش اندازه‌ی بخشی از حفره‌ها در اثر رفتار تورمی ذرات رس و اعمال تنش برشی اولیه) را تحت تأثیر قرار دهد. بنابراین، با افزایش تنش برشی اولیه، میزان جذب آب نمونه افزایش پیدا کرده است.

۲.۶. اثر نسبت تنش و مکش ساختاری در رفتار برشی

پس از اتمام مرحله‌ی ترشدگی، کلیه‌ی نمونه‌ها تحت شرایط مکش ساختاری ثابت و به صورت کنترل کرنش با نرخ جابجایی قائم ثابت ۵ میکرومتر بر دقیقه تحت برش سه محوری قرار گرفتند.

نتایج حاصل آزمایش‌های برش سه محوری در شکل ۵ مشاهده می‌شوند؛ که در آن، متغیرهای W_i و p_n به ترتیب بیانگر رطوبت اولیه و تنش خالص میانگین نمونه‌ها در مرحله‌ی ماقبل برش (مرحله‌ی ترشدگی) است. از آنجائی که نمونه‌های آزمایشی در طول مسیر ترشدگی تحت مسیرهای تنش هیدرومکانیکی متفاوتی قرار گرفته‌اند (شکل ۳)، شرایط هیدرومکانیکی آنها (نسبت تخلخل، درجه‌ی اشباع، مکش ساختاری، تنش هم‌جانبه‌ی خالص و تنش برشی اولیه) در آغاز مرحله‌ی برش متفاوت است (جدول ۲ و شکل ۳). لذا با توجه به تأثیر شرایط هیدرومکانیکی نمونه در شروع مرحله‌ی برش در رفتار برشی، نمونه‌های آزمایشی رفتار برشی متفاوتی را نشان داده‌اند (شکل‌های ۵ - الف و ۵ - ب). همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه‌هایی که در مرحله‌ی ترشدگی تحت تنش خالص میانگین و تنش برشی اولیه (یا نسبت تنش) مشابه بوده‌اند، مقدار تنش تقاضایی قابل تحمل توسط نمونه در مرحله‌ی برش با افزایش مکش ساختاری، افزایش یافته است، چرا که نمونه‌های با مکش ساختاری بیشتر، پیوندهای بین ذرات قوی‌تر و در نتیجه ساختار مستحکم‌تری داشته و مقاومت بیشتری از خود نشان داده‌اند. همچنین تحت شرایط مکش ساختاری یکسان، با افزایش نسبت‌های تنش برشی و یا به عبارتی افزایش تنش برشی اولیه در مرحله‌ی ترشدگی، مقدار تنش تقاضایی قابل تحمل توسط نمونه در مرحله‌ی برش کاهش یافته است. این رفتار بدین خاطر است که به علت اعمال تنش برشی اولیه، نمونه بخشی از مقاومت برشی خود را در مرحله‌ی ترشدگی از دست داده و بنابراین تنش برشی کمتری را در مرحله‌ی برش تحمل کرده است. تغییرات بیشینه‌ی تنش تقاضایی قابل تحمل توسط نمونه‌ها در مرحله‌ی برش بر حسب نسبت‌های تنش برشی در مرحله‌ی ماقبل برش و برای مقادیر مختلف مکش ساختاری در شکل (۶ - الف) مشاهده می‌شود.

مطابق شکل (۵ - الف)، در آزمایش‌هایی که نمونه‌ها در مرحله‌ی ترشدگی تحت نسبت تنش برشی صفر (شرایط تنش همسان) و یا نسبت تنش برشی ۱ (شرایط تنش ناهمسان) بوده‌اند، رفتار مقاومت برشی نمونه‌ها، سخت‌شونده و مشابه رفتار خاک‌های رسی عادی تحکیم یافته و یا خاک‌های ماسه‌یی شل است. تغییر حجم نمونه‌های مذکور در مرحله‌ی برش (شکل ۵ - ب) نیز تأییدکننده‌ی چنین رفتاری است. از طرفی، در آزمایش‌هایی که نمونه‌ها در مرحله‌ی ترشدگی تحت نسبت تنش برشی ۲ قرار داشته‌اند، رفتار مقاومت برشی (شکل ۵ - الف) مابین حالت‌های سخت‌شونده و نرم‌شونده بوده و این نمونه‌ها در شروع مرحله‌ی برش، ابتدا دچار کاهش حجم و سپس دچار انبساط شده‌اند (شکل ۵ - ب). این رفتار نیز مشابه رفتار خاک‌های رسی پیش تحکیم یافته و یا خاک‌های ماسه‌یی متراکم تحت تنش‌های هم‌جانبه‌ی کم است، که دلیل آن در نسبت تنش‌های مختلف شرایط تنش متفاوت نمونه‌ها در مرحله‌ی ترشدگی است، به‌گونه‌یی که نمونه‌های با نسبت تنش برشی ۲ نسبت به سایر نمونه‌ها تحت کمترین تنش خالص هم‌جانبه قرار داشته‌اند. اعمال تنش خالص هم‌جانبه‌ی پایین در کنار مکش ساختاری نسبتاً بالا، موجب تفاوت رفتار مقاومت برشی و تغییر حجم نمونه‌های تحت نسبت تنش برشی ۲ در مقایسه با سایر نمونه‌ها شده است. در شکل (۶ - ب)، تغییرات کرنش حجمی متناظر حالت بحرانی بر حسب نسبت‌های تنش برشی در مرحله‌ی ماقبل برش برای مقادیر مختلف مکش ساختاری ارائه شده است.



نسبت تنش برشی (η) در مرحله‌ی ترشدگی.

دیگر، باعث کاهش حجم حفره‌ها و در نتیجه افزایش مکش ساختاری داخلی خاک شده و این تفاوت ایجاد شده بین مکش ساختاری اعمالی و مکش ساختاری داخلی نمونه به همراه تمایل بالای جذب آب بخش رسی ساختار خاک، موجب تمایل نمونه به جذب آب شده است. در حالتی که نمونه رفتار انقباضی از خود نشان می‌دهد، انبساط نمونه موجب کاهش فشار آب حفره‌ای و افزایش مکش ساختاری داخلی نمونه نسبت به مکش اعمالی می‌شود؛ که این امر در کنار تمایل

تغییرات درجه‌ی اشباع بر حسب کرنش محوری نمونه‌ها در مرحله‌ی برش در شکل (۵ - ت) مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، روند تغییرات درجه‌ی اشباع به میزان تغییرات حجم نمونه و حجم آب حفره‌ای در طی برش وابسته است. مطابق با شکل (۵ - پ)، تمامی نمونه‌ها در طول مرحله‌ی برش، جذب آب داشته‌اند؛ زیرا علی‌رغم اعمال مکش ساختاری ثابت و رفتار تراکمی نمونه حین برش، وقوع فروریزش در ساختار خاک از یک سو و تورم ذرات رس در اثر جذب آب از سوی

بالای جذب آب بخش رسی، منجر به جذب آب توسط نمونه می شود و بنابراین همان گونه که در شکل (۵-ت) مشاهده می شود، در آزمایش های ۱، ۲، ۴ و ۵ رفتار تراکمی از یک سو و جذب آب توسط نمونه از سوی دیگر، باعث افزایش تدریجی درجه اشباع در حین برش شده است. در آزمایش های ۳ و ۶ نیز تا زمانی که نمونه در طی برش رفتار تراکمی داشته است، درجه اشباع خاک افزایش پیدا کرده است، اما با شروع رفتار اتساعی و با وجود تمایل نمونه به جذب آب، افزایش حجم نمونه به اندازه یی بوده است که باعث ایجاد روند کاهشی درجه اشباع شده است.

۳.۶. متغیرهای مقاومت برشی با رویکرد متغیرهای مستقل تنش

فردلانند و مورگنسترن^{۱۸} (۱۹۷۸)، با تعمیم پوش گسیختگی برشی موهر - کلمب، رابطه ی ۶ را برای محاسبه ی مقاومت برشی در خاک های غیر اشباع پیشنهاد کرده اند:^[۲۳]

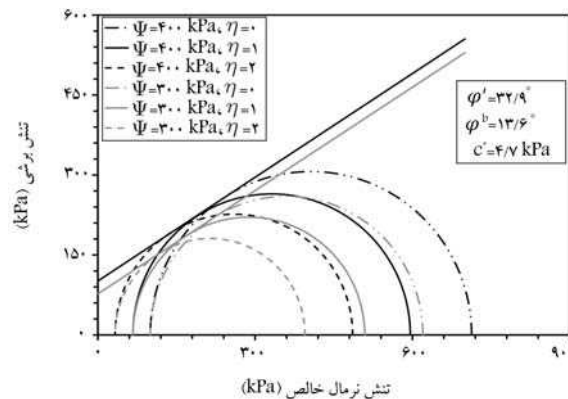
$$\tau = c' + (u_a - u_w) \tan(\phi^b) + (\sigma - u_a) \tan(\phi') \quad (۶)$$

که در آن، c' چسبندگی در مکش ساختاری و تنش نرمال خالص صفر، ϕ' زاویه ی اصطکاک داخلی متناظر با تغییرات تنش نرمال خالص و ϕ^b زاویه ی اصطکاک داخلی متناظر با تغییرات مکش ساختاری هستند. رابطه ی ۶، در فضای تنش سه بعدی ($\tau - \sigma_n - \psi$) به شکل یک رویه است، که تصویر آن در صفحه ی ($\tau - \sigma_n$) به صورت یک سری خطوط موازی با زاویه ی شیب ϕ' است. عرض از مبدأ این خطوط، یعنی مجموع عبارت های اول و دوم سمت راست رابطه ی ۶، بیانگر چسبندگی ظاهری^{۱۹} خاک است، که این مقدار با افزایش مکش ساختاری افزایش می یابد.^[۲۳] در بخش حاضر، پوش های گسیختگی متناظر با مکش های ساختاری ۳۰۰ و ۴۰۰ کیلو پاسکال در صفحه ی $\tau - \sigma_n$ بررسی شده است.

مطابق شکل ۷ ملاحظه می شود که در یک مکش ساختاری ثابت، با افزایش نسبت تنش برشی (افزایش تنش برشی اولیه)، قطر دایره ی موهر یا به عبارتی، مقاومت برشی کاهش یافته است. همچنین برای مقادیر یکسانی از نسبت های تنش برشی، با افزایش مکش ساختاری، مقاومت برشی خاک افزایش یافته است.

به منظور محاسبه ی متغیرهای مقاومت برشی به دست آمده از آزمایش های سه محوری غیر اشباع، معیار گسیختگی موهر - کلمب توسعه یافته را می توان بر حسب تنش های اصلی خالص به صورت رابطه ی ۷ باز نویسی کرد:

$$(\sigma_1 - u_a) = (\sigma_3 - u_a) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (۷)$$



شکل ۷. پوش گسیختگی در فضای تنش برشی و تنش نرمال خالص.

که در آن، c' چسبندگی ظاهری خاک است و به صورت رابطه ی ۸ تعریف می شود:

$$c'_1 = c' + (u_a - u_w) \tan(\phi^b) \quad (۸)$$

با استفاده از نتایج به دست آمده از آزمایش های برش سه محوری غیر اشباع انجام شده در مکش های ساختاری ۳۰۰ و ۴۰۰ کیلو پاسکال و جای گذاری نتایج به دست آمده در رابطه ی ۷، مقادیر متغیرهای مقاومت برشی (c'_1 ، ϕ' و ϕ^b) برای نمونه های بازسازی شده ی خاک فروریزشی لس گرگان با رطوبت اولیه ی ۱۱٪ به ترتیب برابر با ۴/۷ کیلو پاسکال، ۳۲/۹ درجه و ۱۳/۶ درجه به دست آمده است. همچنین با استفاده از رابطه ی ۸، مقادیر چسبندگی ظاهری (c'_1) در مکش های ساختاری ۳۰۰ و ۴۰۰ کیلو پاسکال به ترتیب برابر با ۷۷/۱ و ۱۰۱/۲ کیلو پاسکال به دست آمده است، که این امر نشان دهنده ی افزایش چسبندگی ظاهری با افزایش مکش ساختاری است.

۴.۶. تئوری حالت بحرانی و رویکرد تنش مؤثر

در مطالعات اولیه بر روی رفتار خاک های غیر اشباع، پژوهشگران مختلفی تلاش کرده اند تا با ارائه ی مدل های رفتاری مختلف بر پایه ی تئوری تنش مؤثر بیشاپ^{۲۰}، رفتار خاک های غیر اشباع را توصیف کنند. با این حال، تعدادی از پژوهشگران مانند جینینگز و برلند^{۲۱} (۱۹۶۲)، بیان کرده اند که رابطه ی تنش مؤثر به تنهایی نمی تواند رفتار خاک های فروریزشی غیر اشباع را توجیه کند و اشاره کرده اند که بر طبق نظریه ی تنش مؤثر، با افزایش درجه اشباع خاک، مقدار تنش مؤثر کاهش می یابد. لذا انتظار می رود که خاک رفتار تورمی نشان دهد، اما در مورد خاک های فروریزشی دقیقاً عکس این مطلب اتفاق می افتد. در این خصوص، این تذکر لازم است که استدلال آنها در حوزه ی تغییر شکل های کشسان اعتبار دارد؛ در حالی که پدیده ی فروریزش یک تغییر شکل خمیری است، که به دلیل کاهش نیروهای نگهدارنده ی بین دانه یی رخ می دهد. لذا برای مرتبط کردن پارامترهای تنش و کرنش جهت توصیف پدیده ی فروریزش باید روابط رفتاری مناسبی استفاده شود و در این رابطه نمی توان از اصول مکانیک خاک کلاسیک پیروی کرد. در این راستا، تعدادی از پژوهشگران، مانند قاسم زاده و امیری (۲۰۱۳) و قاسم زاده و همکاران (۲۰۱۷) نشان داده اند که با استفاده از یک چارچوب کشسان خمیری مناسب می توان رفتار پیچیده ی خاک های غیر اشباع مانند پدیده ی فروریزش ناشی از ترشدگی را توصیف کرد.^[۲۳، ۲۴] بیشاپ (۱۹۵۹) با توسعه ی معادله ی تنش مؤثر کلاسیک ترازقی به حالت غیر اشباع، رابطه ی ۹ را برای بیان تنش مؤثر پیشنهاد کرده است:^[۲۸]

$$p' = (p - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (۹)$$

که در آن، p' تنش مؤثر میانگین، p تنش کل میانگین و χ پارامتر تنش مؤثر هستند. رابطه ی ۹ را می توان به صورت رابطه ی ۱۰ نوشت:

$$p' = p_n + \chi \cdot \psi \quad (۱۰)$$

یکی از مهم ترین مسائل در رابطه ی پیشنهادی بیشاپ، نحوه ی تعریف پارامتر تنش مؤثر (χ) است. تاکنون روابط متعددی جهت محاسبه ی پارامتر تنش مؤثر پیشنهاد شده است، که برخی از آنها تابعی از مکش ساختاری و برخی دیگر تابع درجه اشباع هستند. یکی از رایج ترین روابط، برابر قرار دادن پارامتر تنش مؤثر با درجه اشباع است.^[۲۱-۲۹] برخی دیگر از پژوهشگران، به جای درجه اشباع از پارامتر درجه ی اشباع مؤثر استفاده کرده اند،^[۱۱، ۱۲] که به صورت رابطه ی ۱۱ تعریف می شود:

$$S_e = \frac{S_r - S_{r,res}}{S_{r,0} - S_{r,res}} \quad (۱۱)$$

با توجه به اینکه خاک لس گرگان به طور متوسط، ۲۵٪ رس دارد، تمایل بالای ذرات رس به جذب آب و کاهش تدریجی تنش مؤثر اعمالی به نمونه در طی فرآیند ترشدگی موجب تمایل به انبساط نمونه می‌شود. از طرف دیگر، در اثر افزایش درصد رطوبت نمونه (کاهش مکش ساختاری)، پیوندهای بین‌دانه‌یی سست می‌شود و تحت تنش خالص میانگین اعمال‌شده به نمونه، کاهش حجم یا فروریزش در ساختار خاک رخ می‌دهد. در محدوده‌ی مکش‌های متوسط، نرخ وقوع فروریزش در ساختار خاک بیشتر از نرخ تورم ایجادشده‌ی ناشی از کاهش تنش مؤثر و رفتار تورمی ذرات رس است، بنابراین در منحنی‌های تغییر حجم رفتار فروریزی مشاهده می‌شود.

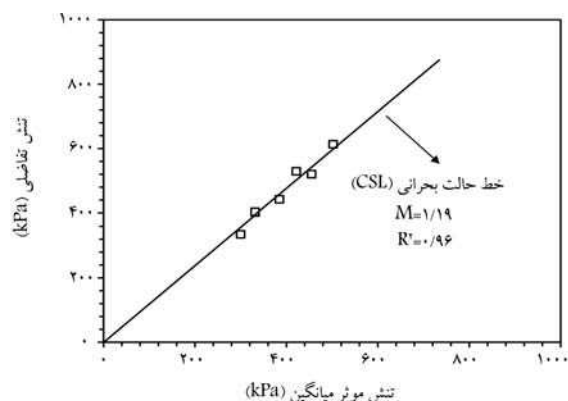
در محدوده‌ی مکش‌های متوسط و تحت تنش خالص میانگین در نظر گرفته‌شده در پژوهش حاضر، نیروهای بین‌دانه‌یی کاملاً از بین رفته و میزان کاهش حجم حفره‌های خاک هنوز به اندازه‌یی نرسیده است که افزایش تمایل جذب آب نمونه را تحت تأثیر قرار دهد؛ بنابراین، با افزایش تنش برشی اولیه، میزان جذب آب نمونه‌ها افزایش پیدا کرده است.

نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌های برش بیانگر آن است که برای نمونه‌های تحت شرایط تنش مشابه در مرحله‌ی ترشدگی، با افزایش مکش ساختاری مقدار تنش تفاضلی قابل تحمل در مرحله‌ی برش افزایش یافته است، که علت آن افزایش قدرت پیوندهای بین ذرات و در نتیجه افزایش استحکام ساختار خاک در مکش ساختاری بالاتر است. همچنین تحت شرایط مکش ساختاری یکسان، با افزایش تنش برشی اولیه در مرحله‌ی ترشدگی، مقدار تنش تفاضلی قابل تحمل توسط نمونه در مرحله‌ی برش کاهش یافته است، که این رفتار به دلیل از دست رفتن بخشی از مقاومت برشی خاک در اثر اعمال تنش برشی اولیه در مرحله‌ی ترشدگی است.

در آزمایش‌های مرحله‌ی ترشدگی تحت نسبت‌های تنش برشی صفر (شرایط تنش همسان) و یا ۱، رفتار برشی نمونه‌ها به صورت سخت‌شونده و مشابه رفتار خاک‌های رسی عادی تحکیم‌یافته و یا ماسه‌یی شل بوده است. همچنین، در آزمایش‌ها تحت نسبت تنش برشی ۲، رفتار برشی نمونه‌ها، مابین حالت‌های سخت‌شونده و نرم‌شونده و مشابه خاک‌های رسی پیش تحکیم‌یافته و یا ماسه‌یی متراکم بوده است. علت تفاوت رفتار برشی نمونه‌های تحت نسبت تنش برشی ۲ در مقایسه با سایر نمونه‌ها، میزان تنش خالص همه‌جانبه‌ی کم اعمال‌شده به آنها در مرحله‌ی ترشدگی است، که در کنار مکش ساختاری نسبتاً بالا باعث بروز این رفتار شده است.

تمامی نمونه‌ها در طول مرحله‌ی برش، جذب آب داشته‌اند؛ زیرا علی‌رغم اعمال مکش ساختاری ثابت در حین برش، در حالتی که نمونه رفتار تراکمی از خود نشان داده است، وقوع فروریزش در ساختار خاک از یک سو و تورم ذرات رس در اثر جذب آب از سوی دیگر، باعث کاهش حجم حفره‌ها و در نتیجه افزایش مکش ساختاری داخلی خاک شده و این تفاوت ایجادشده بین مکش ساختاری اعمالی و مکش ساختاری داخلی نمونه به همراه تمایل بالای جذب آب بخش رسی موجب تمایل نمونه به جذب آب شده است. در حالتی که نمونه رفتار اتساعی از خود نشان داده است، انبساط نمونه کاهش فشار آب حفره‌یی را در پی داشته است، که موجب افزایش مکش ساختاری داخلی نمونه نسبت به مکش اعمالی شده است. لذا، در کنار تمایل بالای جذب آب بخش رسی، منجر به جذب آب توسط نمونه نیز شده است.

نتایج آزمایش‌ها در مرحله‌ی برش با رویکرد متغیرهای مستقل تنش بررسی شده‌اند. بر این اساس، پوش‌های گسیختگی متناظر با مکش‌های ساختاری ۳۰۰ و



شکل ۸. خط حالت بحرانی در فضای تنش مؤثر (صفحه‌ی $q - p'$).

که در آن، S_r درجه‌ی اشباع، $S_{r,0}$ درجه‌ی اشباع متناظر مکش ساختاری صفر و $S_{r,res}$ درجه‌ی اشباع متناظر حالت باقیمانده^{۲۲} است. با توجه به شکل (۱ - ب)، مقادیر $S_{r,0}$ و $S_{r,res}$ در مسیر ترشدگی برای نمونه‌های بازسازی‌شده‌ی خاک لس گرگان با رطوبت اولیه‌ی ۱۱٪ به ترتیب برابر با ۰/۹۸۶ و ۰/۱۲۲ است. در نوشتار حاضر، رابطه‌ی تنش مؤثر مطابق با رابطه‌ی پیشنهادی لو^{۲۳} و همکاران (۲۰۱۰)،^[۲۱] به صورت رابطه‌ی ۱۲ در نظر گرفته شده است:

$$p' = p_n + S_e \cdot \psi \quad (12)$$

با جایگزینی رابطه‌ی ۱۲ به جای رابطه‌ی تنش مؤثر کلاسیک ترزاقی، بسیاری از تئوری‌های مکانیک خاک کلاسیک قابل گسترش به حالت غیراشباع هستند. طبق رابطه‌ی در نظر گرفته‌شده برای تنش مؤثر و براساس تئوری حالت بحرانی، در شکل ۸، نقاط متناظر با حالت بحرانی در فضای تنش مؤثر (صفحه‌ی $q - p'$) ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، خط حالت بحرانی (CSL)^{۲۴} با دقت مناسبی بر داده‌ها برازش یافته ($R^2 = 0.96$) و شیب آن برابر با ۱/۱۹ است. با توجه به شیب خط حالت بحرانی، مقدار زاویه‌ی اصطکاک متناظر حالت بحرانی (ϕ'_{cr}) برابر با ۲۹/۸ درجه است.

۷. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، به ارزیابی اثر وجود تنش برشی اولیه (شرایط تنش ناهمسان) در رفتار هیدرومکانیکی نمونه‌های بازسازی‌شده‌ی خاک لس گرگان در مکش‌های ساختاری متوسط پرداخته شده است. بدین منظور مجموعه‌یی از آزمایش‌های سه‌محوری غیراشباع با کنترل مکش و کنترل تنش در مسیر بارگذاری «تنش خالص میانگین ثابت - مکش ساختاری کاهشی» تحت نسبت‌های تنش برشی صفر، ۱ و ۲ انجام شده است. در انتهای هر کدام از آزمایش‌ها، نمونه‌ها در شرایط مکش ساختاری ثابت تحت برش سه‌محوری با کنترل کرنش قرار گرفته‌اند.

نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌های ترشدگی در محدوده‌ی مکش‌های متوسط نشان می‌دهند که در کلیه‌ی آزمایش‌ها به دلیل کاهش مکش ساختاری ناشی از فرآیند ترشدگی، نمونه شروع به جذب آب کرده و حجم آب حفره‌یی افزایش یافته است. از طرف دیگر، تحت شرایط مکش ساختاری و تنش خالص میانگین ثابت، با افزایش تنش برشی اولیه، میزان کاهش حجم نمونه‌ها افزایش یافته است و در منحنی‌های تغییر حجم پرش‌هایی مشاهده می‌شود که بیانگر فروریزش‌های ایجادشده در ساختار خاک لس است.

۴۰۰ کیلو پاسکال با رسم دایر موهر بر حسب تنش‌های اصلی خالص (σ_{n1}, σ_{n2}) در صفحه‌ی $\tau - \sigma_n$ ترسیم شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، پوش‌های گسیختگی به صورت خطوط موازی هستند، که نشان‌دهنده‌ی عدم تأثیر مکش ساختاری در زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک در محدوده‌ی مکش‌های متوسط است. همچنین نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که چسبندگی ظاهری خاک با

افزایش مکش ساختاری افزایش یافته است.

نتایج مرحله‌ی برش براساس مفهوم حالت بحرانی و با رویکرد تنش مؤثر نیز بررسی شده است. بر این اساس، خط حالت بحرانی در صفحه‌ی $q - p'$ با دقت خوبی به نقاط متناظر حالت بحرانی برازش داده شده و شیب آن برابر با ۱/۱۹ بوده است.

پانویس‌ها

1. Terzaghi
2. Casagrande & Carillo
3. Inherent Anisotropy
4. Induced Anisotropy
5. Cui & Delage
6. Della Vecchia & Romero
7. Sivakumar
8. Zhan
9. Zhou
10. Buenfil
11. Aeolian
12. Van Genuchten
13. Under-Compaction
14. Ladd
15. Scanning Electron Microscope
16. Axis Translation
17. High Air Entry
18. Fredlund & Morgenstern
19. Apparent Cohesion
20. Bishop
21. Jennings & Burland
22. Residual State
23. Lu
24. Critical State Line

منابع (References)

1. Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G., 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Third Ed, John Wiley & sons.
2. Jefferson, I. and Rogers, C.D., 2012. Collapsible soils. *Proceedings of ICE Manual of Geotechnical Engineering*. ICE Publishing, London, pp. 391-411. <https://doi.org/pdf/10.1680/moge.57074.0391>.
3. Li, P., Vanapalli, S. and Li, T., 2016. Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(2), pp. 256-274. <http://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.12.002>.
4. Pereira, J.H. and Fredlund, D.G., 2000. Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(10), pp. 907-916. [http://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2000\)126:10\(907\)](http://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:10(907)).
5. Sun, D.A., Matsuoka, H. and Xu, Y.F., 2004. Collapse behavior of compacted clays in suction-controlled triaxial tests. *Geotechnical Testing Journal*, 27(4), pp. 362-370. <http://doi.org/10.1520/gtj11418>.
6. Jotisankasa, A., 2005. *Collapse Behaviour of a Compacted Silty Clay*. Doctoral Dissertation, University of London.
7. Haeri, S.M., Akbari Garakani, A., Khosravi, A. and Meehan, C.L., 2014. Assessing the hydro-mechanical behavior of collapsible soils using a modified triaxial test device. *Geotechnical Testing Journal*, 37(2), pp. 190-204. <http://doi.org/10.1520/gtj20130034>.
8. Garakani, A.A., Haeri, S.M., Khosravi, A. and Habibagahi, G., 2015. Hydro-mechanical behavior of undisturbed collapsible loessial soils under different stress state conditions. *Engineering Geology*, 195, pp. 28-41. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.05.026>.
9. Haeri, S.M., Khosravi, A., Garakani, A.A. and Ghazizadeh, S., 2017. Effect of soil structure and disturbance on hydromechanical behavior of collapsible loessial soils. *International Journal of Geomechanics*, 17(1), p.04016021. [http://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000656](http://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000656).
10. Almahbobi, S., Tripathy, S. and Cleall, P.J., 2018. Effects of confining stress and suction on volume change and shear strength behaviour of a collapsible soil. In *The 7th International Conference on Unsaturated Soils*, p. 6. <https://www.issmge.org/publications/online-library>.
11. Haeri, S.M., Akbari Garakani, A., Roohparvar, H.R., Desai, C.S., Seyed Ghafouri, S.M.H. and Salemi Kouchesfahani, K., 2019. Testing and constitutive modeling of lime-stabilized collapsible loess. I: Experimental investigations. *International Journal of Geomechanics*, 19(4), p. 04019006. [http://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.000136](http://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.000136).
12. Akbari Garakani, A., Haeri, S.M., Desai, C.S., Hosein Seyed Ghafouri, S.M., Sadollahzadeh, B. and Hashemi Senejani, H., 2019. Testing and constitutive modeling of lime-stabilized collapsible loess. II: Modeling and validations. *International Journal of Geomechanics*, 19(4), p.04019007. [http://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001386](http://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001386).
13. Sadeghi, H., Kiani, M., Sadeghi, M. and Jafarzadeh, F., 2019. Geotechnical characterization and collapsibility of a natural dispersive loess. *Engineering Geology*, 250, pp. 89-100. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.01.015>.
14. Zhang, D., Wang, J., Chen, C. and Wang, S., 2020. The compression and collapse behaviour of intact loess in suction-monitored triaxial apparatus. *Acta Geotechnica*, 15(2), pp. 529-548. <http://doi.org/10.1007/s11440-019-00829-3>.
15. Casagrande, A., 1944. Shear failure of anisotropic materials. *Proc. Boston Soc. Civ. Engrs*, 31, pp.74-87. <http://doi.org/10.1061/taceat.0005693>.

16. Cui, Y.J. and Delage, P., 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46(2), pp. 291-311. <http://doi.org/10.1680/geot.1996.46.2.291>.
17. Vecchia, G.D. and Romero, E., 2013. A fully coupled elastic-plastic hydromechanical model for compacted soils accounting for clay activity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(5), pp.503-535. <http://doi.org/10.1002/nag.1116>.
18. Sivakumar, V., Sivakumar, R., Murray, E.J., Mackinnon, P. and Boyd, J., 2010. Mechanical behaviour of unsaturated kaolin (with isotropic and anisotropic stress history). Part 1: wetting and compression behaviour. *Géotechnique*, 60(8), pp. 581-594. <http://doi.org/10.1680/geot.8.p.007>.
19. Zhan, T.L.T., Chen, R. and Ng, C.W.W., 2014. Wetting-induced softening behavior of an unsaturated expansive clay. *Landslides*, 11(6), pp.1051-1061. <http://doi.org/10.1007/s10346-013-0449-6>.
20. Zhou, Y.F., Tham, L.G., Yan, W.M., Dai, F.C. and Xu, L., 2014. Laboratory study on soil behavior in loess slope subjected to infiltration. *Engineering Geology*, 183, pp. 31-38. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.09.010>.
21. Buenfil, C., Romero Morales, E.E., Lloret Moranco, A. and Gens Sol, A., 2016. Anisotropic behaviour of compacted clayey silt subjected to hydromechanical paths. In *3rd European Conference on Unsaturated Soils: E-UNSAT 2016*, Paris, France, pp. 1-6, E3S Web of Conferences. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/20160914021>.
22. Al-Sharrad, M.A., Gallipoli, D. and Wheeler, S.J., 2017. Experimental investigation of evolving anisotropy in unsaturated soils. *Gotechnique*, 67(12), pp. 1033-1049. <http://doi.org/10.1680/jgeot.15.p.279>.
23. Liang, C., Cao, C. and Wu, S., 2018. Hydraulic-mechanical properties of loess and its behavior when subjected to infiltration-induced wetting. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 77(1), pp. 385-397. <http://doi.org/10.1007/s10064-016-0943-x>.
24. Wang, J., Zhang, D., Wang, N. and Gu, T., 2019. Mechanisms of wetting-induced loess slope failures. *Landslides*, 16(5), pp. 937-953. <http://doi.org/10.1007/s10346-019-01144-4>.
25. Frechen, M., Kehl, M., Rolf, C., Sarvati, R. and Skowronek, A., 2009. Loess chronology of the Caspian lowland in northern Iran. *Quaternary International*, 198(1-2), pp. 220-233. <http://doi.org/10.1016/j.quaint.2008.12.012>.
26. Haeri, S.M., Zamani, A. and Garakani, A.A., 2012. Collapse potential and permeability of undisturbed and remolded loessial soil samples. In *Unsaturated Soils: Research and Applications*, 1, pp. 301-308. Springer Berlin Heidelberg. <http://doi.org/10.1007/978-3-642-31116-1.41>.
27. Haeri, S.M., 2016. Hydro-mechanical behavior of collapsible soils in unsaturated soil mechanics context. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 2(1), pp.25-40. <http://doi.org/10.3208/jgssp.KL-3>.
28. Sadollahzadeh, B. 2017. *Assessment of the Initial Shear Stress Effect on Unsaturated Behavior of Collapsible Soil, a Case Study of the Gorgan Loess*. M.Sc. Thesis, Sharif University of Technology. [In Persian].
29. Borujerdi, S.S. 2015. *Development of Unsaturated Triaxial Device in Order to Conduct Stress-Controlled Tests and Study of the Hydromechanical Behavior of Collapsible Soils Under Anisotropic Consolidation, a Case Study of the Gorgan Loess*. M.Sc. Thesis, Sharif University of Technology. [In Persian].
30. Van Genuchten, M.T., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), pp. 892-898. <http://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>.
31. Ladd, R.S., 1978. Preparing test specimens using under-compaction. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 1(1), pp. 16-23. <http://doi.org/10.1520/gtj10364j>.
32. Hilf, J.W., 1956. *An Investigation of Pore-water Pressure in Compacted Cohesive Soils*. Doctoral Dissertation, University of Colorado at Boulder.
33. Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), pp. 313-321. <http://doi.org/10.1139/t78-029>.
34. Lu, N. and Likos, W.J., 2006. Suction stress characteristic curve for unsaturated soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(2), pp. 131-142. [http://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2006\)132:2\(131\)](http://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:2(131)).
35. Jennings, J.E.B. and Burland, J.B., 1962. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12(2), pp.125-144. <http://doi.org/10.1680/geot.1962.12.2.125>.
36. Ghasemzadeh, H. and Amiri, S.G., 2013. A hydro-mechanical elastoplastic model for unsaturated soils under isotropic loading conditions. *Computers and Geotechnics*, 51, pp. 91-100. <http://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.02.006>.
37. Ghasemzadeh, H., Sojoudi, M.H., Amiri, S.G. and Karami, M.H., 2017. Elastoplastic model for hydro-mechanical behavior of unsaturated soils. *Soils and Foundations*, 57(3), pp. 371-383.
38. Bishop, A.W. (1959). The Principle of Effective Stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39), pp. 859-863.
39. Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R. and Vaunat, J., 2003. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, 53(1), pp. 123-135. <http://doi.org/10.1680/geot.2003.53.1.123>.
40. Wheeler, S.J., Sharma, R.S. and Buisson, M.S.R., 2003. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1), pp. 41-54. <http://doi.org/10.1680/geot.2003.53.1.41>.
41. Akbari Garakani, A., Pirjalili, A. and Desai, C.S., 2021. An effective stress-based DSC model for predicting the coefficient of lateral soil pressure in unsaturated soils. *Acta Geotechnica*, 16(12), pp. 3813-3830. <http://doi.org/10.1007/s11440-021-01376-6>.
42. Lu, N., Godt, J.W. and Wu, D.T., 2010. A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil. *Water Resources Research*, 46(5). <http://doi.org/10.1029/2009wr008646>.

حفاظت از لوله‌ی مدفون با استفاده از کیسه‌ی خاک

امیرفرهنگ احمدیان (دانشجوی دکتری)

سیدناصر مقدس نقرشی* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصرالدین طوسی

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره ۴۰، شماره ۲، صص. ۱۱۳-۱۲۶، (پژوهشی)

امروزه استفاده از ژئوسنتتیک‌ها جهت تسلیح توده‌ی خاک روی لوله‌ها، تحت بارهای استاتیکی و تکراری در حال توسعه است. در این میان، کیسه‌های خاک به دلیل عملکرد محدودکنندگی توده‌ی خاک در داخل خود، علاوه بر مناسب بودن به عنوان حائل در هنگام وقوع سیل، در تقویت بستر راه، پایداری شیروانی‌ها و دیوارهای حائل کاربرد دارند. در نوشتار حاضر، بررسی رفتار لوله‌ی مدفون در ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با کیسه‌ی خاک مدنظر است. از این رو تعدادی آزمایش بر روی ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با یک کیسه‌ی خاک، دو لایه کیسه‌ی خاک با چپش ستونی (با و بدون فاصله) و دو لایه کیسه‌ی خاک با چپش پلکانی حاوی لوله با قطر ۱۶۰ میلی‌متر تحت بار استاتیکی انجام شده است. نتایج آزمایش‌ها مبین تأثیر لایه‌ی کیسه‌ی خاک در کاهش نشست بستر خاک با محصور ساختن خاک داخل و جلوگیری از حرکت جانبی توده‌ی خاک بالای لوله است. همچنین کیسه‌ی خاک با توزیع تنش در سطح گسترده‌تر و کاهش چشمگیر آن در عمق، سبب کاهش تنش انتقالی به تاج لوله و در نتیجه کاهش تغییرشکل لوله شده است.

واژگان کلیدی: لوله‌ی مدفون، کیسه‌های خاک، تسلیح، نشست.

۱. مقدمه

شود. [۶-۱] در این میان، استفاده از لایه‌ی ژئوسل علاوه بر عملکرد غشائی، به دلیل ایجاد محصورکنندگی باعث بازتوزیع بهتر تنش در ترانشه و در نتیجه کاهش تنش وارد بر لوله و تغییرشکل آن می‌شود. [۸،۷]

هچ و سیتارام^۲ [۹] (۲۰۱۵) با انجام بارگذاری استاتیکی روی لوله‌ی مدفون در بسترهای غیرمسلح و مسلح با ژئوگرید، ژئوسل، و ترکیب آنها به این نتیجه رسیدند که استفاده از ژئوسل و ترکیب آن با لایه‌ی ژئوگرید علاوه بر جلوگیری از گسیختگی سیستم، سبب افزایش باربری سیستم به علت اثر توأم محصورشدگی خاک در سلول‌های ژئوسل و عملکرد غشایی لایه‌ی ژئوگرید و در نتیجه پخش بار در سطح بیشتر (کاهش تنش) و جلوگیری از حرکت رو به پایین لایه‌های بستر می‌شود. این امر می‌تواند سبب کاهش انتقال فشار وارد بر لوله‌ی مدفون و در نتیجه تغییرشکل آن شود.

کیسه‌های پلیمری خاک (کیسه‌های خاک)^۳ با توجه به عملکرد سه‌بعدی و قابلیت محصورکنندگی توده‌ی خاک درون خود در پروژه‌های مختلف ژئوتکنیکی نظیر دیوار حائل جهت پایداری شیروانی‌ها، [۱۰-۱۲] بستر راه و راه‌آهن، [۱۳] یا در سازه‌های خاکی تحت بارهای زلزله یا بارهای سیکلی نظیر بار ترافیک، [۱۴-۱۷] مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته‌اند. از ویژگی‌های خاص سیستم اخیر قابلیت همسانی با بافت

خطوط لوله‌های انتقال نفت، گاز، آب و ... به علت کاربرد در سطحی بسیار وسیع و اهمیت بالای آنها در زندگی انسان‌ها، شریان‌های حیاتی نامیده می‌شوند؛ که معمولاً به دلایل اقتصادی، زیبایی، ایمنی و شرایط زیست‌محیطی در عمق زمین دفن می‌شوند. آسیب‌پذیری لوله‌های مدفون در برابر بارهای زلزله، بارهای ناشی از عبور وسائط نقلیه، بارهای ناشی از خاک‌برداری در اطراف لوله‌ها (برخورد جام بیل مکانیکی و لودر) و همچنین در برابر آثار مواد شیمیایی موجود در خاک مبین ضرورت بررسی راهکارهایی جهت حفظ ایمنی و عملکرد آنهاست. لذا به منظور حفاظت و کاهش خسارت‌های وارد بر لوله‌ها، پژوهش‌های بسیاری در خصوص امکان کاهش میزان تنش انتقالی از سطح خاک بر روی لوله، کاهش نشست سطح خاک و تغییرشکل لوله و شناخت بهتر از اندرکنش خاک با لوله، نحوه‌ی تغییرشکل لوله و مدهای گسیختگی آن انجام شده است.

امروزه استفاده از ژئوسنتتیک‌ها جهت تسلیح توده‌ی خاک روی لوله‌ها در حال توسعه است. بهره‌گیری مناسب از قوس‌زدگی^۱ ترانشه روی لوله و عملکرد غشایی لایه یا لایه‌های ژئوتکتایل و ژئوگرید می‌تواند باعث کاهش فشار روی تاج لوله

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۵/۱۴، اصلاحیه ۱۴۰۲/۹/۱۰، پذیرش ۱۴۰۲/۹/۱۱.

استناد به این مقاله:

احمدیان، امیرفرهنگ و مقدس نقرشی، سیدناصر، ۱۴۰۳. حفاظت از لوله‌ی مدفون با استفاده از کیسه‌ی خاک. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۱۱۳-۱۲۶.

DOI:10.24200/J30.2023.62766.3241

موجود و مقاومت در برابر تنش‌های ناشی از زلزله و برقراری توازن و تعادل در انواع خاک بدون به‌کارگیری مواد و مصالح سخت، خاص و پرهزینه: نظیر فولاد، بتن، و آسفالت است. علی‌رغم عدم استفاده از کیسه‌های خاک در گذشته در ساخت سازه‌های دائم به دلیل فسادپذیری مصالح کیسه، با توسعه‌ی محصولات پلیمری و فسادناپذیری آنها، امروزه استفاده از آنها در پروژه‌های مختلف اعم از موقت یا دائم به سهولت میسر شده است.

ماتسوکا و لیو^[۱۸] (۲۰۰۳)، در مطالعات خود روی کاربرد کیسه‌های خاک به عنوان مسلح‌کننده، فواید استفاده از سیستم کیسه‌ی خاک را به این شرح بیان کرده‌اند:

- افزایش ۵ الی ۱۰ برابری ظرفیت باربری زمین‌های نرم؛
- سهولت در ساخت بدون نیاز به ماشین‌آلات خاص؛
- دوست‌دار محیط‌زیست؛

• امکان استفاده از ضایعات مصالحی، نظیر: بتن، آسفالت، خرده چوب، خرده لاستیک و ... به عنوان مصالح پرکننده‌ی کیسه؛

• مقاومت فشاری تا ۳ مگاپاسکال (حدود ۰/۸ مقاومت فشاری بتن معمولی) بسته به جنس کیسه؛

• کاهش ارتعاش ناشی از ترافیک یا ماشین به دلیل جذب ارتعاش توسط کیسه‌های خاک؛

• جلوگیری از انقباض ناشی از یخ‌زدگی در صورت استفاده از مصالح دانه‌ی درشت.

ژانگ^۵ و همکاران (۲۰۲۳)،^[۱۹] و ونگ^۶ و همکاران (۲۰۱۹)^[۲۰] با بررسی تأثیر کیسه‌های خاک در ظرفیت باربری پی مستقر روی خاک نرم به این نتیجه رسیدند که ظرفیت باربری بستر مسلح با کیسه‌های خاک در مقایسه با بستر غیرمسلح، افزایش مناسبی دارد؛ به‌طوری‌که کیسه‌های خاک سبب افزایش مدول کشسانی بستر و کاهش انتقال فشار در عمق می‌شوند.

لیو^۷ و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۱] با انجام تعدادی آزمایش بارگذاری قائم تکراری به بررسی امکان استفاده از کیسه‌های خاک جهت تسلیح بستر روسازی در مقابل بارهای ناشی از ترافیک پرداختند و عملکرد مناسب کیسه‌های خاک در کاهش نشست و افزایش مدول کشسانی بستر راه تحت بارهای تکراری و همچنین افزایش میزان میرایی شتاب در عمق بستر مسلح با کیسه‌ی خاک نسبت به بستر غیرمسلح را گزارش کردند. کاستیگلیا^۸ و همکاران (۲۰۲۱)،^[۲۲] عملکرد مناسب کیسه‌های خاک جهت جلوگیری از بالا آمدن لوله حین وقوع زلزله را بدون در نظر گرفتن تأثیر آن در تغییر شکل لوله گزارش کردند.

اگرچه پژوهشگران پیشین تأثیر کیسه‌های خاک در بهبود باربری سازه‌های خاکی، نظیر: بستر راه، راه‌آهن و پی‌ها^[۱۷-۱۳] عملکرد کیسه‌های شن جهت جلوگیری از بالا آمدن لوله حین وقوع زلزله را بدون در نظر گرفتن تأثیر آن در تغییر شکل لوله،^[۲۲] یا تأثیر تسلیح ترانشه حاوی لوله‌ی مدفون با ژئوسنتتیک‌ها (ژئوتکستایل، ژئوگرید و ژئوسل) را در بهبود عملکرد لوله‌های مدفون،^[۹-۱] بررسی کرده‌اند؛ اما تاکنون اثر تسلیح با کیسه‌ی خاک در رفتار ترانشه‌ی مسلح حاوی لوله‌ی مدفون به‌منظور کنترل تغییر شکل لوله و نشست سطح بستر بررسی نشده است. از این رو در پژوهش حاضر، با توجه به اهمیت ایمنی لوله‌های مدفون، سهولت اجرای کیسه‌ی خاک و عملکرد مناسب آن در بهبود رفتار بستر،^[۲۲-۱۳] بررسی آزمایشگاهی عملکرد کیسه‌ی خاک به عنوان یک مسلح‌کننده‌ی سه‌بعدی زیر سطح بارگذاری (در بالای لوله) بر بهبود رفتار بستر

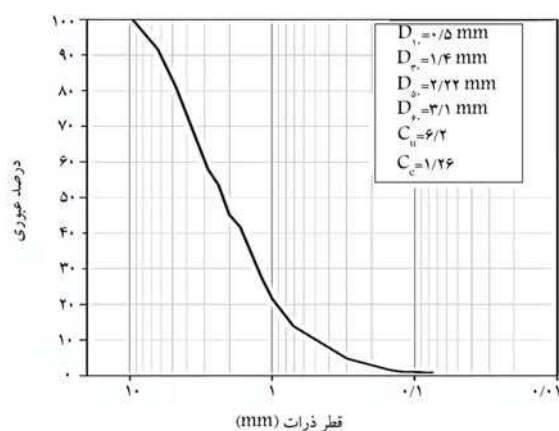
و لوله‌ی مدفون از حیث کنترل تغییر شکل لوله و نشست سطح بستر توسط یک مدل فیزیکی مدنظر بوده است. در آزمایش‌های مذکور، اثر این عوامل بررسی شده است:

- استفاده از لایه‌ی کیسه‌ی خاک؛
 - عمق مدفون لوله در ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با کیسه؛
 - عمق مدفون قرارگیری کیسه‌ی خاک؛
 - چینش کیسه‌های خاک (چینش ستونی با و بدون فاصله و چینش پلکانی).
- با توجه به سهولت ساخت کیسه‌ی خاک و اجرای آن در ترانشه‌ی حاوی لوله‌ی مدفون، این روش تسلیح می‌تواند ضمن ارائه‌ی روشی مناسب در اجرا، امکان ایمنی لوله‌های مدفون را فراهم کند.

۲. مصالح مصرفی

۱.۲. خاک

خاک استفاده شده در داخل ترانشه (در اطراف و بالای لوله) و داخل کیسه‌های خاک مطابق سیستم طبقه‌بندی یکنواخت^۹ ASTM D۱۱ – ۲۴۸۷^[۲۳] از نوع ماسه‌ی خوب دانه‌بندی شده (SW)^{۱۰} و دارای توزیع اندازه‌ی ذرات مطابق شکل ۱ است. بیشینه‌ی اندازه‌ی دانه‌های خاک استفاده شده، ۹/۵ میلی‌متر و متوسط اندازه‌ی ذرات آنها ۲/۲۲ میلی‌متر بوده است. این تذکر لازم است که اندازه‌ی دانه‌های خاک مصرفی، معیار موردنظر در استاندارد ۱۴ – ASTM D۲۳۲۱^[۲۴] مبنی بر محدود ساختن اندازه‌ی بزرگ‌ترین دانه‌ی خاک بر روی لوله به قطر ۳۸ میلی‌متر را ارضاء می‌کند. براساس آزمایش تراکم اصلاح شده براساس استاندارد ۱۲ – ASTM D۱۵۵۷^[۲۵]، بیشینه‌ی وزن مخصوص خشک و درصد رطوبت بهینه‌ی خاک مصرفی به ترتیب ۱۹/۶۴ کیلونیوتن بر مترمکعب و ۹/۵٪ بوده است. توده‌ی ویژه‌ی خاک در آزمایشگاه براساس استاندارد ۱۴ – ASTM D۸۵۴^[۲۶] برابر ۲/۶۵ و زاویه‌ی اصطکاک داخلی و چسبندگی آن با استفاده از آزمایش فشاری سه‌محوری بر روی نمونه‌هایی با وزن مخصوص مرطوب ۱۸/۵ کیلونیوتن بر مترمکعب و رطوبت ۵٪ به ترتیب برابر ۳۵ درجه و ۱۱ کیلوپاسکال به‌دست آمدند. لازم به ذکر است که در تمامی آزمایش‌ها، ترانشه‌ی موردنظر با مقادیر وزن مخصوص و درصد رطوبت مذکور (تراکم ۹۰٪) آماده شدند.



شکل ۱. توزیع اندازه‌ی ذرات خاک ترانشه و داخل کیسه‌ی خاک.

جدول ۱. خصوصیات ژئوتکتایل استفاده شده در تولید کیسه‌ی خاک.

پارامتر	مقدار	واحد
مقاومت کششی در جهت ماشین، (MD)	۱۳	kN/m
مقاومت کششی در جهت مقابل ماشین، (CD)	۱۰	kN/m
وزن واحد سطح	۱۳۸	g/m^2
ضخامت	۰٫۸	mm

و تغییر در قطر قائم لوله توسط حسگر اندازه‌گیری نشست (حسگر با ظرفیت ۲۵ میلی‌متر و دقت ۰٫۱٪، بیشینه‌ی ظرفیت خود)، میزان بار قائم وارد بر صفحه‌ی بارگذاری به وسیله‌ی یک سلول اندازه‌گیری بار (سلول بار با ظرفیت ۱۰ کیلونیوتن و دقت ۰٫۱٪، بیشینه‌ی ظرفیت خود) و فشار قائم وارد بر تاج لوله با استفاده از فشارسنج (فشارسنج با ظرفیت ۱ مگاپاسکال و دقت اندازه‌گیری تا ۱/۱۰۰ کیلوپاسکال) مستقیماً اندازه‌گیری شدند.

با در نظر گرفتن قطر لوله (D) برحسب میلی‌متر، کمینه‌ی عرض ترانشه (W) برحسب میلی‌متر توسط استاندارد ASTM D۲۳۲۱-۱۴^[۲۲] و آیین‌نامه‌ی ۵۹۵۵-BS ۱۹۸۰ به ترتیب $D + ۳۰ + ۱/۲۵D$ و $D + ۳۰۰$ پیشنهاد شده است. همچنین دستورالعمل (AASHTO ۲۰۱۰)^[۲۳]، کمینه‌ی عرض ترانشه را بر حسب میلی‌متر، بیشینه‌ی حاصل از دو مقدار $D + ۳۰۵ + ۱/۵D$ و $D + ۴۰۶$ توصیه کرده است.

لذا با توجه به طول و قطر لوله به ترتیب ۶۸۰ و ۱۶۰ میلی‌متر و به منظور ارضاء کمینه‌ی عرض موردنظر آیین‌نامه‌های مذکور، ترانشه‌ی آزمایش به طول و عرض ۷۰۰ میلی‌متر و ارتفاع متغیر با توجه به عمق مدفون لوله انتخاب شد. با توجه به توصیه‌ی مقدس نفرشی و توکلی مهرجردی (۲۰۰۸)^[۲۱]، مبنی بر عمق مدفون ۲D به عنوان عمق مدفون بهینه‌ی قرارگیری لوله در ترانشه‌ی مسلح با ژئوگرید، در پژوهش حاضر، بیشینه‌ی عمق مدفون لوله در آزمایش‌ها برابر ۲D لحاظ شده است. ترانشه‌ی آزمایش در یک جعبه با اسکلت فولادی با چهاروجه جانبی سبک (جهت سهولت در جابجایی جعبه) از صفحات MDF متحرک با ضخامت ۲۰ میلی‌متر همراه با مهارهای مناسب جهت جلوگیری از هرگونه حرکت جانبی آماده شد. این تذکر لازم است که در صورت استفاده از لوله با قطر بزرگ‌تر، مثلاً ۳۰۰ میلی‌متر، باید با توجه به ملازومات استاندارد ASTM D۲۳۲۱-۱۴^[۲۲] و آیین‌نامه‌ی ۱۹۸۰-BS ۵۹۵۵^[۲۴]، کمینه‌ی عرض ترانشه تعیین شود.

۲.۳. آماده‌سازی و روش انجام آزمایش‌ها

خاک ترانشه در کلیه‌ی آزمایش‌ها دارای چگالی مرطوب ۱۸/۵ کیلونیوتن بر مترمکعب و رطوبت حدود ۵٪ بوده است. جهت آماده‌سازی ترانشه، بعد از قراردادن حسگر سنجش تغییر مکان در داخل لوله (مطابق شکل ۲)، قرار دادن لوله در کف ترانشه، نصب فشارسنج روی لوله و ثابت کردن آن (مطابق شکل ۳)، لایه‌های خاک با احتیاط در اطراف و بالای لوله به‌طور یکنواخت متراکم شدند. با در نظر گرفتن ضخامت لایه‌های خاک معادل ۴ سانتی‌متر و با توجه به میزان چگالی موردنظر،

۲.۲. لوله

لوله‌های از جنس پلی وینیل کلرید (UPVC)^{۱۱} با قطر در محدوده‌ی ۱۵۰ تا ۳۰۰ میلی‌متر غالباً برای کاربردهای زهکشی و فاضلاب استفاده می‌شوند. از آنجا که مطابق با آیین‌نامه‌ی ۹۱۱۸-ISIRI^[۲۷] لوله با نسبت قطر لوله به ضخامت دیواره برابر ۵۰ جهت استفاده در پروژه‌های انتقال فاضلاب مناسب است؛ لذا در پژوهش حاضر، از لوله در مقیاس واقعی به قطر خارجی ۱۶۰ میلی‌متر، ضخامت ۳/۲ میلی‌متر و مقاومت ۴ اتمسفر استفاده شده است. توکلی مهرجردی و همکاران (۲۰۱۵)^[۲۸] در مطالعاتشان روی رفتار لوله‌های مدفون به این نتیجه رسیدند که محدوده‌ی تأثیر تنش در امتداد طول لوله برابر عرض بار به‌علاوه‌ی ۱/۵ برابر عمق مدفون لوله است. لذا با توجه به بیشینه‌ی عمق مدفون در پژوهش حاضر برابر ۲D و قطر صفحه‌ی بارگذاری برابر ۱۵۰ میلی‌متر، محدوده‌ی تأثیر تنش در امتداد طول لوله حدود ۶۳۰ میلی‌متر بوده است. لذا جهت عدم تأثیر شرایط انتهایی و طول لوله در فشارها و کرنش‌های جانبی و همچنین با توجه به ابعاد مدل فیزیکی موجود، از لوله به طول ۶۸۰ میلی‌متر استفاده شده است.

۳.۲. کیسه

جهت تولید کیسه‌ی خاک از ژئوتکتایل از جنس پلی‌پروپیلن^{۱۲} با مشخصات ارائه شده در جدول ۱ استفاده شده است. کیسه‌ها با استفاده از ماشین خیاطی دوخته شدند، به‌طوری‌که ابتدا سه وجه آنها با ماشین و پس از پر کردن کیسه‌ها از خاک، وجه چهارم آنها به‌صورت دستی با سوزن و نخ دوخته شدند. ابعاد کیسه‌های خاک در تمامی آزمایش‌ها در طول و عرض به ترتیب (۶۸۰ معادل طول لوله) و ۳۰۰ میلی‌متر و در ضخامت (ارتفاع) حدود ۸۰ میلی‌متر با وزن مخصوص 19 ± 1 کیلونیوتن بر مترمکعب، پس از تراکم خاک داخل کیسه بوده است.

۳. نحوه‌ی آزمایش

۱.۳. دستگاه آزمایش

دستگاه آزمایش، شامل سه قسمت اصلی سیستم بارگذاری، سیستم ثبت و قرائت اطلاعات و جعبه‌ی آزمایش (ترانشه) است. سیستم بارگذاری، شامل یک سیلندر هیدرولیک، مخزن روغن و بخش کنترل‌کننده با قابلیت اعمال بار تا حدود ۱۰ کیلونیوتن است. میزان دقیق بار وارد بر صفحه‌ی بارگذاری حین آزمایش، توسط سلول بار اندازه‌گیری می‌شود.

سیستم قرائت و ثبت اطلاعات با استفاده از یک واحد قرائت و ثبت داده‌ها، قابل کنترل به وسیله‌ی یک پردازشگر داخلی، جریان‌های خروجی از حسگرهای مختلف را دریافت می‌کند. میزان نشست سطح بستر توسط حسگر اندازه‌گیری نشست (حسگر با ظرفیت ۵۰ میلی‌متر و دقت ۰٫۱٪، بیشینه‌ی ظرفیت خود)



شکل ۲. تصویری از حسگر سنجش تغییر مکان و نصب آن داخل لوله.



شکل ۳. تصویری از لوله حین آماده‌سازی آزمایش.



شکل ۴. تصویری از کیسه‌ی خاک در ترائشه و خاک اطراف حین آماده‌سازی ترائشه.

و طراحی بستر انعطاف‌پذیر راه و فرودگاه پیشنهاد کرده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر، با توجه به محدودیت در سیستم بارگذاری جهت اعمال بار تکراری (سیکلی)، براساس توصیه‌ی استاندارد ۱۲ – ASTM D۱۱۹۶^[۳۴]، بار استاتیکی (غیرسیکلی - استاتیکی) بر صفحه‌ی بارگذاری اعمال شد. لذا با توجه به موارد ذکر شده، در تمامی آزمایش‌ها به منظور شبیه‌سازی و اعمال تنش ناشی از بار چرخ و سائط نقلیه‌ی نیمه‌سنگین، بار استاتیکی (غیرسیکلی) روی صفحه‌ی بارگذاری به قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۲۵ میلی‌متر با سرعت ۱/۷۵ کیلوگرم بر ثانیه تا رسیدن به میزان تنش ۴۰۰ کیلوپاسکال ادامه یافت. از آنجا که در مدل آزمایش، هدف رسیدن به حالت گسیختگی در توده‌ی خاک زیر صفحه‌ی بارگذاری و تعیین ظرفیت باربری نهایی آن مشابه یک پی نیست، لذا در غالب آزمایش‌ها، به‌منظور بررسی و ارزیابی تغییر شکل لوله و نشست سطح ترائشه، تنش وارد بر صفحه‌ی بارگذاری (به‌عنوان سطح تماس چرخ و سیله‌ی نقلیه‌ی نیمه‌سنگین با سطح ترائشه) به مقدار ۴۰۰ کیلوپاسکال (در بعضی آزمایش‌ها تا ۵۵۰ کیلوپاسکال) محدود شد. همچنین با توجه به محدوددهی ابعاد صفحه‌ی بارگذاری و قطر لوله‌ی بررسی شده (حدود ۱۵۰ تا ۳۰۰ میلی‌متر)، عرض کیسه‌ی خاک دو برابر صفحه‌ی بارگذاری (۳۰۰ میلی‌متر برای صفحه به قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ۶۰۰ میلی‌متر برای صفحه به قطر ۳۰۰ میلی‌متر) بوده است.

لازم به‌ذکر است که سیله و ماتو^{۱۴} (۲۰۰۵)،^[۳۵] در خصوص بررسی اثر میزان سطح تماس چرخ ماشین با بستر زیر خود، قطر صفحه‌ی بارگذاری با اندازه‌ی بزرگ‌تر از ۱۵ برابر اندازه‌ی متوسط دانه‌های خاک (D_{۵۰}) را جهت عدم تأثیر قابل توجه در نشست صفحه‌ی بارگذاری توصیه کرده‌اند، که با توجه به متوسط اندازه‌ی ذرات برابر ۲/۲۲ میلی‌متر، استفاده از صفحه‌ی بارگذاری به قطر ۱۵۰ میلی‌متر مناسب بوده است.

۴. برنامه‌ی آزمایش‌ها

برنامه‌ی آزمایش‌ها جهت بررسی عوامل مؤثر در ترائشه‌ی حاوی لوله با توجه به امکانات موجود تنظیم شد. به‌منظور بررسی عوامل مذکور، ۱۲ آزمایش مستقل مطابق جدول ۲ انجام شدند. آزمایش‌های سری اول روی لوله‌ی مدفون در ترائشه‌ی غیرمسلح واقع در سه عمق D، ۱/۵D و ۲D (شکل ۵ - الف)، آزمایش‌های سری دوم روی لوله‌ی مدفون در عمق ۲D در ترائشه‌ی مسلح با یک لایه‌کیسه‌ی خاک در عمق‌های ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر (شکل ۵ - ب)، آزمایش‌های سری سوم روی لوله‌ی مدفون واقع در سه عمق D، ۱/۵D و ۲D در ترائشه‌ی مسلح با یک لایه‌کیسه‌ی خاک در عمق ۲۵ میلی‌متر (شکل ۵ - ب)، آزمایش‌های سری چهارم روی لوله‌ی مدفون در عمق ۲D مسلح با دو لایه‌کیسه‌ی خاک با چینش ستونی با فاصله و بدون فاصله (شکل ۵ - ج) و آزمایش سری پنجم روی لوله در عمق مدفون ۲D مسلح با دو لایه‌کیسه‌ی خاک با چینش پلکانی (شکل ۵ - د) انجام شدند.

از جمله مسائل مهم در مطالعات آزمایشگاهی، کنترل تکرارپذیری نتایج به‌منظور اطمینان یافتن از عملکرد مناسب سیستم و دقت در اندازه‌گیری پارامترها (تنش وارد بر صفحه‌ی بارگذاری، فشار روی لوله، تغییر شکل صفحه‌ی بارگذاری و تاج لوله) است. بدین منظور ۸ آزمایش تکراری، جهت کنترل راستی آزمایش‌ها و تکرارپذیری آنها صورت گرفته است. نتایج آزمایش‌های تکراری شده در مقایسه با یکدیگر اختلافی کمتر از ۴٪ را نشان داده‌اند، که این مقدار در محدوده‌ی مطالعات ژئوتکنیکی مورد تأیید است.

عمل تراکم هر لایه به وسیله‌ی کوبش با یک چکش لاستیکی به‌صورت ضربیه‌ی و یکنواخت بر روی یک صفحه‌ی فلزی به ابعاد ۲۰ × ۲۰ سانتی‌متر در طول ترائشه انجام شد. در صورت وجود لایه‌ی تسلیج (کیسه خاک)، پس از رسیدن به تراز موردنظر و قرار دادن کیسه یا کیسه‌های خاک در آن تراز، کیسه‌ی خاک با استفاده از چکش لاستیکی جهت دستیابی به وزن مخصوص ۱۹/۱ ± ۰ کیلونیوتن بر مترمکعب متراکم شد (مطابق شکل ۴). سپس با توجه به عمق قرارگیری کیسه‌ی خاک، لایه‌های خاک روی آن تا رسیدن به سطح ترائشه متراکم شدند. پس از آماده شدن ترائشه و قرار دادن صفحه‌ی بارگذاری صلب بر مرکز بستر و نصب حسگرهای موردنظر (حسگر اندازه‌گیری تغییر شکل سطح و اندازه‌گیری بار)، سیستم آماده‌ی بارگذاری شده است.

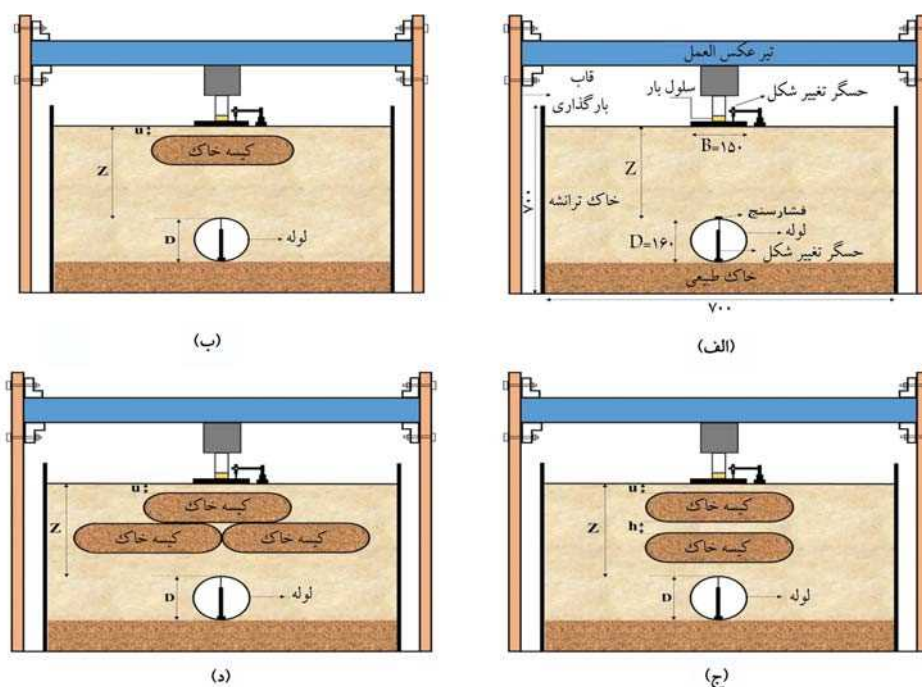
۳.۳. ابعاد صفحه‌ی بارگذاری و نوع بارگذاری روی آن

از آنجا که در پژوهش حاضر، بررسی رفتار لوله‌ی مدفون در بستر مسلح با کیسه‌ی خاک تحت بار معادل ترافیک چرخ و سائط نقلیه مد نظر بوده است، لذا ابعاد صفحه‌ی بارگذاری براساس سطح تماس چرخ و سائط نقلیه تعیین شده است. با توجه به مطالعات بریتو^{۱۳} و همکاران (۲۰۰۹)،^[۳۲] صفحه‌ی بارگذاری جهت شبیه‌سازی سطح تماس چرخ و سائط نقلیه‌ی نیمه‌سنگین تا سنگین به‌صورت دایره‌ی با قطر بین ۱۵۰ تا ۳۰۰ میلی‌متر و تنش ناشی از بار چرخ و سائط نقلیه‌ی نیمه‌سنگین و سنگین به ترتیب برابر ۴۰۰ و ۸۰۰ کیلوپاسکال توصیه شده است. استاندارد ۰۹ – ASTM D۱۱۹۵^[۳۳] انجام آزمایش بارگذاری صفحه تحت بار تکراری و استاندارد ۱۲ – ASTM D۱۱۹۶^[۳۴] انجام آزمایش بارگذاری صفحه تحت بار غیرتکراری استاتیکی را جهت ارزیابی رفتار

جدول ۲. برنامه و مشخصات آزمایش‌ها روی لوله‌ی مدفون در ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با کیسه‌ی خاک.

سری آزمایش	نوع آزمایش	نسبت عمق مدفون لوله (Z) به قطر آن (D)	پوشش خاک روی کیسه‌ی خاک (mm) u	تعداد لایه‌ی کیسه‌ی خاک (N)	فاصله‌ی دو لایه کیسه‌ی خاک (mm) h	تعداد آزمایش
۱	غیرمسلح (خاک تنها)	۱، ۱٫۵ و ۲	-----	-----	-----	۳ + ۲*
۲	مسلح با کیسه خاک	۲	۲۵، ۸۰ و ۱۶۰	۱	-----	۴ + ۲*
۳	مسلح با کیسه خاک	۱، ۱٫۵ و ۲	۲۵	۱	-----	۲ + ۲*
۴	مسلح با دو لایه کیسه خاک ستونی	۲	۲۵	۲	۵۵ و ۰	۲ + ۱*
۵	مسلح با دو لایه کیسه خاک پلکانی	۲	۲۵	۲	۰	۱ + ۱*

* آزمایش‌های تکراری



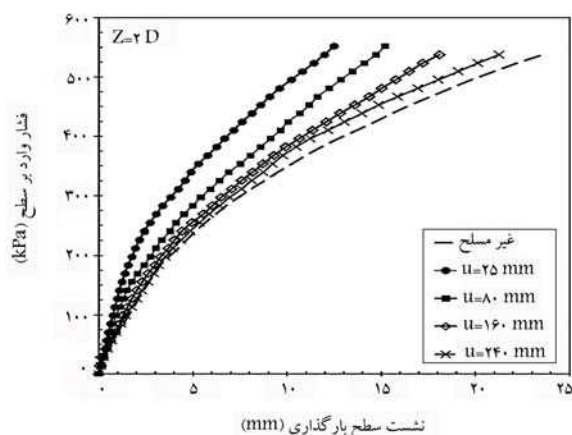
شکل ۵. طرح شماتیک آزمایش‌های سری.

۵. نتایج و بحث

به منظور بررسی رفتار لوله‌ی مدفون و درک بهتر اثر کیسه‌ی خاک در رفتار سیستم مرکب خاک - کیسه‌ی خاک - لوله، نتایج آزمایش‌ها ارائه و تحلیل شده‌اند. از آنجا که معیار اصلی در ایمنی لوله‌های انعطاف‌پذیر، کنترل میزان تغییر شکل آن است، لذا میزان کرنش قطر قائم لوله به عنوان معیار اصلی از رفتار سیستم مدنظر بوده است. آیین‌نامه‌ی (AASHTO ۲۰۱۰) [۳۰]، میزان مجاز کرنش قطر قائم لوله‌های انعطاف‌پذیر را جهت جلوگیری از ایجاد پدیده‌ی کماتش در آنها به ۵٪ و آیین‌نامه‌ی لوله‌های PVC [۳۶] برای عدم بروز هرگونه آسیب در بدنه‌ی لوله، میزان آن را به ۲٪ محدود کرده است. همچنین جهت دوام و عمر بیشتر لوله‌ها و نیز کاهش هزینه‌ی نگهداری و ترمیم آنها، توصیه به محدود ساختن کرنش قطر لوله به مقادیر هر چه کمتر از ۲٪ شده است. [۸۲]

۱.۵. اثر عمق مدفون لوله در ترانشه‌ی غیرمسلح

در شکل ۶، تغییرات نشست سطح بارگذاری با فشار وارد بر سطح ترانشه برای لوله‌ی مدفون در سه عمق مختلف در ترانشه‌ی غیرمسلح مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش فشار وارد بر سطح ترانشه از همان ابتدا نشست سطح بارگذاری صرف‌نظر از عمق مدفون لوله افزایش یافته است، اما با افزایش عمق مدفون لوله، در میزان مشخص از فشار، مقدار نشست سطح خاک کاهش یافته است. به عنوان مثال، در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال، مقدار نشست از حدود ۳۱ میلی‌متر در عمق مدفون D به حدود ۱۳ میلی‌متر در عمق مدفون ۲D کاهش یافته است. علت این امر دور شدن لوله از سطح بستر یا به عبارتی، دور شدن از حوزه‌ی تأثیر تنش‌های وارد بر سطح بستر است. در شکل ۷، تغییرات کرنش قائم قطر لوله (نسبت تغییر در قطر قائم لوله به

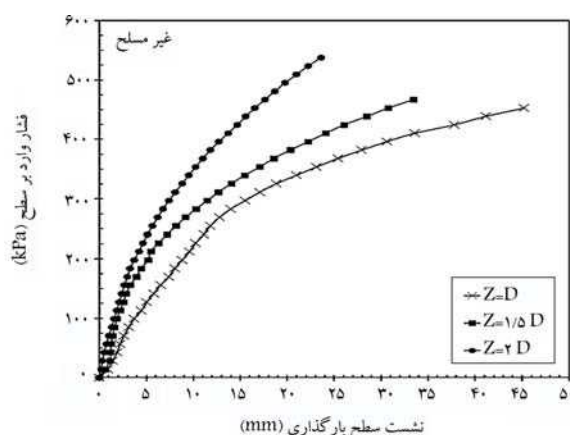


شکل ۸. تغییرات نشست سطح بستر با فشار وارد بر سطح ترانسه برای بسترهای غیرمسلح و مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک در ۴ عمق مدفون: ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر از سطح بستر و لوله‌ی مدفون در عمق ۲D.

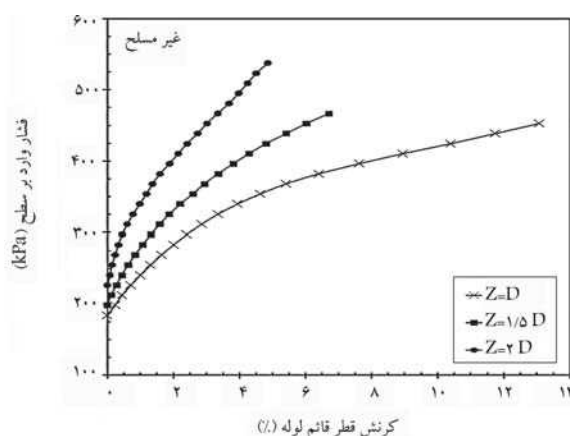
وقوع تغییرشکل در لوله، میزان تنش انتقال یافته بر روی لوله، باید به یک میزان کمینه برسد. نتایج شکل ۷ نشان می‌دهند که علی‌رغم کاهش کرنش قطر قائم لوله با افزایش عمق مدفون لوله، همچنان مقدار آن در عمق ۲D و فشار بیشتر از ۴۰۰ کیلوپاسکال بیش از ۲٪ است، که این امر مبین لزوم بهبود رفتار سیستم است.

۲.۵. اثر عمق مدفون کیسه خاک

همان‌طور که در بخش قبل ملاحظه شد، اگرچه افزایش عمق مدفون لوله یکی از راهکارهای کاهش فشار وارد بر لوله و در نتیجه کاهش تغییرشکل آن است، لیکن این امر موجب افزایش خاک‌برداری و خاکریزی مجدد ترانسه با مصالح مناسب می‌شود. لذا جهت اجتناب از این امر و تأمین ایمنی بیشتر لوله‌های مدفون، استفاده از تسلیح خاک روی لوله‌ی مدفون با ژئوستتیک‌ها، نظیر: ژئوگرید، ژئوتکتایل، یا ژئوسل توصیه شده است.^[۹-۱۱] با توجه به عملکرد مناسب کیسه‌ی خاک در بهبود باربری بستر،^[۱۲-۱۳] استفاده از آن به‌عنوان لایه‌ی تسلیح سه‌بعدی و ایجاد عملکرد محدودکنندگی توده‌ی خاک محصور در خود، در کاربردهای مختلف مدنظر است. به‌منظور تعیین عمق مدفون مناسب کیسه‌ی خاک، ۴ آزمایش برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D در ترانسه‌ی مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک، واقع در اعماق ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر از سطح بستر (شکل ۵ - ب) انجام شده است. در شکل ۸، تغییرات نشست سطح بستر در مقابل فشار وارد بر سطح برای ۴ عمق مدفون مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش عمق مدفون کیسه‌ی خاک، نشست سطح بارگذاری افزایش یافته و منحنی تغییرات به سمت منحنی ترانسه‌ی غیرمسلح حرکت کرده است. به‌طوری که در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال در حالت کیسه‌ی مدفون در عمق‌های ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر، میزان نشست سطح به ترتیب ۶/۸، ۹/۳، ۱۰/۸ و ۱۱/۴ میلی‌متر بوده است. با افزایش عمق مدفون کیسه‌ی خاک به‌علت کاهش سختی ترانسه زیر سطح بارگذاری (افزایش ضخامت لایه‌ی خاک روی کیسه‌ی خاک و دور شدن کیسه‌ی خاک از حوزه‌ی تنش بیشینه)، ناحیه‌ی نشست‌پذیر زیر سطح بارگذاری توسعه می‌یابد. بنابراین استفاده از کیسه‌ی خاک در فاصله‌ی نزدیک به سطح بارگذاری می‌تواند منجر به کنترل نشست سطح بستر شود. به هر حال پوشش ۲۵ میلی‌متر به‌عنوان ضخامت مناسب خاک روی کیسه می‌تواند علاوه بر توزیع یکنواخت تنش روی کیسه‌ی خاک، نقش محافظ کیسه در برابر اشعه‌ی



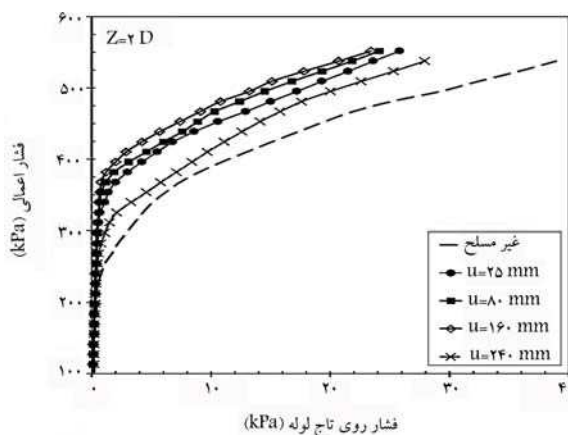
شکل ۶. تغییرات نشست سطح بستر با فشار وارد بر سطح ترانسه‌ی غیرمسلح برای لوله‌ی مدفون در سه عمق D، ۱/۵D و ۲D.



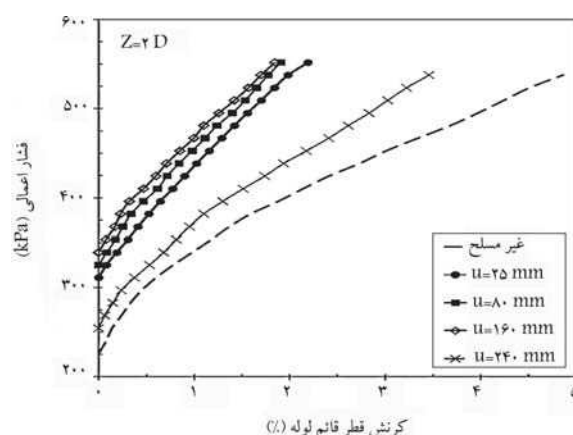
شکل ۷. تغییرات کرنش قطر قائم لوله با فشار وارد بر سطح ترانسه‌ی غیرمسلح برای لوله‌ی مدفون در سه عمق D، ۱/۵D و ۲D.

قطر لوله بر حسب درصد) در مقابل فشار وارد بر سطح برای لوله‌ی مدفون در سه عمق مختلف در ترانسه‌ی غیرمسلح مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش عمق مدفون، میزان کرنش قطر قائم لوله به نحو چشمگیری کاهش یافته است، که به دلیل کاهش میزان تنش منتقل شده به تاج لوله، هم‌زمان با افزایش عمق مدفون آن است.^[۸،۱۲]

مطابق شکل اخیر، برای دو عمق مدفون D و ۱/۵D، با رسیدن فشار وارده بر سطح به حدود ۴۰۰ کیلوپاسکال، میزان کرنش قطر قائم لوله از مقادیر ۲ و حتی ۵ درصد (مقدار مجاز دو آیین‌نامه‌ی لوله‌های PVC،^[۱۴] و AASHTO (۲۰۱۰)^[۱۵]) تجاوز کرده است. این امر می‌تواند سبب صدمه‌ی جدی به لوله‌ی مدفون یا حتی شکست آن شود. همچنین با افزایش عمق مدفون لوله به میزان ۲ برابر قطر آن ($Z = 2D$)، کرنش قطر قائم لوله در میزان فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال وارد بر سطح بستر به حدود ۲٪ رسیده است، که مطابق آیین‌نامه‌ی لوله‌های PVC،^[۱۴] درآستانه‌ی بروز آسیب در بدنه‌ی لوله قرار گرفته است. نکته‌ی قابل توجه و حائز اهمیت در شکل ۷، عدم وقوع تغییرشکل در لوله تا رسیدن میزان فشار بر سطح ترانسه به یک مقدار کمینه است. این مقدار از فشار برای لوله‌ی مدفون در عمق‌های D، ۱/۵D و ۲D به ترتیب حدود ۱۸۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ کیلوپاسکال است. به عبارت دیگر، برای



شکل ۹. تغییرات فشار روی تاج لوله با فشار وارد بر سطح برای بسترهای غیرمسلح و مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک در ۴ عمق مدفون: ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر از سطح بستر برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D.



شکل ۱۰. تغییرات کرنش قطر قائم لوله با فشار وارد بر سطح برای بسترهای غیرمسلح و مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک در ۴ عمق مدفون: ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر از سطح بستر برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D.

فرایندش خورشید و جلوگیری از پارگی آن در برابر عبور ترافیک را نیز ایفا کند. [۲۱]

در شکل ۹، تغییرات کرنش قطر قائم لوله با فشار وارد بر سطح برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D در ترانشه‌ی مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک در ۴ عمق مدفون ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر از سطح بستر مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش عمق مدفون کیسه‌ی خاک تا ۱۶۰ میلی‌متر، کرنش قطر قائم لوله کاهش یافته است. اما با قرارگرفتن کیسه‌ی خاک در عمق ۲۴۰ میلی‌متر (دقیقاً روی لوله)، میزان آن افزایش قابل توجهی یافته است. به‌عنوان مثال، در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال در حالت کیسه‌ی مدفون در عمق‌های ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر، میزان کرنش قطر قائم لوله، به‌ترتیب ۰/۵۲، ۰/۳۶، ۱/۳۵ و درصد بوده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، استفاده از کیسه‌ی خاک به‌عنوان لایه‌ی تسلیح در اعماق مختلف ۲۵ تا ۱۶۰ میلی‌متر سبب کنترل تغییر شکل قطر قائم لوله به کمتر از مقدار مجاز جهت بروز هرگونه آسیب در بدنه‌ی لوله ۲٪ در آیین‌نامه‌ی لوله‌های PVC [۲۶] شده است.

همچنین، قرارگرفتن کیسه‌ی خاک دقیقاً روی لوله (میلی‌متر ۲۴۰) موجب بروز تغییر شکل قابل توجه در لوله شده است، به‌طوری‌که در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال، میزان کرنش قطر قائم لوله به ۱/۳٪ رسیده است، که این میزان در مقایسه با حالت‌های دیگر قرارگرفتن کیسه‌ی خاک در عمق‌های کمتر، بیشتر بوده است. این امر می‌تواند به‌علت وقوع برش سوراخ‌کننده در توده‌ی خاک روی کیسه و اعمال مستقیم فشار به لوله از طریق کیسه باشد. به‌عبارتی، قرارگرفتن مستقیم کیسه‌ی خاک روی لوله، مانع از توزیع مناسب بار و کاهش فشار وارد بر لوله می‌شود. بنابراین عدم قرارگیری کیسه‌ی خاک دقیقاً روی لوله و به عبارتی وجود توده‌ی خاک بین کیسه‌ی خاک و لوله ضروری است.

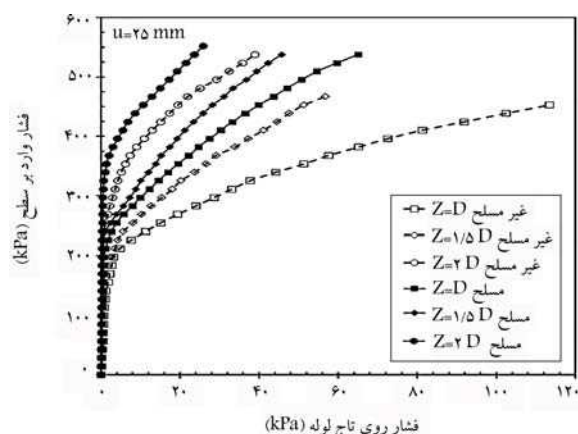
در شکل ۱۰، تغییرات فشار روی تاج لوله با فشار وارد بر سطح برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D در ترانشه‌ی مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک در ۴ عمق مدفون ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر از سطح بستر مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، فشار روی تاج لوله با افزایش عمق مدفون کیسه‌ی خاک تا ۱۶۰ میلی‌متر کاهش یافته است، اما با رسیدن عمق مدفون کیسه به ۲۴۰ میلی‌متر میزان آن زیاد شده است. مقدار فشار روی تاج لوله در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال برای کیسه‌ی مدفون در عمق‌های ۲۵، ۸۰، ۱۶۰ و ۲۴۰ میلی‌متر به ترتیب برابر ۴/۵، ۳/۲، ۲/۱ و ۸/۶

کیلوپاسکال بوده است. کاهش فشار روی تاج لوله می‌تواند به‌علت توزیع بار در اعماق پایین‌تر توسط کیسه‌ی خاک باشد. در مجموع مطابق شکل‌های ۹ و ۱۰، با افزایش عمق مدفون کیسه‌ی خاک به ۱۶۰ میلی‌متر، میزان تغییر شکل لوله و فشار روی آن، کاهش مناسبی داشته است. این امر می‌تواند به‌علت توزیع فشار روی لوله ناشی از کیسه‌ی خاک باشد. به‌عبارت دیگر، وجود کیسه‌ی خاک در نزدیکی لوله از حرکت توده‌ی خاک و اعمال تنش زیاد بر لوله جلوگیری می‌کند، بنابراین قرارگرفتن کیسه‌ی خاک در نزدیکی لوله‌ی مدفون می‌تواند در کنترل تغییر شکل لوله و در نتیجه کاهش صدمه و آسیب به آن مؤثر باشد. لیکن قرارگرفتن مستقیم کیسه‌ی خاک روی لوله و بدون وجود لایه‌ی خاک بین آنها سبب افزایش فشار به لوله می‌شود.

با توجه به اینکه قرارگرفتن کیسه‌ی خاک در اعماق نزدیک به لوله سبب افزایش نشست سطح به میزان قابل ملاحظه‌ی می‌شود، بنابراین استفاده از کمین‌های پوشش خاک روی کیسه‌ی خاک علاوه‌بر محافظت از آن، نقش مهمی در کنترل نشست سطح و تغییر شکل لوله دارد. بنابراین در آزمایش‌های آتی، عمق مدفون کیسه‌ی خاک برابر ۲۵ میلی‌متر (میلی‌متر ۲۵) در نظر گرفته شده است. همچنین وجود کیسه‌ی خاک در نزدیکی لوله (در مطالعه‌ی حاضر قرارگرفتن در عمق ۱۶۰ میلی‌متر)، تأثیر مناسبی در کاهش تغییر شکل لوله داشته است. لذا استفاده از دو لایه کیسه‌ی خاک، یکی در نزدیکی سطح ترانشه، جهت کنترل نشست سطح و دیگری در نزدیکی لوله، جهت کنترل تغییر شکل لوله می‌تواند مفید باشد.

۳.۵. اثر عمق مدفون لوله در ترانشه‌ی مسلح با کیسه‌ی خاک

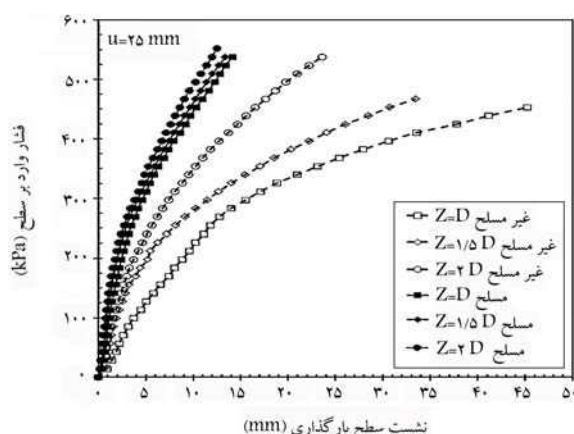
به‌منظور بررسی اثر عمق مدفون لوله در ترانشه‌ی مسلح، سه آزمایش (شکل ۵ - ب) روی لوله‌ی مدفون در اعماق D، ۱/۵D و ۲D در ترانشه‌ی مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک واقع در عمق ۲۵ میلی‌متر از سطح باگذاری (سطح ترانشه) انجام شده است. در شکل ۱۱، مقایسه‌ی تغییرات نشست سطح بستر در مقابل فشار وارد بر سطح برای لوله‌ی مدفون در سه عمق D، ۱/۵D و ۲D در دو حالت ترانشه‌ی غیرمسلح و مسلح با کیسه‌ی خاک مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، صرف‌نظر از عمق مدفون لوله، استفاده از لایه‌ی کیسه‌ی خاک سبب کاهش قابل توجه در میزان نشست سطح بستر نسبت به حالت غیرمسلح شده است. در واقع، کیسه‌ی خاک



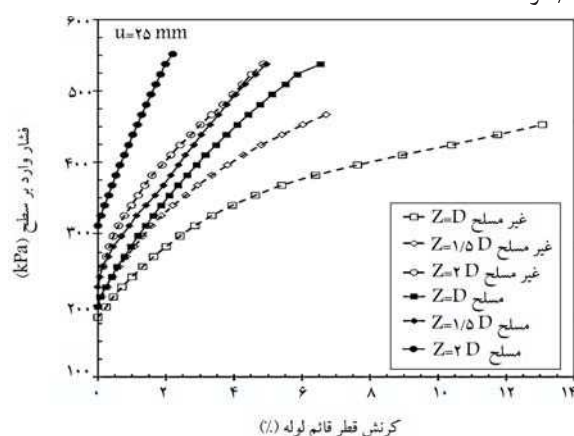
شکل ۱۳. تغییرات فشار روی تاج لوله با فشار وارد بر سطح ترانشه در حالت‌های غیرمسلح و مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک برای لوله‌ی مدفون در سه عمق: D، ۱/۵D و ۲D.

غیرمسلح و مسلح با کیسه‌ی خاک مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تحت فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال وارد بر سطح بستر، استفاده از لایه‌ی کیسه‌ی خاک، موجب کاهش کرنش قطر قائم لوله به ترتیب حدود ۶۳، ۳۸ و ۶۵ درصد نسبت به ترانشه‌ی غیرمسلح برای لوله‌ی واقع در سه عمق مدفون D، ۱/۵D و ۲D شده است. کاهش کرنش قطر قائم لوله به علت وجود لایه‌ی کیسه‌ی خاک، عملکرد محصورکنندگی آن و توزیع بار در سطح گسترده‌تر (کاهش تنش انتقالی به روی لوله) بوده است. مقدار کرنش قطر قائم لوله در ترانشه‌ی مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک برای لوله در عمق مدفون ۲D در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال برابر ۰/۷٪ بوده است، که با توجه به آیین‌نامه‌ی لوله‌های PVC، [۳۶] آسبی به بدنه‌ی لوله وارد نمی‌شود. در حالی که این مقدار در ترانشه‌ی غیرمسلح حدود ۲٪ است. بنابراین می‌توان جهت جلوگیری از آسیب به لوله‌ی مدفون و ایمنی بیشتر آن، علاوه بر افزایش عمق مدفون لوله، از لایه‌ی کیسه‌ی خاک استفاده کرد. لازم به ذکر است که برخلاف عدم تأثیر قابل توجه عمق مدفون لوله در نشست سطح خاک در ترانشه‌ی مسلح، عمق مدفون لوله در حالت وجود کیسه‌ی خاک در میزان تغییرشکل لوله تأثیر قابل توجهی دارد. پژوهشگران پیشین در مطالعات خود روی رفتار لوله در ترانشه‌ی مسلح با ژئوسل (لایه‌ی تسلیح سه‌بعدی مشابه کیسه‌ی خاک) عملکرد مشابهی از تأثیر لایه‌ی تسلیح در کاهش تغییرشکل لوله و نشست بستر را گزارش کرده‌اند. [۴-۷] همچنین تأثیر قابل ملاحظه‌ی کیسه‌ی خاک در بهبود عملکرد سیستم لوله‌ی مدفون، مشابه تأثیر آن در بهبود ظرفیت باربری بستر در مطالعات ژانگ و همکاران (۲۰۲۳)، [۱۹] ونگ و همکاران (۲۰۱۹)، [۲۰] و لیو و همکاران (۲۰۲۰)، [۲۱] بوده است.

در شکل ۱۳، تغییرات فشار روی تاج لوله با فشار وارد بر سطح ترانشه برای لوله‌ی واقع در سه عمق مدفون D، ۱/۵D و ۲D در دو حالت ترانشه‌ی غیرمسلح و مسلح مقایسه شده است. مقادیر فشار برای ترانشه‌ی غیرمسلح روی تاج لوله در تراز فشار وارد بر سطح ۴۰۰ کیلوپاسکال برای لوله‌ی مدفون در سه عمق D، ۱/۵D و ۲D به ترتیب حدود ۲۴، ۳۴ و ۱۱ کیلوپاسکال بوده است. با استفاده از رابطه‌ی بوسینسک ۱۵ (۱۸۸۵)، [۳۷] تنش قائم در زیر مرکز یک سطح بارگذاری دایره‌ای، مقدار فشار در عمق موردنظر (روی لوله) در حالت فشار وارد بر سطح ۴۵۰ کیلوپاسکال در سه عمق مدفون D، ۱/۵D و ۲D به ترتیب حدود ۱۰۳،



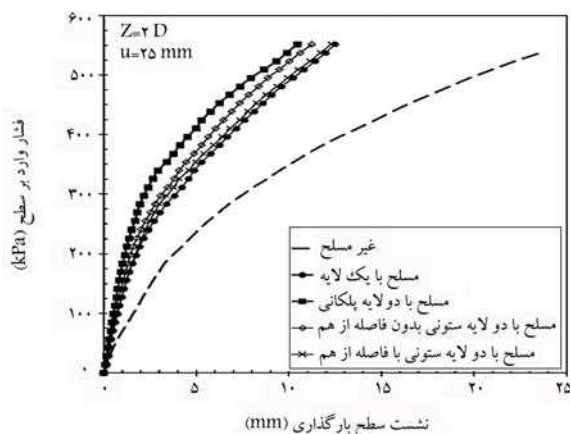
شکل ۱۱. تغییرات نشست سطح بستر با فشار وارد بر سطح ترانشه در حالت‌های غیرمسلح و مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک برای لوله‌ی مدفون در سه عمق: D، ۱/۵D و ۲D.



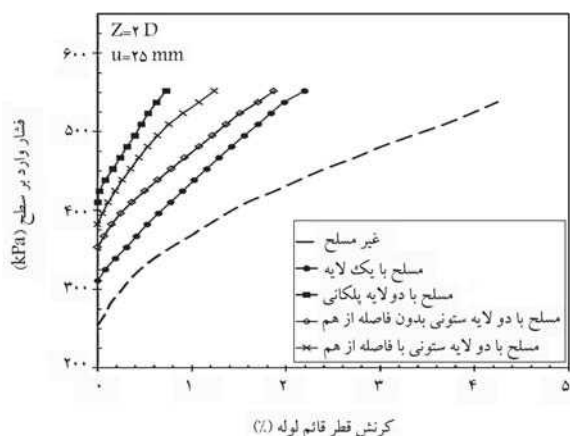
شکل ۱۲. تغییرات کرنش قطر قائم لوله با فشار وارد بر سطح ترانشه در حالت‌های غیرمسلح و مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک برای لوله‌ی مدفون در سه عمق: D، ۱/۵D و ۲D.

با محصورکردن خاک داخل خود و کاهش تنش در عمق، از نشست لایه‌های فوقانی خاک و در نتیجه حرکت توده‌ی خاک بالای لوله جلوگیری می‌کند. مطابق شکل ۱۱، میزان کاهش در نشست در مقایسه با حالت غیرمسلح در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال وارد بر سطح برای لوله‌ی مدفون در عمق‌های D، ۱/۵D و ۲D به ترتیب حدود ۷۴، ۶۶ و ۴۷ درصد بوده است. این مقادیر کاهش می‌بین آن است که با افزایش عمق مدفون لوله، علی‌رغم بهبود در رفتار سیستم، تأثیر تسلیح با کیسه‌ی خاک (نسبت به ترانشه‌ی غیرمسلح) کاهش یافته است. همچنین ملاحظه می‌شود که افزایش عمق مدفون لوله، در کاهش میزان نشست سطح بستر در حالت ترانشه‌ی مسلح در مقایسه با ترانشه‌ی غیرمسلح محسوس نیست. این تذکر لازم است که انتظار می‌رود با افزایش تراز فشار وارد بر سطح، عمق مدفون لوله در ترانشه‌ی مسلح تأثیرگذارتر شود. به عبارتی می‌توان گفت با وجود لایه‌ی کیسه‌ی خاک، برای رسیدن به یک میزان نشست مشخص از سطح بستر، امکان قرار دادن لوله در عمق مدفون کمتر وجود دارد، که این امر نیازمند بررسی بیشتر است.

در شکل ۱۲، تغییرات کرنش قطر قائم لوله با فشار وارد بر سطح ترانشه برای لوله‌ی واقع در سه عمق مدفون D، ۱/۵D و ۲D در دو حالت ترانشه‌ی



شکل ۱۴. تغییرات نشست سطح بستر با فشار وارد بر سطح ترانشه برای بسترهای غیرمسلح و مسلح با یک و دو لایه کیسه‌ای خاک (پلکانی و ستونی) برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D.



شکل ۱۵. تغییرات کرنش قطر قائم لوله با فشار وارد بر سطح برای بسترهای غیرمسلح و مسلح با یک و دو لایه کیسه‌ای خاک (پلکانی و ستونی) برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D.

است. این مقادیر از کرنش قطر قائم لوله بسیار پایین‌تر از مقدار مجاز آن جهت بروز هرگونه آسیب در بدنه‌ی لوله (۲٪) در آیین‌نامه‌ی لوله‌های PVC، [۳۶] بوده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، قرار گرفتن کیسه‌های خاک به صورت ستونی سبب کاهش تغییرشکل لوله شده است. در حالت مسلح با دو لایه‌ی ستونی از کیسه‌ی خاک بدون فاصله از هم در فشار ۴۰۰ کیلو پاسکال، کرنش قائم لوله برابر ۰/۳٪ بوده است، که به نزدیک شدن کیسه‌ی خاک به لوله (حالت ستونی با فاصله از هم) کرنش قائم لوله در این فشار به حدود ۰/۱٪ کاهش یافته است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت اگرچه استفاده از دو لایه‌ی ستونی از کیسه‌ی خاک با فاصله از هم در مقایسه با یک لایه کیسه‌ی خاک، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در کاهش نشست بستر ندارد، لیکن تأثیر زیادی در کاهش تغییرشکل لوله دارد. علت این امر، عملکرد کیسه‌ی نزدیک به لوله در توزیع بار در سطح گسترده‌تر و در نتیجه کاهش تراز تنش وارد بر تاج لوله است.

در شکل ۱۶، تغییرات فشار روی تاج لوله با فشار وارد بر سطح برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D در ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با یک و دو لایه کیسه‌ی خاک (پلکانی و ستونی) مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش تعداد لایه‌های

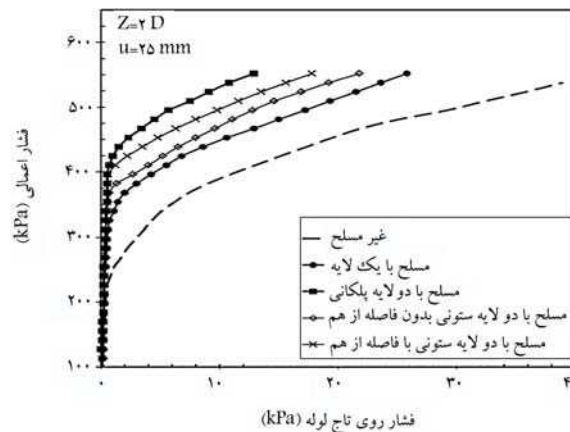
۵۲ و ۳۰ کیلو پاسکال محاسبه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مقادیر فشار اندازگیری شده از آزمایش به ترتیب برای سه عمق مدفون D، ۱/۵D و ۲D برابر ۰/۷۲، ۰/۶۵ و ۰/۳۶ فشار حاصل از رابطه‌ی بوسینسک بوده است. کاهش فشار روی لوله در مقایسه با فشار حاصل از رابطه‌ی بوسینسک با افزایش عمق مدفون لوله را می‌توان به وجود لوله، وقوع پدیده‌ی قوس زدگی به علت تغییرشکل لوله و نشست توده‌ی خاک روی آن و رفتار خمیری خاک تحت بارهای وارده (برخلاف فرض رفتار کشسان در روش بوسینسک) نسبت داد.

در حالت وجود یک لایه کیسه‌ی خاک، فشار وارد بر لوله به میزان قابل توجهی نسبت به حالت غیرمسلح کاهش می‌یابد. در فشار وارد بر سطح ۴۰۰ کیلو پاسکال، برای لوله‌ی واقع در عمق D، ۱/۵D و ۲D، این میزان کاهش به ترتیب حدود ۴۶، ۱۴ و ۷ کیلو پاسکال نسبت به حالت غیرمسلح بوده است. علت این میزان کاهش، عملکرد محدودکنندگی خاک توسط کیسه و توزیع بار در سطح وسیع‌تر بوده است. این امر نشان می‌دهد که با افزایش عمق مدفون لوله، اگرچه همچنان کیسه‌ی خاک تأثیر قابل توجهی در رفتار لوله دارد، اما به هر حال از نرخ تأثیر آن در کاهش فشار کاسته شده است.

۴.۵. اثر تعداد لایه و چینش کیسه‌ی خاک در رفتار لوله‌ی مدفون

در بخش‌های قبل، اثر فقط یک کیسه‌ی خاک در رفتار لوله و نشست سطح بستر بررسی شده و نتایج نشان داده است که قرار گرفتن فقط یک کیسه‌ی خاک در عمق ۲۵ میلی‌متری (میلی‌متر ۲۵) موجب بروز کمترین نشست در سطح بارگذاری و قرار گرفتن یک کیسه‌ی خاک در عمق ۱۶۰ میلی‌متری (میلی‌متر ۱۶۰) موجب وقوع کمترین تغییرشکل در لوله شده است. از این رو در بخش حاضر، اثر تعداد لایه و نحوه‌ی چینش کیسه‌های خاک روی یکدیگر به صورت ستونی و پلکانی بررسی شده است (شکل‌های ۵ - ج و ۵ - د) در خصوص دو لایه کیسه‌ی خاک ستونی با فاصله از هم، یک کیسه‌ی خاک در عمق ۲۵ میلی‌متری (میلی‌متر ۲۵) و کیسه‌ی خاک دیگر در عمق ۱۶۰ میلی‌متری (میلی‌متر ۱۶۰) قرار گرفتند. در شکل ۱۴، تغییرات نشست سطح در مقابل فشار وارد بر سطح برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D واقع در ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با یک لایه و دو لایه کیسه‌ی خاک با چینش ستونی با فاصله و بدون فاصله‌ی قائم و چینش پلکانی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، استفاده از دو لایه کیسه‌ی خاک با چینش ستونی و بدون فاصله از هم در مقایسه با چینش ستونی با فاصله از هم و همچنین یک لایه کیسه‌ی خاک، عملکرد بهتری در کاهش نشست سطح داشته است. همچنین، استفاده از چینش پلکانی دو لایه در مقایسه با چینش دو لایه‌ی ستونی با فاصله و بدون فاصله، عملکرد مناسب‌تری در کاهش نشست داشته است. به طوری که نشست در سه حالت اخیر در فشار ۴۰۰ کیلو پاسکال به ترتیب ۴/۶، ۵/۶ و ۵/۷ میلی‌متر (۱۹ و ۲۹ درصد کاهش) بوده است.

در شکل ۱۵، تغییرات کرنش قطر قائم لوله در مقابل فشار وارد بر سطح برای لوله‌ی واقع در عمق ۲D در ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با یک و دو لایه کیسه‌ی خاک (پلکانی و ستونی) مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش تعداد لایه‌های کیسه‌ی خاک به دو لایه، مقدار کرنش قطر قائم لوله کاهش چشمگیری یافته است. همچنین استفاده از دو لایه‌ی پلکانی از کیسه‌ی خاک سبب کاهش تغییرشکل لوله به میزان قابل ملاحظه‌ی شده است. به عنوان مثال، برای دو لایه‌ی پلکانی از کیسه‌ی خاک در فشار ۴۰۰ کیلو پاسکال، کرنش قائم لوله در حدود ۰٪ بوده است، که با افزایش فشار حتی به ۵۵۰ کیلو پاسکال، کرنش قائم لوله به حدود ۰/۷٪ رسیده



شکل ۱۶. تغییرات فشار روی تاج لوله با فشار وارد بر سطح ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با یک و دو لایه کیسه‌ی خاک (پلکانی و ستونی) برای لوله‌ی مدفون در عمق ۲D.

کیسه‌ی خاک، فشار در عمق و روی لوله به میزان اندکی منتقل شده است. در حالت استفاده از دو لایه‌ی پلکانی از کیسه‌ی خاک، در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال فشار به روی لوله منتقل نشده است. این حالت سبب بهبود عملکرد کیسه‌های خاک در کاهش نشست سطح و تغییر شکل لوله نسبت به حالت قرار گرفتن کیسه‌های خاک به صورت ستونی بدون فاصله و با فاصله از هم شده است. چینش پلکانی کیسه‌های خاک به دلیل فرورفتن ۱۶ کیسه‌ی فوقانی در کیسه‌های تحتانی سبب ایجاد مقاومت اصطکاکی بین لایه‌های تسلیح و در نتیجه افزایش باربری سیستم و کاهش تغییر شکل آن می‌شود. این عملکرد در مطالعات لیو و همکاران (۲۰۲۰)، [۲۱] در خصوص استفاده از کیسه‌ی خاک جهت تسلیح بستر راه نیز گزارش شده است. همچنین با توجه به شکل مذکور، استفاده از دو لایه به صورت ستونی با فاصله از هم سبب کاهش فشار وارد بر تاج لوله نسبت به حالت قرارگیری دو لایه‌ی ستونی بدون فاصله از هم می‌شود. ذکر این نکته ضروری است، اگرچه چینش پلکانی از چینش ستونی با یا بدون فاصله از هم عملکرد بهتری دارد، اما تعداد کیسه‌ها در دو چینش به ترتیب ۳ و ۲ عدد است. لذا با توجه به عدم تفاوت قابل توجه بین خروجی دو چینش و تأمین ایمنی مناسب لوله، استفاده از چینش ستونی با یا بدون فاصله نیز می‌تواند مناسب باشد، در حالی که مصرف کیسه‌ی خاک، ۳۳٪ کمتر است.

۶. اثر مقیاس

معمولاً به علت وجود اثر مقیاس، رفتار مدل آزمایشگاهی کاملاً منطبق بر رفتار مدل واقعی نیست و همواره تفاوت‌هایی به علت وجود این اثر وجود دارد. در این خصوص، نتایج حاصل از آزمایش‌های کوچک مقیاس می‌تواند با استفاده از برون‌یابی، در تخمین رفتار مدل‌های واقعی استفاده شود. [۲۹، ۳۸] وقتی آزمایش روی یک مدل در مقیاس کوچک (کاهش یافته) انجام می‌شود، لازم است تأثیر مقیاس با توجه به ضریب مقیاس مدل (λ)، به درستی روی پارامترهای مصالح (در مطالعه‌ی حاضر مدول برشی خاک، سختی لوله و سختی ژئوستنتیک) و ابعاد هندسی (در مطالعه‌ی حاضر ابعاد صفحه‌ی بارگذاری، قطر لوله، کیسه‌ی خاک و ...) بررسی و اعمال شود. پژوهشگران مختلف اثر مقیاس روی مدل‌های آزمایشگاهی را جهت

تبدیل پارامترهای طراحی از مدل کوچک مقیاس به پارامترهای طراحی در مدل واقعی بررسی کرده‌اند. [۲۹، ۴۰، ۴۱]

در مطالعه‌ی حاضر، پارامترهای اصلی تأثیرگذار در رفتار مدل، شامل پارامترهای: $B, D, Z, d, b, u, h, \Delta, \gamma, S, K_p, K_g, G$ و q هستند، که d و b به ترتیب عرض و ضخامت کیسه‌ی خاک، S و Δ به ترتیب نشست صفحه‌ی بارگذاری و تغییر شکل قطر قائم لوله، G مدول برشی خاک، K_p و K_g به ترتیب سختی ژئوستنتیک (استفاده شده در تولید کیسه) و سختی لوله γ وزن مخصوص خاک، ϕ زاویه‌ی اصطکاک خاک و q فشار وارد بر صفحه‌ی بارگذاری هستند (سایر پارامترها در بخش‌های پیشین تعریف شده‌اند). از این رو، تابع f حاکم بر سیستم متغیرهای مذکور مطابق رابطه‌ی ۱ تعیین می‌شود:

$$f(B, D, Z, b, d, h, u, S, \Delta, \gamma, G, K_g, K_p, q, \phi) = 0 \quad (۱)$$

علی‌رغم وجود تعداد ۱۵ متغیر در رابطه‌ی اخیر، مدل فقط شامل دو بُعد اولیه از نیرو (F) و طول (L) است. مطابق رابطه‌ی ۲، سیستم حاضر می‌تواند توسط ۱۳ پارامتر مستقل بی‌بُعد بیان شود، که در آن، π_1 تا π_{13} نسبت باکینگهام برای ۱۳ پارامتر مستقل هستند.

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{13}) = 0$$

$$g\left(\frac{D}{B}, \frac{Z}{B}, \frac{b}{B}, \frac{d}{B}, \frac{h}{B}, \frac{u}{B}, \frac{S}{B}, \frac{\Delta}{B}, \frac{G}{\gamma B}, \frac{K_g \gamma}{G^2}, \frac{K_p \gamma}{G^2}, \frac{q}{\gamma B}, \phi\right) = 0 \quad (۲)$$

که در آن، g تابع حاکم بر سیستم است. اگر نسبت بُعد صفحه‌ی بارگذاری در مدل واقعی (B_p) به مدل آزمایشگاهی (B_m) مطابق رابطه‌ی ۳ برابر با λ (ضریب مقیاس و اندیس‌های p و m به ترتیب مربوط به مدل واقعی و آزمایشگاهی هستند). فرض شود:

$$\frac{B_p}{B_m} = \lambda \quad (۳)$$

برای تضمین تشابه، باید نسبت‌های باکینگهام (π) در رابطه‌ی ۲ در مدل آزمایشگاهی و واقعی یکسان باشند $(\pi_i)_p = (\pi_i)_m$ بنابراین برای ۸ تا ۱ می‌توان رابطه‌ی ۴ را نوشت:

$$\frac{D_p}{D_m} = \frac{Z_p}{Z_m} = \frac{b_p}{b_m} = \frac{d_p}{d_m} = \frac{h_p}{h_m} = \frac{u_p}{u_m} = \frac{S_p}{S_m} = \frac{\Delta_p}{\Delta_m} = \lambda \quad (۴)$$

برای ۹ = ۱ با فرض یکسان بودن چگالی خاک در هر دو مدل و در نظر گرفتن $(\pi_9)_p = (\pi_9)_m$ و رابطه‌ی ۳، نسبت مدول برشی خاک (G) در مدل‌های واقعی و آزمایشگاهی مطابق رابطه ۵ خواهد شد:

$$\frac{(G)_p}{(G)_m} = \lambda \quad (۵)$$

به طور مشابه برای $(\pi_{10})_p = (\pi_{10})_m$ و $(\pi_{11})_p = (\pi_{11})_m$ می‌توان در خصوص سختی لوله (K_p) و سختی ژئوستنتیک (K_g) نوشت:

$$\frac{(K_p)_p}{(K_p)_m} = \lambda^2 \quad (۶)$$

$$\frac{(K_g)_p}{(K_g)_m} = \lambda^2 \quad (۷)$$

یعنی سختی لوله و سختی مصالح ژئوستنتیک در مدل واقعی باید λ^2 برابر مقادیر متناظر در مدل آزمایشگاهی باشند.

در نهایت برای $i = 12$ و در نظر گرفتن $(\pi_{12})_p = (\pi_{12})_m$ مقدار تنش وارد بر سطح بارگذاری (تنش ناشی از بار چرخ و سائط نقلیه) در مدل واقعی خواهد شد:

$$\frac{(q)_p}{(q)_m} = \lambda \quad (8)$$

در مدل آزمایشگاهی حاضر، رفتار لوله‌ی مدفون به قطر ۱۶۰ میلی‌متر با کاربرد زهکشی و دفع فاضلاب در ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با کیسه‌ی خاک بررسی شده است. از آنجا که قطر لوله‌های متداول برای کاربرد زهکشی و فاضلاب از حدود ۱۵۰ تا ۳۰۰ میلی‌متر متغیر است، لذا بیشینه‌ی قطر لوله‌ی مورد کاربرد در مقیاس واقعی D_p (در حیطه‌ی بررسی شده در پژوهش حاضر) می‌تواند ۳۰۰ میلی‌متر انتخاب شود. همچنین همان‌طور که قبلاً بیان شد، در مطالعات حاضر بررسی رفتار سیستم تحت بار چرخ و سائط نقلیه مدنظر است، لذا از آنجا که بار ترافیک و سائط نقلیه‌ی سنگین وارد بر سطح ترانشه، ۸۰۰ کیلوپاسکال (کیلوپاسکال $q_p = 800$) و قطر صفحه‌ی موردنظر به‌عنوان نماینده‌ی سطح تماس چرخ با سطح ترانشه ۳۰۰ میلی‌متر است،^[۲۲] لذا با توجه به بُعد صفحه‌ی بارگذاری، قطر لوله و تنش موردنظر در مطالعه‌ی آزمایشگاهی $\frac{B_p}{B_m} = \frac{D_p}{D_m} = \frac{q_p}{q_m} = 2$ است. لذا، در محدوده‌ی مطالعات موردنظر و با توجه به قطر لوله، ابعاد صفحه‌ی بارگذاری و تنش وارد بر آن در مدل آزمایشگاهی، درخصوص مدل واقعی می‌توان گفت:

- در محدوده‌ی کاربرد برای لوله‌های زهکش و دفع فاضلاب، قطر لوله در مدل واقعی حدود ۲ برابر مدل آزمایشگاهی یعنی ۳۰۰ میلی‌متر انتخاب شود؛
- صفحه‌ی بارگذاری به‌عنوان نماینده‌ی سطح تماس چرخ و سائط نقلیه‌ی سنگین با سطح بستر ۳۰۰ میلی‌متر است؛
- عرض و ضخامت کیسه‌ی خاک برای صفحه‌ی بارگذاری به قطر ۳۰۰ میلی‌متر، به ترتیب ۶۰۰ و ۱۶۰ میلی‌متر هستند. در صورت لزوم می‌توان با قضاوت مهندسی به جای استفاده از یک کیسه‌ی خاک به عرض ۶۰۰ میلی‌متر، از دو کیسه‌ی خاک به عرض ۳۰۰ میلی‌متر در کنار یکدیگر و بدون فاصله استفاده کرد؛
- سختی لوله و سختی مصالح ژئوسنتتیک (یا مقاومت کششی آن) در مدل واقعی نیز ۴ برابر مدل آزمایشگاهی انتخاب شوند؛
- لازم به ذکر است که علی‌رغم $\lambda = 2$ برابر شدن مقادیر نشست سطح بارگذاری (S) و تغییر قطر قائم لوله (Δ) در مدل واقعی نسبت به مدل آزمایشگاهی، $\frac{(\Delta)_p}{(D)_p}$ ، $\frac{(S)_p}{(B)_p}$ نسبت و ثابت خواهند ماند.

۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از یک مدل فیزیکی، رفتار لوله‌ی مدفون در ترانشه‌های غیرمسلح و مسلح با کیسه‌ی خاک تحت بارگذاری استاتیکی با انجام آزمایش‌های مختلف بررسی شده و در آنها، تأثیر عمق مدفون لوله، اثر کیسه‌ی خاک به‌عنوان لایه‌ی تسلیح، عمق مدفون آن و اثر تعداد و چینش لایه‌ی تسلیح در ترانشه‌ی حاوی لوله‌ی مدفون در نشست سطح بارگذاری و رفتار لوله مدنظر بوده است. درخصوص نتایج به‌طور خلاصه می‌توان گفت:

- در ترانشه‌ی غیرمسلح تحت فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال وارد بر سطح ترانشه، با افزایش عمق مدفون لوله از D به 2D، نشست سطح بارگذاری و میزان کرنش

قطر قائم لوله به ترتیب ۶۱ و ۷۵ درصد کاهش یافته‌اند؛ که به دلیل دور شدن لوله از محدوده‌ی تأثیر بار و کاهش میزان تنش منتقل شده به تاج لوله است. همچنین تغییر شکل لوله تا رسیدن میزان فشار وارد بر سطح ترانشه به یک مقدار کمینه (رسیدن تنش روی لوله به یک مقدار کمینه) رخ نمی‌دهد. این مقدار کمینه وابسته به عمق مدفون لوله و سختی خاک و لوله است؛

- استفاده از کیسه‌ی خاک در ترانشه‌ی حاوی لوله‌ی مدفون در عمق 2D، موجب کاهش نشست سطح بارگذاری به میزان ۴۷٪ در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال شده است. سختی بالای کیسه‌ی خاک از تأثیر وجود لوله و نشست بستر به‌علت تغییر شکل لوله کاهش یافته است. همچنین افزایش عمق مدفون لوله در بستر مسلح با کیسه‌ی خاک، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در کاهش نشست سطح بارگذاری نداشته است؛

- کیسه‌ی خاک با توزیع بار در سطح گسترده‌تر، موجب کاهش فشار روی لوله و در نتیجه تغییر شکل آن شده است؛ به‌طوری‌که کرنش قطر قائم لوله‌ی مدفون در عمق 2D در ترانشه‌ی مسلح با یک لایه کیسه‌ی خاک در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال، ۰٫۷٪ بوده است. این مقدار از ۲٪ کرنش موردنظر در آیین‌نامه لوله‌های PVC،^[۲۶] برای عدم بروز هرگونه آسیب در بدنه‌ی لوله کمتر بوده است. بنابراین، با افزایش توأم عمق مدفون لوله و تسلیح ترانشه‌ی حاوی لوله با کیسه‌ی خاک می‌توان از عملکرد مناسب لوله در هنگام بهره‌برداری اطمینان حاصل کرد؛

- افزایش عمق قرارگیری کیسه‌ی خاک سبب افزایش نشست سطح بستر به‌علت کاهش سختی ناحیه‌ی زیر سطح بارگذاری شده است. بنابراین جهت کنترل نشست سطح بستر، لازم است کیسه‌ی خاک تا حد امکان زیر سطح بارگذاری قرارگیرد. استفاده از لایه‌ی نازک خاک به ضخامت ۲۵ میلی‌متر روی کیسه‌ی خاک می‌تواند نقش محافظ کیسه را ایفا کند؛

- در تنش ۴۰۰ کیلوپاسکال، افزایش عمق مدفون کیسه‌ی خاک از ۲۵ میلی‌متر به ۱۶۰ میلی‌متر سبب کاهش تغییر شکل و فشار وارد بر تاج لوله به ترتیب به میزان ۴۷ و ۵۳ درصد شده است. این امر می‌تواند به‌علت توزیع بار در اعماق پایین‌تر توسط کیسه‌ی خاک و در نتیجه کاهش فشار روی لوله باشد. بنابراین قرارگرفتن کیسه‌ی خاک در اعماق مدفون بیشتر و نزدیک به لوله‌ی مدفون می‌تواند سبب کنترل تغییر شکل لوله و در نتیجه کاهش صدمه و آسیب به آن شود. لیکن قرارگیری آن روی لوله سبب اعمال فشار به لوله توسط کیسه و در نتیجه افزایش تغییر شکل لوله می‌شود؛

- چینش ستونی دو لایه کیسه‌ی خاک با فاصله، عملکرد بهتری در بهبود رفتار لوله در مقایسه با چینش دو لایه‌ی ستونی بدون فاصله (کاهش ۸۰ درصدی تغییر شکل لوله در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال) دارد؛

- استفاده از دو لایه کیسه‌ی خاک با چینش پلکانی سبب کاهش نشست سطح، فشار وارد بر لوله و تغییر شکل آن در مقایسه با چینش دو لایه کیسه‌ی خاک ستونی شده است. به‌طوری‌که در این حالت در فشار ۴۰۰ کیلوپاسکال، فشار وارد بر تاج لوله و تغییر شکل آن تقریباً صفر بوده است. اما با توجه به عدم تفاوت محسوس بین رفتار دو چینش پلکانی و ستونی (با یا بدون فاصله)، استفاده از سیستم ستونی با ۳۳٪ صرفه‌جویی در کیسه‌ی خاک توصیه می‌شود.

این تذکر لازم است که اگرچه می‌توان با اعمال اثر مقیاس، نتایج حاصل از مطالعه‌ی حاضر را با احتیاط و قضاوت مهندسی در مقیاس واقعی (بار ترافیک و سائط نقلیه‌ی سنگین، بُعد صفحه‌ی بارگذاری به قطر ۳۰۰ میلی‌متر و لوله به

قطر ۳۰۰ میلی‌متر با کاربرد زهکشی و فاضلاب استفاده کرد، اما مشابه هر مطالعه‌ی آزمایشگاهی، محدودیت‌هایی دارد. در آزمایش‌های مذکور، فقط یک نوع خاک، یک جنس و قطر لوله، یک اندازه (عرض و ارتفاع) و یک جنس از کیسه استفاده شده است. لذا نتایج حاصل محدود به شرایط اخیر است و انجام مطالعات آتی روی انواع خاک، لوله و کیسه‌ی خاک و نوع بارگذاری تکراری مفید خواهد بود.

علائم اختصاری

D : قطر خارجی لوله؛

Z : عمق مدفون لوله؛

B : عرض صفحه‌ی بارگذاری؛

u : عمق مدفون کیسه‌ی خاک؛
 h : فاصله‌ی دو لایه کیسه‌ی خاک؛
 b : عرض کیسه‌ی خاک؛
 d : ضخامت کیسه‌ی خاک؛
 S : نشست سطح بارگذاری؛
 Δ : تغییر شکل لوله؛
 γ : وزن مخصوص خاک؛
 G : مدول برشی خاک؛
 K_g : سختی ژئوسنتتیک؛
 K_P : سختی لوله؛
 ϕ : زاویه‌ی اصطکاک خاک؛
 q : فشار وارد بر صفحه‌ی بارگذاری؛
 λ : ضریب مقیاس.

پانویس‌ها

1. Arching
2. Hegde & Sitharam
3. Soilbags
4. Matsuoka & Liu
5. Zhang
6. Wang
7. Liu
8. Castiglia
9. Unified Classification System
10. Well-Graded Sand
11. Unplasticised Poly Vinyl Chloride
12. Polypropylene
13. Brito
14. Hsieh & Mao
15. Boussinesq
16. Insertion

منابع (References)

1. Moghaddas Tafreshi, S.N. and Khalaj, O., 2008. Laboratory tests of small-diameter HDPE pipes buried in reinforced sand under repeated-load. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(2), pp.145-163. doi.org/10.1016/j.geotextmem.2007.06.002.
2. El Nagggar, H., Turan, A. and Valsangkar, A., 2015. Earth pressure reduction system using geogrid-reinforced platform bridging for buried utilities. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(6), 04015024. doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001307.
3. Azizian, M., Moghaddas Tafreshi, S.N. and Joz Darabi, N., 2020. Experimental evaluation of an expanded polystyrene (EPS) block-geogrid system to protect buried pipes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 129, 105965. doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105965.
4. Babagiray, G., Akbas, S.O. and Anil, O., 2023. Full-Scale field impact load experiments on buried pipes in geosynthetic-reinforced soils. *Transportation Geotechnics*, 38, 100927. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100927.
5. Bildik, S. and Laman, M., 2020. Effect of geogrid reinforcement on soil-structure-pipe interaction in terms of bearing capacity, settlement and stress distribution. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(6), pp.844-853. https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2020.07.004.
6. Pires, A.C. and Palmeira, E.M., 2021. The influence of geosynthetic reinforcement on the mechanical behaviour of soil-pipe systems. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(5), pp. 1117-1128. doi.org/10.1016/j.geotextmem.2021.03.006.
7. Tavakoli Mehrjardi, G.H., Moghaddas Tafreshi, S.N. and Dawson, A.R. Combined use of geocell reinforcement and rubber-soil mixtures to improve performance of buried pipes. *Geotextiles and Geomembranes*, 34, pp.116-130. doi.org/10.1016/j.geotextmem.2012.05.004.
8. Moghaddas Tafreshi, S.N., Darabi, N.J. and Dawson, A.R., 2020. Combining EPS geofom with geocell to reduce buried pipe loads and trench surface rutting. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(3), pp.400-418. doi.org/10.1016/j.geotextmem.2019.12.011.
9. Hegde, A.M. and Sitharam, T.G., 2015. Experimental and numerical studies on protection of buried

- pipelines and underground utilities using geocells. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(5), pp.372-381. doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.04.010.
10. Wang, Y.Q., Li, Y.L., Liu, K., Li, X. and Yang, F., 2022. Slope displacement and soil pressure of soilbag-retaining wall influenced by arrangement. *Geosynthetics International*, 30(3), pp.247-258. doi.org/10.1680/jgein.21.00041a.
11. Liu, S., Gao, C., Fan, K., Zhang, C., Wang, Z., Shen, C. and Han, Z., 2022. Repairing expansive soil channel slope with soilbags. *Geosynthetics International*, pp.1-10. doi.org/10.1680/jgein.22.00254.
12. Lai, Z., Jiang, E., Fan, K., Liu, S. H., and Wang, Y., 2023. Full-scale tests on soilbag-constructed retaining walls with a panel. *Geosynthetics International*, 30(2), pp.129-136. doi.org/10.1680/jgein.21.00093.
13. Xu, Y., Huang, J., Du, Y. and Sun, D. A., 2008. Earth reinforcement using soilbags. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(3), pp.279-289. doi.org/10.1016/j.geotexmem.2007.10.003.
14. Ye, B., Muramatsu, D., Ye, G.L. and Zhang, F., 2011. Numerical assessment of vibration damping effect of soilbags. *Geosynthetics International*, 18(4), pp.159-168. doi.org/10.1680/jgein.2011.18.4.159.
15. Liu, S.H., Gao, J.J., Wang, Y.Q. and Weng, L.P., 2014. Experimental study on vibration reduction by using soilbags. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(1), pp.52-62. doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.12.007.
16. Ding, G., Wu, J., Wang, J. and Hu, X., 2017. Effect of sand bags on vibration reduction in road subgrade. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100, pp. 529-537. doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.07.007.
17. Wang, Y.Q., Li, X., Liu, K. and Liu, G., 2019. Experiments and DEM analysis on vibration reduction of soilbags. *Geosynthetics International*, 26(5), pp.551-562. doi.org/10.1680/jgein.19.00045.
18. Matsuoka, H. and Liu, S., 2003. New earth reinforcement method by soilbags ("donow"). *Soils and Foundations*, 43(6), pp.173-188. doi.org/10.3208/sandf.43.6.173.
19. Zhang, C., Liao, J., Zhang, Y. and Wang, L., 2023. Plate load tests of soft foundations reinforced by soilbags with solid wastes for wind farms. *Materials*, 16(11), p.4173. doi.org/10.3390/ma16114173.
20. Wang, L., Liu, S., Liao, J. and Fan, K., 2019. Field load tests and modelling of soft foundation reinforced by soilbags. *Geosynthetics International*, 26(6), pp.580-591. doi.org/10.1680/jgein.19.00036.
21. Liu, S.H., Liao, J., Bong, T.T. and Fan, K.W., 2021. Repeated loading of soilbag-reinforced road subgrade. *Geosynthetics International*, 28(2), pp.113-124. doi.org/10.1680/jgein.20.00030.
22. Castiglia, M., de Magistris, F.S., Onori, F. and Koseki, J., 2021. Mitigation systems for the uplift of buried pipelines in liquefiable soils under repeated shaking through model tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 148, 106850. doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106850.
23. American Society for Testing and Materials (ASTM), 2011. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, ASTM D2487-11. DOI: 10.1520/D2487-11.
24. American Society for Testing and Materials (ASTM), 2014. Standard practice for underground installation of thermoplastic pipe for sewers and other gravity-flow applications. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, ASTM D2321-14. DOI: 10.1520/D2321-14.
25. American Society for Testing and Materials (ASTM), 2012. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, ASTM D1557-12. DOI: 10.1520/D1557-12.
26. American Society for Testing and Materials (ASTM), 2014. Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, ASTM D854-14. DOI:10.1520/D0854-14.
27. Institute of standard and Institute of Research of Iran. 2010. Plastic-Unplasticized Poly (Vinyle Chloride) (PVC-U), Fittings and Piping systems for non Pressure Underground Drainage and Swerage Specifcation. ISIRI-9118. [In Persian].
28. Tavakoli Mehrjardi, G.H., Moghaddas Tafreshi, S.N. and Dawson, A.R., 2015. Numerical analysis on Buried pipes protected by combination of geocell reinforcement and rubber-soil mixture. *International Journal of Civil Engineering*, 13(2), doi.org/10.22068/IJCE.13.2.90.
29. British Standard Institution (BSI), 1980. Plastics pipework (thermoplastics materials)- Code of practice for the installation of unplasticized PVC pipework for gravity drains and sewers. BS 5955.
30. American Association of State Highway and Transportation officials (AASHTO), 2010. Bridge Construction specifications. Washington DC, USA.
31. Moghaddas Tafreshi, S.N. and Tavakoli Mehrjardi, G.H., 2008. The use of neural network to predict the behavior of small plastic pipes embedded in reinforced sand and surface settlement under repeated load. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 21(6), pp.883-894. doi.org/10.1016/j.engappai.2007.09.001.
32. Brito, L.A.T., Dawson, A.R. and Kolisoja, P.J., 2009. Analytical evaluation of unbound granular layers in regard to permanent deformation. *Proceedings of the 8th International on the Bearing Capacity of Roads, Railways, and Airfields (BCR2A'09)*, Champaign IL, USA, pp.187-196.
33. American Society for Testing and Materials (ASTM), 2021. Standard test method for repetitive static plate load tests of soils and flexible pavement components, for use in evaluation and design of airport and highway pavements. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, ASTM D1195M-21. DOI: 10.1520/D1195_D1195M-21.
34. American Society for Testing and Materials (ASTM), 2021. Standard test method for nonrepetitive static plate load tests of soils and flexible pavement components, for use in evaluation and design of airport

- and highway pavements1. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, ASTM D1196M-21. DOI: 10.1520/D1196_D1196M-21.
35. Hsieh, C. and Mao, H.L., 2005. A Bench-scale performance test for evaluation the geosynthetic reinforcement effects on granular base courses. *Geosynthetics Research and Development*, pp.1-11, doi.org/10.1061/40782(161)9.
36. Association, Uni-Bell PVC Pipe., 2013. *Handbook of PVC Pipe Design and Construction*, Industrial Press.
37. Boussinesq, J., 1885. Application des potentiels a l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris, Gauthier-Villars. Reprinted, 1969 with an introduction by A Caquot, Paris, Albert Blanchard, p.721.
38. Love, J.P., 1984. Model testing of geogrids in unpaved roads. PhD Thesis, Oxford University, Oxford, UK.
39. Fakher, A. and Jones, C.J., 1996. Discussion: Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(4), pp.326-327. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:4(326).
40. El-Emam, M. and Bathurst, R.J., 2004. Experimental design, instrumentation and interpretation of reinforced soil wall response using a shaking table. *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*, 4(4), pp.13-32. doi.org/10.1680/ijpimg.2004.040402.
41. Sireesh, S., Sitharam, T.G. and Dash, S.K., 2009. Bearing capacity of circular footing on geocell-sand mattress overlying clay bed with void. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), pp. 89-98. doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.09.005.

بررسی اثر ترکیبی نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی پروپیلن در مشخصات مکانیکی، نفوذپذیری و تهاجم کلریدی کامپوزیت سیمانی

صفا پیمان* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه جامع امام حسین (ع)، تهران

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره ۴۰، شماره ۲، صص. ۱۲۷-۱۳۸، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، اثر توأمان نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی پروپیلن در مشخصات مکانیکی، نفوذپذیری و تهاجم کلریدی کامپوزیت سیمانی بررسی شده است. لذا از ۲٪ وزنی نانوسیلیس به عنوان جایگزین سیمان و به ترتیب ۱ و ۲ درصد حجمی از الیاف فولادی و پلی پروپیلن به عنوان افزودنی در کامپوزیت سیمانی به صورت مجزا و همچنین به صورت توأمان استفاده شده است. آزمایش هایی همچون: مقاومت های فشاری، خمشی و کششی، سرعت پالس فراصوت، نرخ جذب آب مویینه و مهاجرت تسريع شده یون کلرید (RCMT) بررسی شده است. نتایج حاکی از آن است که حضور هم زمان نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی پروپیلن در طرح مخلوط کامپوزیت سیمانی ۹۰ روزه به ترتیب منجر به افزایش ۵۹/۳، ۳۲/۳ و ۶۷/۲ درصدی مقاومت های فشاری، خمشی و کششی و چقرمگی خمشی در مقایسه با نمونه ی شاهد شده است. کاهش نرخ جذب آب و افزایش دوام در برابر تهاجم کلریدی از دیگر نتایج قابل توجه پژوهش حاضر بوده است.

واژگان کلیدی: نانوسیلیس، الیاف فولادی، الیاف پلی پروپیلن، مشخصات مکانیکی، دوام.

speyman@ihu.ac.ir

۱. مقدمه

گرفته است.^[۵] اخیراً استفاده از نانوذرات در مواد پایه ی سیمانی توجه زیادی را به خود جلب کرده است، زیرا آن ها می توانند در مقیاس نانو برخی خواص منحصر به فرد را ایجاد کنند.^[۶] با توجه به ساختار هیدراته ی سیمان با منافذ نانومقیاس، نانوذرات می توانند به طور مؤثر منافذ با سایز نانو را پر کنند و استحکام و دوام بتن را افزایش دهند.^[۷] از سویی دیگر، نانوذرات به عنوان کانون های هسته زایی می توانند منجر به تسريع واکنش هیدراسیون سیمان شوند. متعاقباً محصولات حاصل از واکنش هیدراسیون به ایجاد ریزساختار متراکم تر و تخلخل کمتر ماتریس سیمانی کمک می کنند.^[۹،۸]

سیلیس دارای فرمول شیمیایی سیلیکون دی اکسید (SiO_2) است. نانوسیلیس به نانوذره یی اطلاق می شود که با کاهش اندازه ی ذرات پودر سیلیس از طریق تعدادی از فرایندهای مختلف به سطح نانومتری تولید می شود. نانوسیلیس می تواند به عنوان افزودنی برای بهبود خواص مکانیکی و دوام کامپوزیت های سیمانی استفاده شود.^[۱۰] در همین راستا، چیترا^۱ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۱] تأثیر افزودن نانوسیلیس کلوتیدی در خواص مکانیکی و دوام بتن پر مقاومت را بررسی کردند و دریافتند که جایگزینی

بتن ماده یی ساختمانی است که از مخلوط کردن سیمان پرتلند با ماسه، سنگ دانه ی خرد شده و آب ساخته می شود، که به طور گسترده در صنعت ساخت استفاده می شود.^[۱] مقرون به صرفه بودن، در دسترس بودن منابع فراوان اجزاء بتن، سازگاری با محیط زیست و مقاومت مناسب از جمله ویژگی هایی هستند که سبب استفاده ی مطلوب آن شده است.^[۲] در طراحی سازه های بتنی، علاوه بر داشتن مقاومت مکانیکی بالا، دوام بتن نیز به عنوان یک مشخصه ی حیاتی باید در نظر گرفته شود. بتن بادوام باید در برابر هرگونه فرایند شیمیایی، فیزیکی، یا بیولوژیکی که در طول عمر خدماتی سازه ممکن است به آن آسیب رساند، مقاومت کند.^[۴]

فناوری نانو، رویکردی جدید است که در زمینه های مختلف دانش و فناوری وارد شده است. لذا مطالعات گسترده یی در راستای افزایش عملکرد مصالح ساختمانی و توسعه ی بتن های بادوام و پایدار برای صنعت ساخت با به کارگیری فناوری نانو صورت

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۵/۲۹، اصلاحیه ۱۴۰۲/۹/۳، پذیرش ۱۴۰۲/۹/۱۳.

استناد به این مقاله:

پیمان، صفا. ۱۴۰۳. بررسی اثر ترکیبی نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی پروپیلن در مشخصات مکانیکی، نفوذپذیری و تهاجم کلریدی کامپوزیت سیمانی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۱۲۷-۱۳۸. DOI:10.24200/J30.2023.62861.3245

جزئی سیمان با نانوسیلیس در بتن پرمقاومت نه فقط منجر به افزایش مقاومت‌های فشاری، خمشی و کششی می‌شود، بلکه دوام در برابر نفوذ یون کلرید را نیز بهبود می‌بخشد.

میکروالیاف فولادی، یک نوع مسلح‌کننده فلزی است؛ که ویژگی‌هایی از جمله: طول کوتاه، نسبت ابعادی (نسبت طول به قطر) حدود ۲۰ تا ۱۰۰ و سطح مقطع‌های مختلف دارند. این تذکر لازم است که الیاف فولادی به اندازه‌ی کافی کوچک هستند، لذا امکان پخش‌شدگی کاملاً تصادفی آن‌ها در یک ماتریس سیمانی فراهم است. نکته‌ی قابل توجه در مورد الیاف فولادی این است که مصرف مقدار معینی از آن‌ها در بتن می‌تواند باعث تغییرات کیفی در خصوصیات فیزیکی بتن شود و مقاومت در برابر ترک‌خوردگی، ضربه، خستگی، خمش، دوام و سایر خواص را به شکل قابل توجهی افزایش دهد.^[۱۲] یازچی^۲ و همکاران (۲۰۰۷)،^[۱۳] نشان دادند که استفاده از الیاف فولادی با نسبت ابعادی و درصد‌های افزودنی مختلف در بتن، منجر به افزایش حدود ۴ تا ۱۹ درصدی مقاومت فشاری، حدود ۱۱ تا ۵۴ درصدی مقاومت کششی و حدود ۳ تا ۸۱ درصدی مقاومت خمشی می‌شود. همچنین در پژوهشی دیگر توسط بهفرنا و بهروان (۲۰۱۴)،^[۱۴] تأثیر الیاف فولادی در مقاومت در برابر نفوذ کلرید بتن بررسی و گزارش شده است، که عمق نفوذ در نمونه‌های تقویت‌شده با الیاف فولادی نسبت به نمونه‌ی شاهد، ۱۵٪ کاهش یافته است.

از سویی دیگر، میکروالیاف پلی‌پروپیلن، نوعی الیاف پلیمری است که متشکل از رشته‌های بسیار نازک تکرار شونده است، که باعث ایجاد یک سیستم بتن مسلح با کارایی مناسب و کیفیت بسیار بالا می‌شود. میکروالیاف پلی‌پروپیلن به دلیل مشخصات بارزی، مانند: شکل‌پذیری و انعطاف‌پذیری بالا، دوام مناسب و قیمت ارزان، به صورت گسترده در حوزه‌ی کامپوزیت سیمانی استفاده می‌شود.^[۱۵] وانگ^۳ و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۶] در پژوهشی تأثیر الیاف پلی‌پروپیلن در مشخصات مکانیکی بتن لاستیکی را بررسی کردند و دریافتند که خصوصیات مکانیکی بتن لاستیکی حاوی الیاف پلی‌پروپیلن، شامل مقاومت‌های کششی و خمشی بهبود یافته است. از طرفی، تأثیر الیاف پلی‌پروپیلن در مقاومت در برابر نفوذ کلرید بتن توسط بسیاری از پژوهشگران بررسی شده است. نتایج آزمایش برخی از ایشان،^[۱۷] نشان داده است که افزودن الیاف پلی‌پروپیلن در بتن منجر به افزایش مقاومت بتن در برابر نفوذ کلرید می‌شود، در حالی که سایر پژوهشگران،^[۱۵] نتایج متناقضی را گزارش کرده‌اند، که حاکی از کاهش مقاومت در برابر نفوذ کلرید بتن حاوی الیاف پلی‌پروپیلن است.

بنابراین با مروری بر ادبیات موضوع مشخص شد که نانوسیلیس و همچنین میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن، پتانسیل‌های ویژه‌ی در راستای بهبود مشخصات خاصی از کامپوزیت‌های سیمانی دارند. با وجود این، هر کدام از مواد مذکور به دلیل ویژگی‌های ذاتی می‌توانند فقط در برخی از خصوصیات کامپوزیت‌های سیمانی تأثیرگذاری قابل‌توجهی داشته باشند؛ در حالی که استفاده‌ی توأمان آن‌ها می‌تواند چندین ویژگی کامپوزیت‌های سیمانی را به صورت هم‌زمان ارتقاء بخشد. همچنین، بررسی پژوهشگران نوشتار حاضر، حاکی از نبود پژوهشی جامع و مدون درخصوص تأثیر توأمان نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن در خصوصیات مختلف کامپوزیت سیمانی بوده است. لذا در پژوهش حاضر، هدف بررسی اثر توأمان نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن در مشخصات مکانیکی، نفوذپذیری و تهاجم کلریدی کامپوزیت سیمانی بوده است؛ تا از این طریق چند ویژگی عملکردی کامپوزیت‌های سیمانی به صورت هم‌زمان ارتقاء داده شود.

۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

۱.۲. مصالح مصرفی

در پژوهش حاضر، از سیمان تیپ II تهران با سطح ویژه‌ی $0.34 \text{ m}^2/\text{gr}$ و وزن مخصوص 3.12 gr/cm^3 استفاده شده است. ترکیب‌های شیمیایی سیمان مصرفی در پژوهش حاضر در جدول ۱ ارائه شده است. ماسه‌ی سیلیسی طبیعی با وزن مخصوص 2.65 gr/cm^3 و مدول نرمی ۲/۴۹ به‌عنوان ریزدانه استفاده شد؛ که الزامات دانه‌بندی آن مطابق با استاندارد ASTM C۷۷۸^[۲۰] بوده است. نانوسیلیس استفاده‌شده در پژوهش حاضر، محصول شرکت صنایع نانوسیلیس ایساتیس بوده است، که مشخصات آن در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین از میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن مطابق با مشخصات ارائه‌شده در جدول ۳ استفاده شده است، که تصاویر ظاهری آن‌ها در شکل ۱ مشاهده می‌شود. این تذکر لازم است که به‌منظور دست‌یابی به کارایی موردنظر در کامپوزیت سیمانی و همین‌طور به‌عنوان یک ماده‌ی سطح‌پرداز جهت پخش‌شدگی مناسب نانوسیلیس در ملات سیمانی، از فوق روان‌کننده‌ی پلی‌کربوکسیلات اتر محصول شرکت وندشیمی، مطابق با رده‌بندی F براساس استاندارد ASTM C۴۹۴/C۴۹۴M^[۲۱] استفاده شده است. علاوه‌بر این، آب شرب شهری با مقدار pH برابر با ۶/۹ استفاده شده است.

۲.۲. روش ساخت سوسپانسیون حاوی نانوسیلیس

به‌منظور ساخت سوسپانسیون حاوی نانوسیلیس، ابتدا به‌اندازه‌ی موردنیاز آب، نانوسیلیس و فوق روان‌کننده‌ی پلی‌کربوکسیلات اتر توزین و در بشر ریخته شده و سپس بشر در دستگاه مافوق صوت پروبی^۴ قرار گرفته و با انتخاب توان ۲۰۰ وات

جدول ۱. ترکیب‌های شیمیایی سیمان پرتلند تیپ II.

ترکیب‌های شیمیایی	درصد وزنی
CaO	۶۳٫۰۱
SiO _۲	۱۹٫۴۲
SO _۲	۶٫۷۸
Al _۲ O _۳	۳٫۶۳
Fe _۲ O _۳	۳٫۲۳
MgO	۲٫۷۰
K _۲ O	۰٫۷۱
TiO _۲	۰٫۲۹
MnO	۰٫۱۹

جدول ۲. ویژگی‌های نانوسیلیس مصرفی.

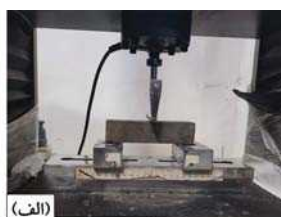
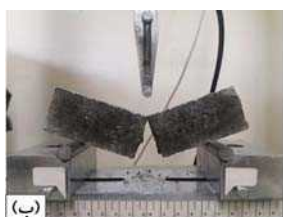
شکل	درصد خلوص	رنگ	pH	اندازه‌ی ذرات
نانو پودر	۹۹	سفید	۳٫۵ – ۵٫۵	۱۵ تا ۱۸ میلی‌متر

جدول ۳. مشخصات میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن.

ویژگی	الیاف فولادی	الیاف پلی‌پروپیلن
طول (mm)	۱۸	۱۲
قطر (mm)	۰٫۷	۰٫۱
مقاومت کششی (MPa)	۱۰۵۰	۳۲۰
نسبت ابعادی (L/D)	۲۵٫۷	۱۲۰

جدول ۴. جزئیات نسبت های مخلوط کامپوزیت سیمانی.

کد طرح	مواد سیمانی		میکروالیاف (درصد حجمی مواد سیمانی)		آب (kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	نسبت آب به مواد سیمانی	نسبت ماسه به مواد سیمانی	پلی کر بوکسیلات اثر (درصد وزنی مواد سیمانی)
	سیمان	نانوسیلیس	فلادی	پلی پروپیلن					
Control	۵۳۴	—	—	—	۲۴۰/۳	۱۳۸۸/۴	۰/۴۵	۲/۶	۰/۳
M1	۵۲۳/۳۲	۱۰/۶۸	—	—	۲۴۰/۳	۱۳۸۸/۴	۰/۴۵	۲/۶	۰/۵۵
M2	۵۳۴	—	۱	—	۲۴۰/۳	۱۳۸۸/۴	۰/۴۵	۲/۶	۰/۵
M3	۵۳۴	—	—	۰/۲	۲۴۰/۳	۱۳۸۸/۴	۰/۴۵	۲/۶	۰/۵۵
M4	۵۳۴	—	۱	۰/۲	۲۴۰/۳	۱۳۸۸/۴	۰/۴۵	۲/۶	۰/۶
M5	۵۲۳/۳۲	۱۰/۶۸	۱	۰/۲	۲۴۰/۳	۱۳۸۸/۴	۰/۴۵	۲/۶	۰/۷



شکل ۲. الف) نمونه‌ی منشوری تحت بارگذاری خمشی سه نقطه؛ ب) نحوه‌ی شکست نمونه‌ی خمشی.

مواد سیمانی و ماسه به مواد سیمانی در پژوهش حاضر استفاده شده است. همچنین درصد های بهینه‌ی فوق روان کننده‌ی مصرفی نیز در جدول ۴ ارائه شده است. براساس جزئیات طرح مخلوط کامپوزیت سیمانی ارائه شده در جدول ۴ و مطابق روش پیشنهادی استاندارد ASTM C305^[۲۰]، مصالح مصرفی مخلوط شدند. پس از آماده سازی قالب های مرتبط، ملات ساخته شده در قالب ها ریخته شد. برای کاهش حباب های هوای موجود در کامپوزیت سیمانی، نمونه ها به مدت ۲ دقیقه با بسامد (Hz) ۲۵ بر روی میز لرزه و تحت ویریه قرار گرفتند. نمونه ها بعد از ۲۴ ساعت از قالب خارج و به مدت ۲۸ و ۹۰ روز در آب آهک اشباع شده مطابق با استاندارد ASTM C5۱۱^[۲۱] عمل آوری شدند.

۴.۲. شرح آزمایش

۱.۴.۲. مقاومت فشاری

به منظور تعیین مقاومت فشاری، نمونه های مکعبی شکل کامپوزیت سیمانی با ابعاد (cm) ۵ مطابق با استاندارد ASTM C۱۰۹^[۲۲] تحت آزمایش قرار گرفتند. در انتها، میانگین نتایج ۳ آزمایش به عنوان مقاومت فشاری ثبت شده برای هر نسبت مخلوط گزارش شد.

۲.۴.۲. مقاومت خمشی

به منظور تعیین مقاومت خمشی، نمونه های منشوری شکل کامپوزیت سیمانی با ابعاد (cm) ۱۶ × ۴ × ۴ مطابق با استاندارد ASTM C۳۴۸^[۲۲] تحت آزمایش خمشی سه نقطه قرار گرفتند (شکل ۲). در پایان، میانگین نتایج ۳ آزمایش ثبت و مقاومت خمشی برای هر نسبت مخلوط محاسبه شد.

۳.۴.۲. مقاومت کششی

آزمایش مقاومت کششی به روش دو نیم کردن نمونه ها، که با عنوان آزمایش کشش برزیلی نیز شناخته می شود، مطابق با الزامات استاندارد ASTM C4۹۶^[۲۳] و بر روی نمونه های استوانه ای با ابعاد (cm) ۱۵ × ۳۰ انجام شد.



شکل ۳. الف) میکرو الیاف فولادی؛ ب) میکرو الیاف پلی پروپیلن.

شکل ۱. تصاویر ظاهری میکروالیاف مصرفی.

و مدت زمان ۱۰ دقیقه، عمل پراکنش نانوسیلیس در آب انجام شده است. این تذکر لازم است که در حین فرایند آلتراسونیک، بشر حاوی نانوسیلیس در حمام آب یخ گذاشته شد، تا در هنگام پراکنش توسط دستگاه مافوق صوت از گرم شدن بیش از حد محلول جلوگیری شود.

۳.۲. نسبت های مخلوط، نحوه‌ی اختلاط، آماده سازی و عمل آوری

نمونه های کامپوزیت سیمانی

جزئیات نسبت های مخلوط کامپوزیت سیمانی در جدول ۴ ارائه شده است. درصد های مصرفی نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی پروپیلن، در پژوهش حاضر، براساس درصد های مطلوب و بهینه‌ی استفاده شده در پژوهش های پیشین انتخاب شده است. در همین راستا، از ۲٪ وزنی نانوسیلیس^[۲۳،۲۴] به عنوان جایگزین سیمان و به ترتیب ۱٪ حجمی از میکروالیاف فولادی^[۲۳-۲۵] و ۰/۲٪ حجمی میکروالیاف پلی پروپیلن^[۲۶،۲۷] به عنوان افزودنی در کامپوزیت سیمانی به صورت مجزا و توأمان استفاده شده است.

این تذکر لازم است که با اقتباس از استاندارد ASTM C۱۰۹^[۲۷] مقادیر ۴۸۵ و ۲/۷۵ به ترتیب به عنوان مقادیر اولیه برای نسبت آب به مواد سیمانی و ماسه به مواد سیمانی در نظر گرفته شده است. لذا مقادیر اولیه مذکور به همراه درصد های مصرفی مختلف فوق روان کننده تحت سعی و خطاهای مکرر آزمایشگاهی قرار گرفتند. به همین منظور از آزمایش های مینی اسلامپ^[۲۸] و میز جریان^[۲۹] با هدف ثابت نگه داشتن کارایی (مقدار افت اسلامپ ۱/۲ ± ۱/۲ سانتی متر و همین طور مقدار پخش شدگی ۱۰ ± ۱۳۰ میلی متر در آزمایش میز جریان) در تمامی مخلوط ها استفاده شد. نهایتاً مقادیر ۴۵/۰ و ۲/۶ به ترتیب به عنوان مقادیر بهینه‌ی نسبت آب به

۴.۴.۲. سرعت پالس فراصوت

آزمایش سرعت پالس فراصوت بر روی نمونه‌های منشوری با ابعاد $4 \times 4 \times 16$ (cm) قبل از انجام آزمایش خمشی سه نقطه‌ای مطابق استاندارد ASTM C 597، [۳۴] انجام شده است. این تذکر لازم است که قبل از انجام آزمایش، دستگاه با کمک میله استاندارد کالیبره و سپس به منظور اتصال بهتر پروب‌های دستگاه، سطوح نمونه‌ها روغن کاری شد و سرعت پالس عبوری هر نمونه ۳ بار اندازه‌گیری و مقدار میانگین آن‌ها به عنوان سرعت پالس فراصوت گزارش شده است.

۵.۴.۲. جذب آب مویینه

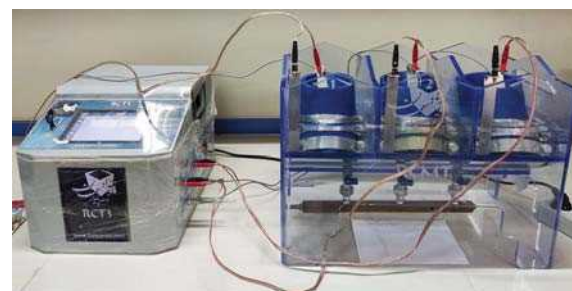
نرخ جذب آب کامپوزیت سیمانی مطابق استاندارد ASTM C 1585، [۳۵] بر روی ۳ نمونه‌ی دیسکی مشابه با قطر ۱۰ و ارتفاع ۵ (cm) انجام شد. پس از خشک کردن نمونه‌ها در آون معمولی با دمای 50°C به مدت ۲۴ ساعت، سطوح جانبی و بالایی نمونه‌ها با استفاده از چسب آلومینیومی و پوششی نایلونی کاملاً پوشانده شد، تا آب به صورت تک جهته از سطح، در تماس با آب (سطح زیرین) نمونه حرکت کند (شکل ۳ الف و ب)). سپس، نمونه‌ها توزین و به عنوان وزن خشک نمونه‌ها قبل از غوطه‌وری در آب ثبت شدند. در ادامه، نمونه‌های دیسکی در یک ظرف حاوی آب، که فقط ۳ میلی‌متر آن بالاتر از کف نمونه بود، قرار گرفتند (شکل ۳ - ب). سپس وزن نمونه‌ها در فواصل زمانی ۱، ۵، ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۶۰ دقیقه و ۲، ۳، ۴، ۵، ۶ و ۲۴ ساعت و ۲، ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷ روز از زمان شروع آزمایش ثبت شدند. بدین ترتیب با در اختیار داشتن وزن نمونه در حالت خشک و وزن آن در هر یک از فواصل زمانی ذکر شده و استفاده از دستورالعمل ارائه شده توسط استاندارد ASTM C 1585، [۳۵] نرخ جذب آب اولیه و ثانویه تعیین شد.

۶.۴.۲. مهاجرت تسریع شده‌ی یون کلرید (RCMT)

آزمایش RCMT کامپوزیت سیمانی مطابق استاندارد NT BUILD 492، [۳۶] بر روی ۳ نمونه‌ی دیسکی مشابه با قطر ۱۰ و ارتفاع ۵ (cm) انجام شد (شکل ۴). این تذکر لازم است که به منظور اندازه‌گیری عمق نفوذ یون کلرید، پس از پایان آزمایش، آزمون‌ها از دستگاه آزمایش خارج و با آب مقطر شسته و در راستای طولی با کمک جک فشاری (مشابه آزمایش کشش برزیلی) به دو نیم تقسیم شدند و یک نیمه



شکل ۳. الف) نمای سه بعدی سطح جانبی و فوقانی نمونه‌ی عایق بندی شده؛ ب) نمای جانبی؛ پ) تصویر آزمایش جذب آب مویینه.



شکل ۴. تصویر آزمایش RCMT.

برای اندازه‌گیری عمق نفوذ انتخاب شد. در ادامه، محلول نقره‌ی نیترات ۱٪ نرمال بر روی سطح تازه‌ی شکافته شده افشانه شد. هنگامی که رسوب سفید رنگ نقره‌ی کلرید بر روی سطح شکافته شده به وضوح قابل مشاهده بود، عمق نفوذ یون کلرید اندازه‌گیری شد. پس از اتمام مدت زمان آزمایش، ضریب مهاجرت براساس رابطه‌ی ۱ محاسبه شد:

$$D_{ssm} = \frac{0.239(273+T)L}{(U-2)t} \left(x_d - 0.238 \sqrt{\frac{(273+T)Lx_d}{U-2}} \right) \quad (1)$$

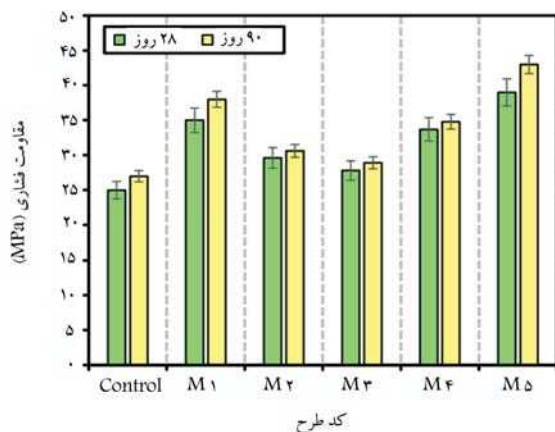
که در آن، D_{ssm} ضریب مهاجرت حالت غیر پایدار (m^2/s) ، U ولتاژ اعمال شده برحسب (V) ، T مقدار میانگین دمای اولیه و نهایی در محلول آنولیت بر حسب $(^\circ\text{C})$ ، L ضخامت نمونه بر حسب (mm) ، x_d مقدار میانگین عمق نفوذ برحسب (mm) و t مدت زمان انجام آزمایش برحسب ساعت هستند.

۳. نتایج و بحث

۱.۳. مقاومت فشاری

در شکل ۵، نتایج حاصل از آزمایش مقاومت فشاری بر روی طرح مخلوط‌های ساخته شده در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش سن عمل‌آوری از ۲۸ به ۹۰ روز، مقاومت فشاری کلیه‌ی طرح‌های مخلوط‌ها افزایش یافته است، که به واسطه‌ی پیشرفت فرایند هیدراسیون سیمان و همچنین افزایش واکنش پوزولانی در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس با گذشت زمان است. [۳۹-۴۷] علاوه بر این، می‌توان مشاهده کرد با جایگزینی ۲٪ وزنی نانوسیلیس در طرح مخلوط M1، مقاومت فشاری ۲۸ و ۹۰ روزه‌ی ملات سیمانی افزایش یافته است؛ به نحوی که نتایج حاکی از آن بوده است که در نمونه‌ی M1، ۴۰/۱ و ۴۰/۹ درصد افزایش مقاومت فشاری به ترتیب در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سن‌های متناظر حاصل شده است. افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌ی حاوی نانوسیلیس می‌تواند به واسطه‌ی چند مکانیزم عملکردی باشد، که به این صورت خلاصه شده است:

۱. تسریع در فرایند هیدراسیون سیمان و افزایش ژل کلسیم سیلیکات هیدراته (C-S-H) به واسطه‌ی ایجاد کانون‌های هسته‌زایی در ماتریس سیمانی، [۳۹،۴۷] (در واقع



شکل ۵. مقاومت فشاری نمونه‌های کامپوزیت سیمانی.

در حالی که نتایج نشان دهنده‌ی افزایش قابل توجه مقاومت خمشی در نمونه‌های حاوی میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه بوده است. در نمونه‌های حاوی ۱٪ حجمی الیاف فولادی (M۲)، ۲٪ حجمی الیاف پلی‌پروپیلن (M۳) و حالت هیبریدی آن‌ها (M۴) به ترتیب در سن ۲۸ روزه، ۲۷/۳، ۲۱/۶ و ۲۹/۹ درصد و در سن ۹۰ روزه، ۲۴/۶، ۲۲/۹ و ۲۲/۰ درصد افزایش مقاومت خمشی در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سنین متناظر مشاهده شده است. الیاف فولادی با توجه به مقاومت کششی بالایی که از خود نشان می‌دهند، میکروترک‌های موجود در ماتریس سیمانی را به نحو مناسبی کنترل و تنش‌های خمشی را جذب می‌کنند و مانع از گسترش ماکروترک‌ها در کامپوزیت سیمانی می‌شوند.^[۴۳،۴۶] در نتیجه، نمونه‌های حاوی الیاف فولادی عملکرد مطلوب‌تری را در معرض بارگذاری خمشی در مقایسه با نمونه‌ی شاهد از خود نشان می‌دهند. از سویی دیگر، الیاف پلی‌پروپیلن نیز به سبب انعطاف‌پذیری بالاتر، خاصیت مسلح‌کنندگی و پل زدگی خود نقش کلیدی را در جلوگیری از گسترش سریع ترک‌ها ایفا می‌کنند؛ لذا منجر به بهبود مقاومت خمشی در مقایسه با نمونه‌ی شاهد شدند.^[۱۶]

با وجود این، با بررسی دقیق‌تر نتایج مشاهده شد که نتایج مقاومت خمشی نمونه‌ی M۲ بالاتر از نمونه‌ی M۳ است؛ هر چند اختلاف آن‌ها جزئی است. علت افزایش جزئی مقاومت خمشی نمونه‌ی حاوی میکروالیاف فولادی نسبت به نمونه‌ی حاوی میکروالیاف پلی‌پروپیلن می‌تواند به واسطه‌ی پخش‌نشده‌ی یکنواخت میکروالیاف فولادی در ماتریس سیمانی باشد. در واقع، با توجه به درصد مصرفی بالاتر میکروالیاف فولادی در مقایسه با میکروالیاف پلی‌پروپیلن، عدم پخش‌شدگی یکنواخت الیاف فولادی در ماتریس سیمانی محتمل است. لذا ممکن است پتانسیل آن‌ها برای بهبود مقاومت خمشی محدود شده باشد. از سویی، با توجه به نسبت ابعادی بالاتر میکروالیاف پلی‌پروپیلن نسبت به میکروالیاف فولادی، این عامل نیز ممکن است در اختلاف کم مابین این دو طرح تأثیرگذار باشد. همچنین هندسه‌ی میکروالیاف فولادی مصرفی در پژوهش حاضر (صاف با سطح مقطع دایره‌یی) نیز ممکن است در مقایسه با سایر شکل‌های میکروالیاف فولادی (الیاف فولادی با قلاب یا شکل چین‌دار) در بهبود مقاومت خمشی کامپوزیت سیمانی مطالعه‌شده، تأثیرگذاری کمتری داشته است. به صورت خلاصه می‌توان بیان کرد که دلایل ذکرشده می‌تواند علت احتمالی افزایش جزئی مقاومت خمشی نمونه‌ی M۲ نسبت به نمونه‌ی M۳ باشد.

علاوه بر این مشاهده شد که نمونه‌ی حاوی اثر توأمان نانوسیلیس، الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن (M۵) بیشترین افزایش مقاومت خمشی را نتیجه داده است، که به ترتیب به میزان ۳۴/۴ و ۳۲/۳ درصد در سن ۲۸ و ۹۰ روز در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سنین متناظر است. لذا چنین می‌توان بیان کرد که در نمونه‌ی مذکور اثر مسلح‌کنندگی میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن و تا حدی آثار کانون‌های هسته‌زایی، پُرکنندگی و فعالیت پوزولانی نانوسیلیس با همدیگر توأم شده و لذا بیشترین افزایش مقاومت خمشی در نمونه‌ی M۵ به دست آمده است. شایان ذکر است که در شکل ۷، بافت کامپوزیت سیمانی M۵ پس از آزمایش خمشی سه نقطه‌یی مشاهده می‌شود. در شکل ۸، منحنی نیرو - جابه‌جایی خمشی نمونه‌های کامپوزیت سیمانی در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه مشاهده می‌شود. با در اختیار داشتن منحنی‌های نیرو - جابه‌جایی می‌توان مقدار چقرمگی خمشی را محاسبه کرد. این تذکر لازم است که چقرمگی خمشی به جذب انرژی تا زمان شکست اشاره دارد، که برابر با مساحت زیر منحنی نیرو - جابه‌جایی است.^[۴۴] مقادیر چقرمگی خمشی نمونه‌های کامپوزیت سیمانی در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه در جدول ۵ ارائه شده است. الگوی تغییرات چقرمگی خمشی نیز مشابه تغییرات مقاومت خمشی است که قبلاً تشریح شده است. به صورت

نانوذرات سیلیس به واسطه‌ی سایز نانویی خود، واکنش‌پذیری فوق‌العاده بالایی دارند) هر نانوذره به عنوان یک دانه برای هسته‌زایی ژل C-S-H و فرایند رشد در خمیر سیمانی عمل می‌کند. بنابراین به واسطه‌ی این اثر منحصر به فرد، حضور نانوذرات سیلیس منجر به تسریع در واکنش هیدراسیون سیمان می‌شوند.^[۴۱،۴۰،۷]

۲. کاهش تخلخل، اصلاح ساختار منافذ و ایجاد ریزساختار متراکم‌تر به دلیل ابعاد نانومقیاس و اثر پُرکنندگی آن‌ها.^[۴۲،۷]

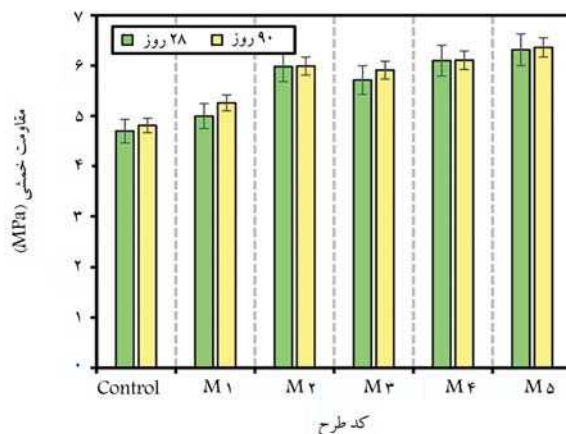
۳. افزایش تشکیل ژل C-S-H ثانویه به علت خاصیت پوزولانی نانوسیلیس و واکنش با کلسیم هیدروکسید حاصل از هیدراسیون سیمان.^[۴۳،۳۹،۷]

بنابراین افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌های ملات سیمانی حاوی نانوسیلیس از سه مکانیزم اخیر نشأت گرفته است.

از طرفی با افزودن ۱٪ حجمی الیاف فولادی و ۲٪ حجمی الیاف پلی‌پروپیلن به صورت جداگانه در مخلوط‌های M۲ و M۳ و به صورت هیبریدی در مخلوط M۴ مشاهده می‌شود که به ترتیب در سن ۲۸ روزه، ۱۸/۵، ۱۱/۳ و ۳۴/۸ درصد و همچنین در سن ۹۰ روزه ۱۳/۴، ۷/۲ و ۲۸/۹ درصد افزایش مقاومت فشاری در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سنین متناظر را به دنبال داشته است. علت بهبود مقاومت فشاری با افزودن الیاف فولادی و همین‌طور الیاف پلی‌پروپیلن، به واسطه‌ی اثر مسلح‌کنندگی آن‌ها و ممانعت از شکست ژرد در کامپوزیت سیمانی بوده است.^[۴۳،۴۶] علاوه بر این، در طرح مخلوط ۵M، که بیانگر اثر توأمان نانوسیلیس، الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن است؛ مشاهده شد که مقاومت فشاری در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه به ترتیب به میزان ۵۶/۱ و ۵۹/۳ درصد در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سنین متناظر افزایش یافته است. با توجه به مطالب بیان‌شده در نمونه‌ی حاوی ترکیب نانوسیلیس، الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن به دلیل حضور هم‌زمان سه ماده‌ی افزودنی در کامپوزیت سیمانی می‌توان مجموعه‌یی از مکانیزم‌های مذکور را متصور بود.

۲.۳. مقاومت خمشی

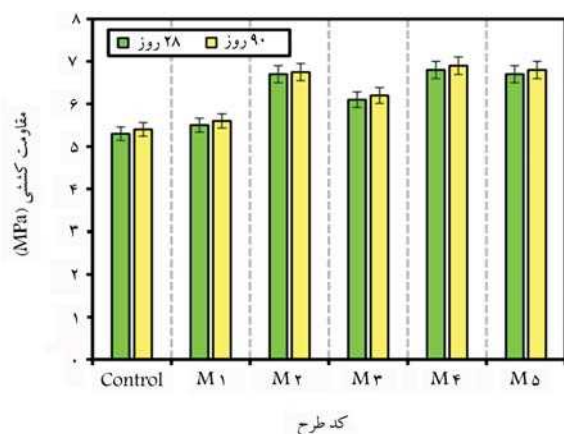
در شکل ۶، نتایج حاصل از آزمایش مقاومت خمشی بر روی طرح‌های مخلوط‌های ساخته‌شده در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مشابه با نتایج حاصل از مقاومت فشاری، با افزایش سن عمل‌آوری از ۲۸ به ۹۰ روز، مقاومت خمشی کلیه‌ی طرح‌های مخلوط‌ها نیز افزایش یافته است. علاوه بر این، مشاهده می‌شود که افزودن ۲٪ وزنی نانوسیلیس تأثیر چندانی در بهبود مقاومت خمشی نداشته است.



شکل ۶. مقاومت خمشی نمونه‌های کامپوزیت سیمانی.

جدول ۵. چقرمگی خمشی نمونه‌های کامپوزیت سیمانی.

کد طرح	سن عمل‌آوری			
	روزه ۹۰		روزه ۲۸	
	چقرمگی خمشی (ژول)	افزایش درصد	چقرمگی خمشی (ژول)	افزایش درصد
Control	۰/۲۲۹	—	۰/۲۱۹	—
M۱	۰/۲۶۴	۱۵/۳	۰/۲۴۵	۱۱/۹
M۲	۰/۳۲۸	۴۳/۱	۰/۳۰۰	۳۷/۰
M۳	۰/۳۲۵	۴۱/۹	۰/۲۸۲	۲۸/۸
M۴	۰/۳۶۸	۶۰/۷	۰/۳۵۹	۶۳/۹
M۵	۰/۳۸۳	۶۷/۲	۰/۳۷۰	۶۸/۹



شکل ۹. مقاومت کششی نمونه‌های کامپوزیت سیمانی.

ویژه‌یی را در جذب تنش‌های خمشی ناشی از بارگذاری استاتیکی ایفا می‌کند و از طرفی آثار کانون‌های هسته‌زایی و پوزولانی نانوسیلیس نیز با کمک به تشکیل ژل‌های مقاوم بیشتر در ماتریس سیمانی می‌تواند منجر به جذب انرژی بالاتر در نمونه‌ی M۵ شوند، که تجمیع آثار اخیر، موجب دست‌یابی به بهبود در مقادیر چقرمگی خمشی مربوط به نمونه‌ی M۵ شده است.

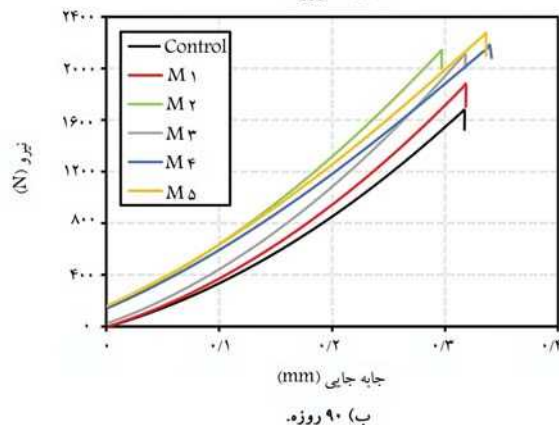
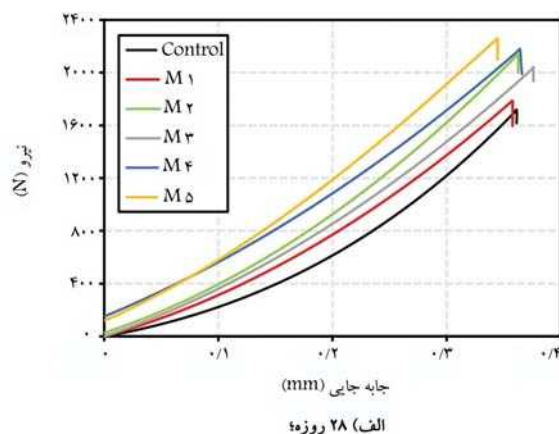
۳.۳. مقاومت کششی

در شکل ۹، نتایج حاصل از آزمایش مقاومت کششی بر روی طرح‌های مخلوط‌های ساخته‌شده در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مشابه با نتایج حاصل از مقاومت‌های فشاری و خمشی، با افزایش سن عمل‌آوری از ۲۸ به ۹۰ روزه، مقاومت کششی کلیه‌ی طرح‌های مخلوط‌ها نیز به صورت جزئی افزایش یافته است. افزون بر این مشاهده شد که افزودن ۲٪ وزنی نانوسیلیس، تأثیر قابل توجهی در بهبود مقاومت کششی نداشته است.

همچنین، در نمونه‌های حاوی ۱٪ حجمی الیاف فولادی (M۲)، ۲٪ حجمی الیاف پلی‌پروپیلن (M۳) و حالت هیبریدی آن‌ها (M۴) به ترتیب در سن ۲۸ روزه، ۲۶/۴، ۱۵/۱ و ۲۶/۴ درصد و در سن ۹۰ روزه، ۲۵/۰، ۱۴/۸ و ۲۵/۹ درصد افزایش مقاومت کششی در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سنین متناظر مشاهده شده است. افزایش مقاومت کششی در نمونه‌های اخیر، ناشی از عواملی مانند: نقش مسلح‌کنندگی و پل‌زدگی میکروالیاف‌ها، خاصیت انعطاف‌پذیری الیاف پلی‌پروپیلن و مقاومت کششی بالای الیاف فولادی بوده است. [۴۳، ۲۶، ۱۶]



شکل ۷. بافت کامپوزیت سیمانی M۵ پس از آزمایش خمشی سه نقطه‌یی.



شکل ۸. منحنی نیرو - جابه‌جایی خمشی نمونه‌های کامپوزیت سیمانی ۲۸ و ۹۰ روزه.

ویژه، نتایج نشان‌دهنده‌ی آن است که نمونه‌ی حاوی اثر توأمان نانوسیلیس، الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن (M۵)، بیشترین میزان چقرمگی خمشی یا به عبارتی جذب انرژی در حین بارگذاری استاتیکی را نتیجه داده است. لذا چنین می‌توان بیان کرد که در نمونه‌ی M۵، اثر مسلح‌کنندگی میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن نقش

و در نتیجه مکانیزم مسلح‌کنندگی میکروالیاف در کامپوزیت سیمانی باشد. از سویی دیگر، نمونه‌ی حاوی هیبرید نانوذرات سیلیس، الیاف فولادی، و الیاف پلی‌پروپیلن (M5)، بیشترین افزایش سرعت پالس فراصوت در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه را در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سنین متناظر از خود نشان داده است. لذا می‌توان بیان کرد که در نمونه‌ی (M5)، اثر مسلح‌کنندگی میکروالیاف‌های فولادی و پلی‌پروپیلن، آثار پُرکنندگی، کانون‌های هسته‌زایی و پوزولانی نانوذرات سیلیس با همدیگر توأم شده و لذا بیشترین بهبود در مقدار سرعت پاس فراصوت در نمونه‌ی M5 به دست آمده است.

براساس طبقه‌بندی ارائه‌شده در جدول ۶، برای کیفیت بتن براساس نتایج حاصل از آزمایش سرعت پالس فراصوت مشاهده می‌شود که مخلوط حاوی فقط نانوسیلیس (M۱) و همین‌طور مخلوط حاوی هیبرید نانوذرات سیلیس، الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن (M5)، دارای مقادیر سرعت پالس فراصوت بیش از 4500 (m/sec) هستند؛ بنابراین در دسته‌ی کامپوزیت‌های سیمانی با کیفیت عالی طبقه‌بندی خواهند شد.

۵.۳. نرخ جذب آب

نتایج نرخ جذب آب موبینه‌ی طرح‌های مخلوط‌های ساخته‌شده و خطوط برازش دو مرحله‌یی اعمال‌شده بر نتایج به دست آمده، در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود. این تذکر لازم است که نتایج جذب موبینگ محاسبه‌شده از خطوط برازش‌شده در شکل ۱۱، در جدول ۷ ارائه شده است؛ که مطابق آن، افزودن نانوسیلیس در ملات سیمانی می‌تواند مقاومت در برابر جذب آب اولیه‌ی ملات سیمانی را نسبت به نمونه‌ی شاهد جدول ۶، طبقه‌بندی کیفیت ریزساختار بتن براساس مقادیر سرعت پالس فراصوت. [۴۶]

کیفیت بتن	سرعت پالس فراصوت (m/sec)
عالی	بیشتر از ۴۵۰۰
خوب	۳۵۰۰ تا ۴۵۰۰
مشکوک	۳۰۰۰ تا ۳۵۰۰
ضعیف	۲۰۰۰ تا ۳۰۰۰
خیالی ضعیف	۲۰۰۰

جدول ۷. نتایج جذب موبینگ محاسبه‌شده از خطوط برازش‌شده در شکل ۱۱.

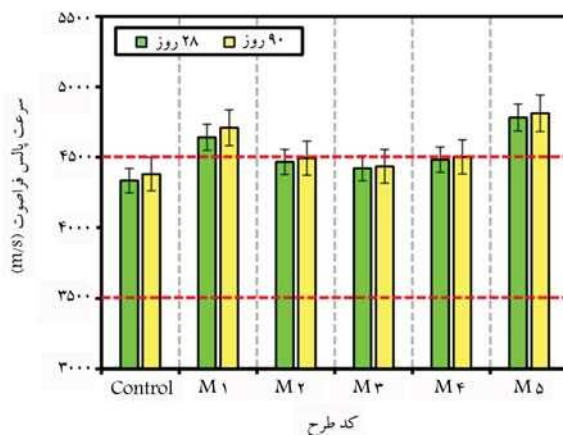
سن عمل‌آوری	کد طرح	نرخ جذب آب اولیه $(\times 10^{-2} \text{ mm/min}^{0.5})$	نرخ جذب آب ثانویه $(\times 10^{-2} \text{ mm/min}^{0.5})$
۲۸ روز	Control	۲۵/۹۲	۳/۱۰
	M۱	۲۰/۹۴	۲/۳۳
	M۲	۲۱/۳۲	۲/۶۱
	M۳	۲۱/۵۹	۲/۷۶
	M۴	۲۱/۱۱	۲/۲۹
	M۵	۱۹/۸۵	۲/۱۸
۹۰ روز	Control	۲۱/۳۲	۲/۵۶
	M۱	۱۸/۱۹	۲/۰۰
	M۲	۱۹/۰۷	۲/۲۲
	M۳	۱۹/۴۳	۲/۲۶
	M۴	۱۹/۲۶	۲/۱۹
	M۵	۱۵/۴۲	۱/۹۷

همچنین مشاهده شد که نمونه‌ی حاوی اثر توأمان نانوسیلیس، الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن (M5)، بیشترین افزایش مقاومت کششی، به میزان $26/4$ و $25/9$ درصد به ترتیب در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سنین متناظر را نتیجه داده است. لذا می‌توان بیان کرد که در نمونه‌های M5، اثر مسلح‌کنندگی میکروالیاف‌های فولادی و پلی‌پروپیلن و تا حدی اثر کانون‌های هسته‌زایی و پوزولانی نانوسیلیس با همدیگر توأم شده است؛ که تجمیع آثار اخیر، علت افزایش مقاومت کششی ملات سیمانی نسبت به حالت معمولی است.

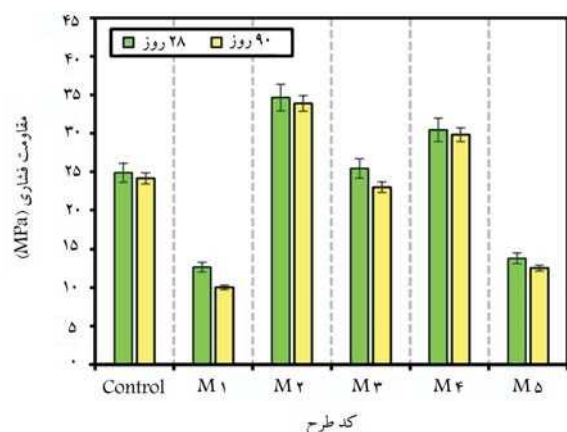
۴.۳. سرعت پالس فراصوت

در شکل ۱۰، نتایج حاصل از آزمایش سرعت پالس فراصوت بر روی طرح مخلوط‌های ساخته‌شده در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه مشاهده می‌شود. نتایج حاکی از آن است که با افزایش سن عمل‌آوری از ۲۸ تا ۹۰ روز، سرعت پالس فراصوت کلیه‌ی طرح مخلوط‌ها نیز افزایش یافته است؛ که می‌تواند به دلیل ارتباط شدید مقادیر سرعت پالس فراصوت با نسبت حجمی فاز جامد موجود در ماتریس سیمان، نظیر ژل‌های مقاوم باشد. [۴۵] از این رو، پیشرفت بیشتر فرایند هیدراسیون سیمان و پیشرفت واکنش پوزولانی در طرح‌های مخلوط‌های حاوی نانوسیلیس، با افزایش سن عمل‌آوری منجر به تشکیل بیشتر محصولات حاصل از هیدراسیون از جمله ژل C-S-H می‌شود و متعاقباً تداخل ماتریس سیمانی کاهش می‌یابد و موجب ایجاد ریزساختار متراکم‌تر و چگال‌تر خواهد شد. [۴۸]

علاوه بر این می‌توان مشاهده کرد با جایگزینی ۲٪ وزنی نانوسیلیس در طرح مخلوط M۱، پالس فراصوت با سرعت بالاتری از نمونه عبور کرده است، به نحوی که بالاترین سرعت موج عبوری را در مقایسه با سایر مخلوط‌ها (M۲، control، M۳ و M۴) از خود نشان داده است. در واقع، حضور نانوذرات سیلیس می‌تواند به واسطه‌ی اثر پُرکنندگی منجر به کاهش تداخل و اصلاح ریزساختار ماتریس سیمانی شود. از سویی دیگر، اثر کانون‌های هسته‌زایی نیز می‌تواند با تسریع واکنش هیدراسیون سیمان و تشکیل ژل C-S-H بیشتر، نقش قابل‌توجهی را در اصلاح میکروساختار ماتریس سیمانی ایفا کند. شایان ذکر است که نانوذرات سیلیس به واسطه‌ی خاصیت پوزولانی نیز می‌توانند با مصرف کلسیم هیدروکسید، تشکیل ژل C-S-H را تشدید کنند و بهبود کیفیت ریزساختار و افزایش همگنی آن را به ارمغان آورند. [۱۱۷] از طرفی، نمونه‌های حاوی الیاف فولادی و فقط پلی‌پروپیلن، بهبودی جزئی در افزایش سرعت پالس فراصوت داشته‌اند؛ که می‌تواند به واسطه‌ی افزایش همگنی ریزساختار



شکل ۱۰. سرعت پالس فراصوت نمونه‌های کامپوزیت سیمانی.



شکل ۱۲. ضریب مهاجرت یون کلرید نمونه‌های کامپوزیت سیمانی.

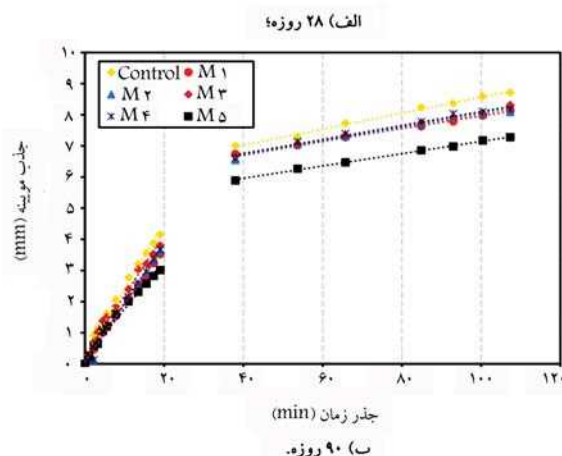
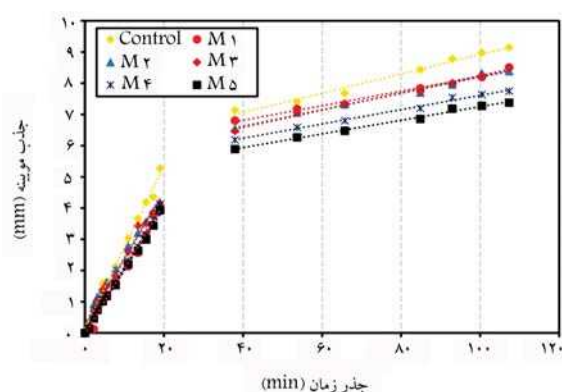
عملکردی ذکر شده، علت کاهش قابل توجه نرخ جذب مویینه‌ی اولیه نسبت به نمونه‌ی شاهد (به میزان $23/4$ و $27/7$ درصدی به ترتیب در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه) است.

مطابق جدول ۷، الگوی مشاهده‌شده در ارتباط با نرخ جذب آب ثانویه نیز کاملاً مشابه نرخ جذب آب اولیه در کلیه‌ی طرح‌های مخلوط ساخته شده است.

۶.۳. مهاجرت تسریع‌شده‌ی یون کلرید (RCMT)

نتایج آزمایش RCMT طرح مخلوط‌های ساخته‌شده در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. نتایج حاکی از آن است که با افزایش سن عمل‌آوری از ۲۸ به ۹۰ روز، مقادیر ضریب مهاجرت کلرید کلیه‌ی طرح‌های مخلوط کاهش یافته است. از سویی دیگر، کامپوزیت سیمانی حاوی ۲٪ نانوسیلیس (M1) به ترتیب در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه دارای کمترین مقدار $12/66 \times 10^{-12}$ و $10/03 \times 10^{-12}$ مترمربع بر ثانیه در مقایسه با سایر طرح‌های مخلوط‌هاست، که به مقاومت بالاتر در برابر نفوذ یون کلرید اشاره دارد. علت کاهش مقادیر ضریب مهاجرت یون کلرید در نمونه‌ی M1 می‌تواند به واسطه‌ی کاهش تخلخل و بهبود ریزساختار ماتریس سیمانی با کمک مکانیزم‌های پُرکنندگی، کانون‌های هسته‌زایی، و خاصیت پوزولانی نانوسیلیس باشد. [۲۴، ۲۹، ۳۷]

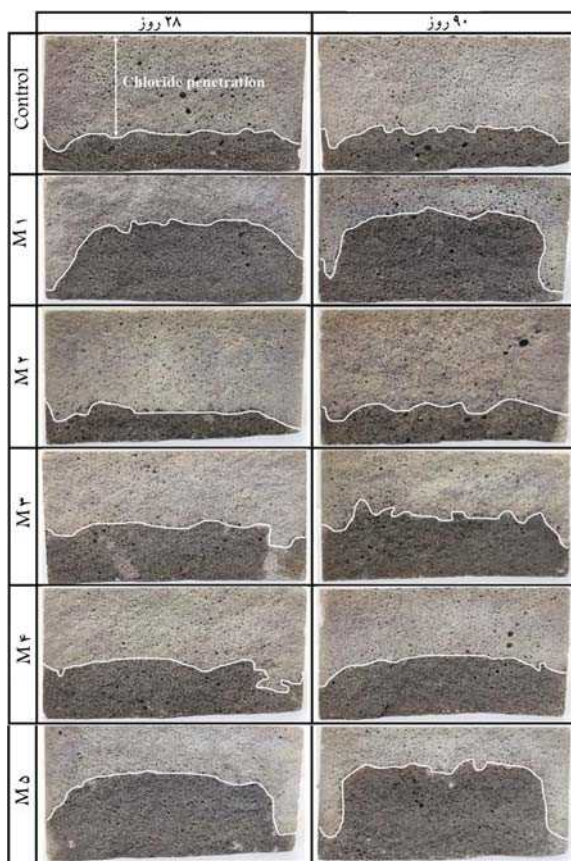
در نمونه‌ی حاوی فقط الیاف پلی‌پروپیلن (M3) نیز ضریب مهاجرت یون کلرید در مقایسه با نمونه‌ی شاهد کاهش یافته است. علت این موضوع می‌تواند به واسطه‌ی کنترل ترک‌های خمیری و در نتیجه کاهش تخلخل ماتریس سیمانی باشد؛ [۴۷] در نتیجه، یون‌های کلرید کمتری قادر به نفوذ در نمونه‌ی حاوی میکروالیاف پلی‌پروپیلن هستند. در مقابل، مقادیر ضریب مهاجرت یون کلرید در نمونه‌ی حاوی فقط الیاف فولادی (M2) و حالت هیبریدی میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن (M4) افزایش قابل‌توجهی در مقایسه با نمونه‌ی شاهد داشته است. علت این موضوع به حضور مؤلفه‌ی رسانایی همچون الیاف فولادی در کامپوزیت سیمانی‌های مذکور نسبت داده می‌شود؛ که به‌نوبه‌ی خود متجر به عبور جریان الکتریکی بیشتر از نمونه‌های مذکور در حین آزمایش RCMT خواهد شد. [۲۶] اساساً در آزمایش‌های تسریع‌شده‌ی نفوذ یون کلرید، مقدار کل جریان عبوری از یک نمونه‌ی اشباع‌شده تحت اختلاف ولتاژ مشخص در طی یک مدت زمان مشخص تحت اثر یک میدان الکتریکی اندازه‌گیری می‌شود. فرض بر این است که عبور جریان از نمونه و از طریق محلول منفذی بتن، که به‌عنوان الکترولیت عمل می‌کند، صورت می‌گیرد.



شکل ۱۱. روابط بین مقدار جذب مویینه، جذر زمان و خطوط برازش دو مرحله‌ی ۲۸ و ۹۰ روزه.

بهبود ببخشند. به‌نحوی که در نمونه‌ی حاوی ۲٪ نانوسیلیس (M1)، نرخ جذب آب مویینه‌ی اولیه به ترتیب در سنین ۲۸ و ۹۰ روز، $19/2$ و $14/7$ درصد در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در سنین متناظر کاهش یافته است. علت کاهش نرخ جذب آب اولیه در نمونه‌ی M1 می‌تواند به واسطه‌ی کاهش تخلخل و بهبود ریزساختار ماتریس سیمانی با کمک مکانیزم‌های پُرکنندگی، کانون‌های هسته‌زایی و خاصیت پوزولانی نانوسیلیس باشد. [۲۹-۳۷] لذا در اثر مکانیزم‌های ذکر شده، ساختار منافذ اصلاح می‌شود و یک ماتریس سیمانی متراکم‌تر با تخلخل کمتر به دست می‌آید. همچنین، اندازه‌ی حفره‌ها به سمت حفره‌های با اندازه‌ی ریزتر سوق پیدا می‌کند و متعاقباً نفوذ آب به کامپوزیت سیمانی کاهش می‌یابد و در نتیجه، کاهش نرخ جذب آب مویینه‌ی اولیه مشاهده می‌شود. [۴۲]

از سویی دیگر، در نمونه‌های حاوی میکروالیاف فولادی و فقط پلی‌پروپیلن (M2) و M3 و همین‌طور حالت هیبریدی آن‌ها (M4) نیز کاهش جزئی نرخ جذب آب اولیه در مقایسه با نمونه‌ی شاهد مشاهده می‌شود. این پدیده را می‌توان به عملکرد مناسب میکروالیاف‌های فولادی و پلی‌پروپیلن در کنترل افزایش ترک‌های ناشی از جمع‌شدگی خمیری در ساعات اولیه‌ی گیرش کامپوزیت سیمانی و ترک‌های ثانویه یا حرارتی که منجر به ایجاد تخلخل در کامپوزیت سیمانی خواهند شد؛ نسبت داد. [۱۵] همچنین مشاهده شد که کمترین مقدار نرخ جذب آب اولیه متعلق به نمونه‌ی حاوی اثر توأمان نانوسیلیس، الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن (M5) در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه بوده است. لذا در توضیح آن می‌توان بیان کرد که تجمع مکانیزم‌های



شکل ۱۳. پروفیل فیزیکی نفوذ یون کلرید در نمونه‌های کامپوزیت سیمانی.

کامپوزیت سیمانی منجر به بهبود مقاومت‌های فشاری، خمشی و کششی، چقرمگی خمشی و سرعت پالس فراصوت آن شده است.

۲. بررسی نتایج نرخ جذب آب موبینه به‌عنوان شاخصی مهم در بحث نفوذپذیری کامپوزیت سیمانی، نشان داد که کمترین مقدار نرخ جذب آب اولیه و ثانویه متعلق به نمونه‌ی حاوی ترکیب توأمان نانوسیلیس، الیاف فولاد و الیاف پلی‌پروپیلن (M5) در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه بوده است. همچنین نتایج مربوط به آزمایش RCMT نیز نشان‌دهنده‌ی افزایش مقاومت در برابر نفوذ یون کلرید و همین‌طور کاهش عمق نفوذ یون کلرید در کامپوزیت سیمانی M5 است. به‌نحوی که ترکیب هم‌زمان ۲٪ نانوسیلیس، ۱٪ میکروالیاف فولادی و ۰٫۲٪ میکروالیاف پلی‌پروپیلن در کامپوزیت سیمانی ۹۰ روزه موجب کاهش عمق نفوذ یون کلرید از ۳۳٫۶ میلی‌متر (در نمونه‌ی شاهد) به ۱۴٫۲ میلی‌متر (در نمونه‌ی M5) شده است.

۳. بهبود خواص مکانیکی، نفوذپذیری و دوام در برابر کلرید کامپوزیت سیمانی در هنگام استفاده‌ی هم‌زمان نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن می‌تواند به‌واسطه‌ی مجموعه‌ی مکانیزم‌های عملکردی مواد مذکور باشد. در واقع اثر پُرکنندگی، کانون‌های هسته‌زایی و فعالیت پوزولانی نانوذرات سیلیس می‌تواند به کاهش تخلخل و بهبود ریزساختار ماتریس سیمانی کمک شایانی کند. از طرفی، میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن نیز به موجب اثر مسلح‌کنندگی و کنترل میکروتک‌های موجود در ماتریس سیمانی مانع از گسترش ماکروتک‌ها و شکست ترد در کامپوزیت سیمانی می‌شوند. افزون بر این، اثر کنترل ترک‌های ناشی از جمع‌شدگی خمیری در ساعات اولیه‌ی گیرش و ترک‌های ثانویه یا

جدول ۸. عمق نفوذ یون کلرید نمونه‌های کامپوزیت سیمانی.

کد طرح	سن عمل‌آوری (میلی‌متر)	
	روز ۲۸	روز ۹۰
Control	۳۴٫۶	۳۳٫۶
M1	۱۸٫۵	۱۵٫۰
M2	۳۵٫۶	۳۴٫۹
M3	۲۶٫۷	۲۴٫۴
M4	۲۸٫۰	۲۵٫۹
M5	۱۸٫۷	۱۴٫۲

با توجه به اینکه مقدار و پیوستگی منافذ نمونه‌های بتنی روی عبور یون‌ها و در نتیجه مقدار جریان عبوری تأثیرگذار هستند، انتظار می‌رود که نمونه‌های متخلخل با منافذ پیوسته دارای جریان عبوری زیاد و نمونه‌های با تخلخل و پیوستگی منافذ کم دارای جریان عبوری کم باشند. حال حضور یک مؤلفه‌ی رسانا نیز در کامپوزیت سیمانی تحت آزمایش منجر به تشدید عبور جریان الکتریکی از نمونه خواهد شد. لذا بر همین اساس، مقادیر به‌دست‌آمده برای ضریب مهاجرت مربوط به نمونه‌ی M2 بیشتر از نمونه‌ی M3 بوده است، که به روند معکوسی در مقایسه با نتایج نرخ جذب آب منتج شده است.

در ارتباط با نمونه‌ی حاوی اثر توأمان نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و میکروالیاف پلی‌پروپیلن (M5) می‌توان مشاهده کرد که حضور میکروالیاف فولادی در طرح (M5)، منجر به افزایش ضریب مهاجرت یون کلرید و نیز حضور نانوسیلیس و میکروالیاف پلی‌پروپیلن منجر به کاهش ضریب مهاجرت یون کلرید شده است. لذا با توجه به مقادیر به‌دست‌آمده در نمونه‌ی M5 در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه و مقایسه با نمونه‌های حاوی نانوذرات سیلیس، میکروالیاف فولادی و فقط پلی‌پروپیلن، می‌توان پی برد که نانوذرات سیلیس و میکروالیاف پلی‌پروپیلن می‌توانند اثر منفی میکروالیاف فولادی در مقادیر ضریب مهاجرت یون کلرید را خنثی کنند و نهایتاً منجر به حصول مقادیر ضریب مهاجرت یون کلرید کمتر از نمونه‌ی شاهد در نمونه‌ی M5 شوند.

علاوه بر این، در جدول ۸، مقادیر عمق نفوذ یون کلرید اندازه‌گیری شده در طرح‌های مخلوط‌های ساخته شده در سنین ۲۸ و ۹۰ روز ارائه شده است؛ که مطابق آن، کاهش قابل‌توجه عمق نفوذ یون کلرید را می‌توان برای نمونه‌ی M1 در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در هر دو سن ۲۸ و ۹۰ روزه مشاهده کرد. از سویی دیگر، افزایش عمق نفوذ یون کلرید در نمونه‌های M2 و M4 در مقایسه با نمونه‌ی شاهد مشهود است. شایان ذکر است که در نمونه‌ی M5 نیز واضح است که جایگزینی سیمان با ۲٪ نانوسیلیس و افزودن ۱٪ حجمی میکروالیاف فولادی و ۰٫۲٪ حجمی میکروالیاف پلی‌پروپیلن منجر به کاهش عمق نفوذ یون کلرید تا ۱۴٫۲ میلی‌متر در سن ۹۰ روزه شده است. همچنین در شکل ۱۳، پروفیل فیزیکی نفوذ یون کلرید در ملات‌های سیمانی مشاهده می‌شود؛ که عمق نفوذ با خطوط سفید نشان داده شده است.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، اثر ترکیبی نانوذرات سیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن در مشخصات مکانیکی، نفوذپذیری و تهاجم کلریدی کامپوزیت سیمانی بررسی شد، که مهم‌ترین نتایج آن به این شرح است:

۱. حضور هم‌زمان نانوسیلیس، میکروالیاف فولادی و پلی‌پروپیلن در طرح مخلوط

حرارتی به واسطه‌ی اثر پل زدگی الیاف فولادی و پلی پروپیلن نیز می‌تواند در بهبود مشخصات ملات سیمانی ایفای نقش کند.

۴. استفاده از فقط نانوذرات سیلیس می‌تواند عملکرد قابل توجهی در کاهش نفوذپذیری و بهبود دوام کامپوزیت‌های سیمانی داشته باشد. از سویی دیگر، به کارگیری میکروالیاف فولادی و پلی پروپیلن به صورت منفرد می‌تواند فقط نقش برجسته‌یی در بهبود خواص مکانیکی داشته باشند. با تفاسیر ذکرشده،

استفاده‌ی هم‌زمان نانوذرات سیلیس و میکروالیاف‌های فولادی و پلی پروپیلن نه فقط منجر به بهبود خواص مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی خواهد شد، بلکه منجر به کاهش نفوذپذیری و بهبود دوام در برابر تهاجم کلریدی به صورت هم‌زمان خواهد شد. لذا می‌توان چنین جمع‌بندی کرد که استفاده از ترکیب توأمان نانوذرات سیلیس، میکروالیاف فولادی، و پلی پروپیلن، در کامپوزیت‌های سیمانی در مقایسه با استفاده‌ی مجزای آن‌ها می‌تواند بهبود چندگانه‌ی خصوصیات مختلف کامپوزیت‌های سیمانی را به ارمغان آورد.

پانویس‌ها

1. Chithra
2. Yazıcı
3. Wang
4. Probe

منابع (References)

1. Mehta, P.K. and Monteiro, P.J., 2014. *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. McGraw-Hill Education. doi: 10.1036/0071462899.
2. Zhao, S. and Sun, W., 2014. Nano-mechanical behavior of a green ultra-high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 63, pp. 150-160. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.029>.
3. Wang, C., Yang, C., Liu, F., Wan, C. and Pu, X., 2012. Preparation of ultra-high performance concrete with common technology and materials. *Cement and Concrete Composites*, 34(4), pp. 538-544. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.11.005>.
4. Massana, J., Reyes, E., Bernal, J., León, N. and Sánchez-Espinosa, E., 2018. Influence of nano- and micro-silica additions on the durability of a high-performance self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 165, pp. 93-103. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.100>.
5. Shekari, A. and Razzaghi, M.S., 2011. Influence of nano particles on durability and mechanical properties of high performance concrete. *Procedia Engineering*, 14, pp. 3036-3041. doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.382>.
6. Du, H., Du, S., and Liu, X., 2014. Durability performances of concrete with nano-silica. *Construction and Building Materials*, 73, pp. 705-712. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.014>.
7. Beigi, M.H., Berenjian, J., Omran, O.L., Nik, A.S. and Nikbin, I.M., 2013. An experimental survey on combined effects of fibers and nanosilica on the mechanical, rheological, and durability properties of self-compacting concrete. *Materials & Design*, 50, pp. 1019-1029. doi: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.03.046>.
8. Rashidi, Y., Korayem, A.H., Farsi, S. and Sadeghi, J., 2023. Utilizing halloysite nanotube to enhance the properties of cement mortar subjected to freeze-thaw cycles. *Journal of Building Engineering*, 75(2):106832. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.106832>. +
9. Pacheco-Torgal, F. and Jalali, S., 2011. Nanotechnology: Advantages and drawbacks in the field of construction and building materials. *Construction and Building Materials*, 25(2), pp. 582-590. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.009>.
10. Khan, M.I., 2018. Nanosilica/silica fume. in *Waste and Supplementary Cementitious Materials in Concrete: Elsevier*, pp. 461-491. doi: <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102156-9.00014-6>.
11. Chithra, S., Kumar, S.S. and Chinnaraju, K., 2016. The effect of colloidal nano-silica on workability, mechanical and durability properties of high performance concrete with copper slag as partial fine aggregate. *Construction and Building Materials*, 113, pp. 794-804. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.119>.
12. Han, B., Yu, X., and Ou, J., 2014. *Self-Sensing Concrete in Smart Structures*, 1st ed. Butterworth-Heinemann (Elsevier), p. 398.
13. Yazıcı, Ş., İnanc, G. and Tabak, V., 2007. Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC. *Construction and Building Materials*, 21(6), pp. 1250-1253. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.05.025>.
14. Behfarnia, K. and Behravan, A., 2014. Application of high performance polypropylene fibers in concrete lining of water tunnels. *Materials & Design*, 55, pp. 274-279. doi: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.09.075>.
15. Toutanji, H.A., 1999. Properties of polypropylene fiber reinforced silica fume expansive-cement concrete. *Construction and Building Materials*, 13(4), pp. 171-177. doi: [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(99\)00027-6](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(99)00027-6).
16. Wang, J., Dai, Q., Si, R. and Guo, S., 2019. Mechanical, durability, and microstructural properties of macro synthetic polypropylene (PP) fiber-reinforced rubber concrete. *Journal of Cleaner Production*, 234, pp. 1351-1364. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.06.272>.
17. Kakooei, S., Akil, H.M., Dolati, A. and Rouhi, J., 2012. The corrosion investigation of rebar em-

- bedded in the fibers reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 35, pp. 564-570. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.051>.
18. Wheat, H.G., 2002. Using polymers to minimize corrosion of steel in concrete. *Cement and Concrete Composites*, 24(1), pp. 119-126. doi: [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00032-4](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00032-4).
19. Söylev, T. and Özturan, T., 2014. Durability, physical and mechanical properties of fiber-reinforced concretes at low-volume fraction. *Construction and Building Materials*, 73, pp. 67-75. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.058>.
20. ASTM C778-13, 2013. Standard specification for standard sand. *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0778-21.
21. ASTM C494/C494M-16, 2016. Standard specification for chemical admixtures for concrete. *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0494-C0494M-19E01.
22. Abhilash, P., Nayak, D.K., Sangoju, B., Kumar, R. and Kumar, V., 2021. Effect of nano-silica in concrete; A review. *Construction and Building Materials*, 278:122347. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122347>.
23. Sujay, H., Nair, N.A., Rao, H.S. and Sairam, V., 2020. Experimental study on durability characteristics of composite fiber reinforced high-performance concrete incorporating nanosilica and ultra fine fly ash. *Construction and Building Materials*, 262:120738. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120738>.
24. Folliard, K.J., Sutfin, D., Turner, R. and Whitney, D.P., 2006. *Fiber in Continuously Reinforced Concrete Pavements*. Technical Report No FHWA/TX-07/0-4392-2, 198 p. https://ctr.utexas.edu/wp-content/uploads/pubs/0_4392_2.pdf.
25. Khooshechin, M. and Tanzadeh, J., 2018. Experimental and mechanical performance of shotcrete made with nanomaterials and fiber reinforcement. *Construction and Building Materials*, 165, pp. 199-205 doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.199>.
26. Afroughsabet, V., Biolzi, L. and Ozbakkaloglu, T., 2016. High-performance fiber-reinforced concrete: A review. *Journal of Materials Science*, 51, pp. 6517-6551, doi: <https://doi.org/10.1007/s10853-016-9917-4>.
27. ASTM C109 / C109M-16a, 2016. Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens). *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0109-C0109M-21.
28. Rashidi, Y., Roudi, M.R.R., Korayem, A.H. and Shamsaei, E., 2021. Investigation of ultrasonication energy effect on workability, mechanical properties and pore structure of halloysite nanotube reinforced cement mortars. *Construction and Building Materials*, 304:124610. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124610>.
29. ASTM C230/C230M-14, 2014. Standard specification for flow table for use in Ttsts of hydraulic cement. *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0230-C0230M-23.
30. ASTM C305-14, 2014. Standard practice for mechanical mixing of hydraulic cement pastes and mortars of plastic consistency. *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0305-20.
31. ASTM C511-03, 2014. Standard practice for mixing rooms, moist cabinets, moist rooms, and water storage tanks used in the testing of hydraulic cements and concretes. *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0511-21.
32. ASTM C348-14, 2014. Standard test method for flexural strength of hydraulic cement mortars. *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0349-18.
33. ASTM C496/C496M-04, 2014. Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0496-C0496M-17.
34. ASTM C597-16, 2016. Standard test method for pulse velocity through concrete. *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C0597-16.
35. ASTM C1585-04, 2016. Standard test method for measurement of rate of absorption of water by hydraulic cement concretes, *ASTM International*, West Conshohocken, PA. doi: doi.org/10.1520/C1585-20.
36. NT. BUILD 492, 1999. Chloride Migration Coefficient from Non-steady-state Migration Experiments. Nordtest, Finland.
37. Zahedi, M., Ramezani-pour, A.A. and Ramezani-pour, A.M., 2015. Evaluation of the mechanical properties and durability of cement mortars containing nanosilica and rice husk ash under chloride ion penetration. *Construction and Building Materials*, 78, pp. 354-361. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.01.045>.
38. Langaroudi, M.A.M. and Mohammadi, Y., 2018. Effect of nano-clay on workability, mechanical, and durability properties of self-consolidating concrete containing mineral admixtures. *Construction and Building Materials*, 191, pp. 619-634. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.044>.
39. Ramezani-pour, A.A., Mortezaei, M. and Mirvalad, S., 2021. Synergic effect of nano-silica and natural pozzolans on transport and mechanical properties of blended cement mortars. *Journal of Building Engineering*, 44:102667. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102667>.
40. Kong, D., Huang, S., Corr, D., Yang, Y. and Shah, S.P., 2018. Whether do nano-particles act as nucleation sites for CSH gel growth during cement hydration? *Cement and Concrete Composites*, 87, pp. 98-109 doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.12.007>.
41. Bosiljkov, V.B., 2003. SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler. *Cement and Concrete Research*, 33(9), pp. 1279-1286. doi: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00013-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00013-9).
42. Said, A.M., Zeidan, M.S., Bassuoni, M. and Tian, Y., 2012. Properties of concrete incorporating nano-silica. *Construction and Building Materials*, 36, pp. 838-844. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.044>.

43. Song, P. and Hwang, S., 2004. Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 18(9), pp. 669-673. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.04.027>.
44. Zhao, L., Guo, X., Ge, C., Li, Q., Guo, L., Shu, X. and Liu, J., 2017. Mechanical behavior and toughening mechanism of polycarboxylate superplasticizer modified graphene oxide reinforced cement composites. *Composites Part B: Engineering*, 113, pp. 308-316 doi: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.01.056>.
45. Ye, G., Lura, P., Van Breugel, K. and Fraaij, A., 2004. Study on the development of the microstructure in cement-based materials by means of numerical simulation and ultrasonic pulse velocity measurement. *Cement and Concrete Composites*, 26(5), pp. 491-497. doi: [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(03\)00081-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00081-7).
46. Whitehurst, E.A., 1951. Soniscope tests concrete structures. in *Journal Proceedings*, 47(2), pp. 433-444.
47. Karahan, O. and Atiş, C.D., 2011. The durability properties of polypropylene fiber reinforced fly ash concrete. *Materials & Design*, 32(2), pp. 1044-1049. doi: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2010.07.011>.

اصلاح مدل سازی خاک و به کارگیری آن در مدل استخوان ماهی

امیرحسین جعفریه* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر

حر خسروی (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

طاها فاضلی فر (کارشناس ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره ۴۰، شماره ۲، صص. ۱۳۹-۱۵۰، (پژوهشی)

دقت مدل سازی های ساده شده معادل و زمان لازم برای پردازش آنها در مطالعه عملکرد لرزه ای سازه ها حائز اهمیت است. در این راستا، مدل ساده شده استخوان ماهی برای مدل سازی قاب های خمشی، دقت مناسبی دارد. از طرفی، وجود خاک می تواند پاسخ سازه را دستخوش تغییر کند. در پژوهش حاضر، دقت مدل های ارائه شده در استانداردهای لرزه ای برای خاک ارزیابی و پس از انجام اصلاحات، مدل ساده شده ای متشکل از فنرهای متمرکز برای مدل سازی خاک در زیر قاب استخوان ماهی ارائه شده است. اصلاحات مذکور از طریق مطالعه منحنی رفتار گشتاور-چرخش فونداسیون ها با مشخصات مختلف، واقع بر خاک با رفتار غیرخطی و ارائه ی روابطی به منظور تعیین پارامترهای یک منحنی رفتار دوخطی برای انواع خاک و فونداسیون انجام شده است. بررسی پاسخ لرزه ای سیستم های خاک و سازه تحت رکوردهای زلزله نشان می دهد که استفاده از مدل اصلاح شده منجر به پاسخ هایی با دقت مناسب و کاهش زمان پردازش می شود.

واژگان کلیدی: قاب خمشی، مدل استخوان ماهی، اندرکنش غیرخطی خاک و سازه، عملکرد لرزه ای، فنرهای گسترده ی وینکلر.

ah.jafari@umz.ac.ir
khosravi@nit.ac.ir
tahafazelifar74@gmail.com

۱. مقدمه و تاریخچه ی پژوهش

بررسی عملکرد لرزه ای قاب های خمشی فولادی به عنوان یکی از مهم ترین سیستم های باربر جانبی در مناطق لرزه خیز، حائز اهمیت است. همچنین مدل سازی به روش المان محدود و تحلیل تمامی اعضاء تشکیل دهنده ی سیستم سازه ای، وقت و هزینه پردازش زیادی را می طلبد. به همین منظور، استفاده از مدل های معادل ساده شده جهت بررسی عملکرد سیستم های قاب خمشی فولادی سودمند خواهد بود. پژوهشگران از دیرباز روش های مختلفی را جهت معادل سازی سازه ها مطرح کرده اند. یک سری از آنها مربوط به تبدیل سازه های چنددرجه آزادی به یک سیستم تک درجه آزادی معادل است؛ که به دلیل سادگی و سرعت بالا، همواره پژوهشگران از آن استقبال و از دیرباز به مطالعه ی پاسخ سیستم های تک درجه آزادی با رفتار کُشناس و غیرکُشناس توجه کرده اند. [۱-۴]

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۴/۵/۳۰، اصلاحیه ۱۶/۴/۱۴۰۴، پذیرش ۲۱/۴/۱۴۰۴.

چوپرا و گوئل^۱ (۲۰۰۳)،^[۵] روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال^۲ را ارائه کردند، که در آن به جای تحلیل تاریخچه ی زمانی غیرخطی سازه ی چنددرجه آزادی، با در نظر گرفتن چند سازه ی تک درجه آزادی معادل با هر مود ارتعاشی سازه، با انجام آنالیز دینامیکی غیرخطی برای هر سازه ی معادل، پاسخ سیستم در هر مود ارتعاشی تعیین می شود. هان و چوپرا^۳ (۲۰۰۶)،^[۶] نیز به کمک روش ترکیب مودها و بر پایه ی تفکر تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال، سازه ی چنددرجه را به سازه ی تک درجه آزادی تبدیل کرده و سپس با انجام تحلیل دینامیکی افزاینده^۴، نتایج را با سازه ی واقعی مقایسه کردند. یکی از مدل های چند درجه آزادی معادل قاب خمشی، مدل ساده شده ی استخوان ماهی است، که توسط ناکاشیما^۵ و همکاران (۲۰۰۳)،^[۷] معرفی شد. ایشان یک قاب عمومی را معرفی کردند، که برای شبیه سازی و تخمین پاسخ قاب خمشی فولادی تحت رکوردهای زلزله، دقت مناسبی دارد. مدل ساده شده ی استخوان ماهی که نماینده ی

استاد به این مقاله:

جعفریه، امیرحسین، خسروی، حر، و فاضلی فر، طاها. ۱۴۰۳. اصلاح مدل سازی خاک و به کارگیری آن در مدل استخوان ماهی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۱۳۹-۱۵۰.

DOI:10.24200/J30.2023.62829.3244

یک سازه‌ی چندطبقه و چنددهانه است، به‌طور قابل ملاحظه‌ای تعداد درجه‌های آزادی را نسبت به مدل اصلی کاهش می‌دهد و این امکان را فراهم می‌سازد تا عملکرد لرزه‌ای انواع مختلف قاب‌ها با خصوصیات دینامیکی متفاوت، تحت شرایط مختلف بررسی شود. مفروضات مدل‌سازی استخوان ماهی به این شرح است:

- جرم به‌صورت متمرکز در تراز طبقات در نظر گرفته می‌شود؛
- رفتار خمیری اعضا سازه‌ای از طریق قراردادن مفاصل متمرکز خمیری در انتهای اعضا مدل‌سازی می‌شود؛
- اثر پی - دلتا به‌عنوان تقریب مرتبه‌ی اول در نظر گرفته می‌شود؛
- دوران درگره‌های واقع در تراز هر طبقه (محل اتصال تیر به ستون‌ها) یکسان است و از تغییر طول محوری تیر و ستون‌ها صرف‌نظر می‌شود.

به‌طورکلی، قاب عمومی پیشنهادی به‌صورت یک ستون معادل متصل به یک فنر پیچشی در تراز هر طبقه مدل‌سازی می‌شود.

خالو و خسروی (۲۰۱۳)،^[۸] نیز با اعمال سه اصلاح، مدل استخوان ماهی را برای ساختمان‌هایی با سیستم قاب خمشی فولادی با فترهای کشسان‌خمیری بهبود بخشیدند. خالو و همکاران (۲۰۱۵)،^[۹] با استفاده از مدل اصلاح شده‌ی استخوان ماهی برای ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های با قاب معمولی تحت پالس‌های جهت‌پذیر رو به جلو^۶ در زلزله‌های نزدیک گسل، پاسخ لرزه‌ای قاب‌ها را با دقت کافی و هزینه‌ی محاسباتی کم تخمین زدند و توانستند طیف گسترده‌تری از سازه‌ها را بررسی کنند. سلیمانی و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۰] مدل اصلاح شده‌ی استخوان ماهی را برای سازه‌های بتنی گسترش دادند. وانقی امیری و همکاران (۲۰۲۰)،^[۱۱] نیز یک سازه‌ی جانشین تک درجه آزادی جهت بررسی احتمالاتی عملکرد قاب‌های خمشی ویژه پیشنهاد دادند.

از طرفی باید در نظر داشت که حضور خاک، پاسخ سازه‌ها را دستخوش تغییر می‌کند. در بررسی‌های پارامتریک به‌دلیل پیچیده شدن مدل، عمدتاً رفتار خاک خطی و یا خطی معادل در نظر گرفته شده است. اما مطالعات نشان داده است که رفتار غیرخطی خاک، می‌تواند از طریق استهلاک انرژی ورودی به سازه، پاسخ آن را تحت تأثیر قرار دهد. روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی خاک در زیر فونداسیون وجود دارد؛ که یکی از آن‌ها، مدل‌سازی مستقیم خاک است. در این حالت به روش المان محدود^۷، خاک به‌صورت یک فضای نیمه بی‌نهایت و به شکل سه‌بعدی در زیر فونداسیون مدل خواهد شد. اگرچه روش مدل‌سازی المان محدود خاک با دقت بالایی می‌تواند رفتار خاک را شبیه‌سازی کند، اما وجود مشکلات متعددی همچون افزایش زمان مدل‌سازی و همچنین افزایش قابل ملاحظه‌ی زمان تحلیل‌ها منجر خواهد شد که روش مدل‌سازی المان محدود فقط برای بررسی محدود و موردی سیستم‌های خاک و سازه کارایی داشته باشد.

روش پیشنهادی دیگر برای مدل‌سازی خاک، استفاده از فنر و میراگر متمرکز در زیر فونداسیون بوده است. در این راستا، روشی توسط استاندارد ASCE – ۴۱^[۱۲] پیشنهاد شده است؛ که در آن، از سه مجموعه فنر و میراگر برای شبیه‌سازی سختی و میرایی در جهت‌های چرخشی، افقی و قائم فونداسیون استفاده می‌شود. ضرایب این فنر و میراگر بر مبنای مطالعات گزینشی^۸ (۱۹۹۱)،^[۱۳] برای فونداسیون سطحی و مدفون ارائه شده است. یکی دیگر از روش‌های ارائه‌شده در استاندارد ASCE – ۴۱^[۱۴] برای مدل‌سازی رفتار خاک در زیر فونداسیون، استفاده از فترهای گسترده در زیر فونداسیون است؛ که در آن، جهت مدل‌سازی سختی و

میرایی قائم و دورانی خاک، فنر و میراگرهای گسترده‌ی قائم خاک در زیر فونداسیون قرار می‌گیرند. سختی و میرایی افقی فونداسیون نیز به کمک فنر و میراگر افقی، که در وسط فونداسیون قرار می‌گیرد، مدل‌سازی می‌شود. مطالعات گسترده‌ای در زمینه‌ی ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها با درنظرگرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام شده است. در حالت کلی، مطالعات نشان می‌دهند حضور خاک موجب افزایش میرایی مؤثر و همچنین افزایش دوره‌ی تناوب اساسی سیستم خاک و سازه می‌شود، که درنهایت منجر به کاهش تقاضای لرزه‌ای می‌شود. اولین مطالعات بر روی سیستم‌های غیرخطی خاک و سازه توسط ولتسوس و وریک^۹ (۱۹۷۴)،^[۱۴] انجام شده است. قناد و جعفری^{۱۰} (۲۰۱۴)،^[۱۵] نیز نسبت تغییرمکان غیرکشسان را برای سیستم‌های خاک و سازه با درنظرگرفتن بلندشدگی فونداسیون اصلاح کردند و خاک را توسط فترهای گسترده‌ی وینکلر مدل‌سازی کرده‌اند. بررسی نسبت تغییرمکان غیرکشسان در مطالعه‌ی اخیر نشان داد که درنظرگرفتن بلندشدگی فونداسیون، منجر به افزایش تغییرمکان کل سیستم خاک و سازه شده است، اما شکل‌پذیری سازه به‌عنوان بخشی از سیستم خاک و سازه کاهش یافته است. همچنین جعفری و قناد (۲۰۲۰)،^[۱۶] نشان دادند افزایش رفتار غیرخطی در زیر فونداسیون با کاهش ضریب اطمینان طراحی در مقابل بار قائم می‌تواند انرژی ورودی به سازه را مستهلک کند و باعث کاهش تقاضای لرزه‌ای در سازه شود. حق‌اللهی و بهنام‌فر (۲۰۲۰)،^[۱۷] عملکرد فروریزش قاب‌های خمشی ویژه را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه بررسی کردند و نشان دادند که به‌منظور کمتر نگه‌داشتن احتمال فروریزش از یک مقدار مشخص نیاز است شتاب طیفی با درنظرگرفتن اندرکنش خاک و سازه، کمتر از مقدار نظیر پایه‌ی صلب باشد. آنها در مدل‌سازی، از تیر بر روی فونداسیون غیرخطی استفاده کردند. وانقی امیری و همکاران (۲۰۲۰)،^[۱۸] یک روش احتمالاتی برای درنظرگرفتن تأثیر اندرکنش خاک و سازه در طراحی سازه‌ها ارائه کردند. ایشان در مدل‌سازی از مدل متمرکز خاک استفاده کردند. وانقی امیری و قناد (۲۰۲۲)،^[۱۹] نشان دادند که به‌منظور ارزیابی مشارکت خاک بر پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه لازم است مدل سازه، دقتی مناسب و رفتاری نزدیک به واقعیت داشته باشد. حمیدپور و همکاران (۲۰۲۲)،^[۲۰] بر پایه‌ی آزمایش‌ها، یک مدل رفتاری غیرخطی برای فونداسیون ارائه کردند. همان‌طور که بررسی شده است، وجود خاک در زیر فونداسیون بر عملکرد سازه‌ی فوقانی تأثیرگذار است. جهت دستیابی به پاسخ دقیق، لازم است سیستم‌ها با جزئیات مدل‌سازی شوند، که به‌دلیل افزایش هزینه‌ی پردازش، نمی‌توان تعداد قابل ملاحظه‌ای مدل را در یک پژوهش مطالعه کرد. هدف در پژوهش حاضر، ارزیابی کارایی مدل‌های ساده شده‌ی خاک است. در این راستا، با انجام آنالیز تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی، پاسخ سیستم‌ها با استفاده از مدل‌های ساده‌شده با پاسخ دقیق آن‌ها تحت تعدادی رکورد مقایسه شده است. در مطالعه‌ی حاضر، بعد از بررسی دقت مدل ساده شده‌ی پیشنهادی ASCE – ۴۱^[۱۲]، با مطالعه‌ی تعدادی فونداسیون با مشخصات مختلف واقع‌شده بر روی انواع خاک، اصلاحاتی برای سختی و مقاومت مدل‌های ساده پیشنهاد شده است. در گام بعد نیز دقت و کارایی مدل‌های ارائه شده ارزیابی شده است.

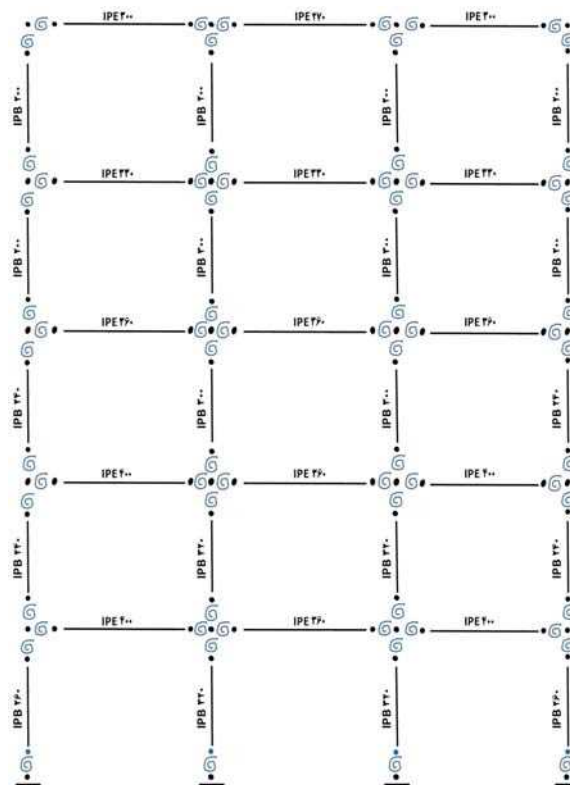
۲. نحوه‌ی مدل‌سازی سازه و خاک و انجام تحلیل‌ها

در بخش کنونی، نحوه‌ی طراحی قاب‌های اصلی و مدل‌سازی آنها، مدل‌های معادل استخوان ماهی تشریح شده است. در ادامه، نیز ضمن بررسی انواع روش‌های مدل‌سازی خاک، مدل اصلاح شده در پژوهش حاضر معرفی شده است.

۱.۲. مدل سازی قاب

در مطالعه‌ی حاضر، سه سازه‌ی فولادی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شده‌اند. فرض شده است که سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه در هر دو راستا، سه دهانه و سازه‌ی ۱۵ طبقه در هر دو راستا، ۴ دهانه‌ی ۵ متری دارد. ارتفاع طبقات نیز در تمامی سازه‌ها ۳ متر فرض شده است. از هر سازه، یکی از قاب‌های میانی جهت بررسی و مطالعه انتخاب شده است. قاب‌ها مطابق با آیین‌نامه‌ی مبحث ششم^[۲۱] بارگذاری و براساس مبحث دهم مقررات ملی^[۲۲] طراحی شده‌اند. طراحی اعضاء سازه‌ای و کنترل‌های لازم با استفاده از نرم‌افزار سپ^[۲۳]، انجام شده است. کاربری ساختمان‌های طراحی شده از نوع مسکونی در منطقه‌ای با پهنه‌ی خطر نسبی زیاد (شتاب مبنا ۰/۳g) و سیستم باربر سازه‌ای قاب‌ها از نوع قاب خمشی فولادی ویژه بوده است. همچنین فرض شده است که قاب‌ها بر روی خاک نوع III مطابق با استاندارد ۲۸۰۰^[۲۴] واقع شده‌اند. جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های طراحی شده و انجام آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی، مدل‌سازی قاب‌های مذکور مجدداً در نرم‌افزار آپسیس^[۲۵] انجام شده است. در شکل ۱، مدل قاب ۵ طبقه به‌عنوان نمونه و نحوه‌ی اتصال اعضاء تیر و ستون به وسیله‌ی فنرهای پیش‌سختی به همراه مقاطع تشکیل‌دهنده‌ی آنها مشاهده می‌شود.

مقاطع تیرها در قاب‌های اخیر از نوع نیم‌پهن و مقاطع ستون از نوع بال‌پهن در نظر گرفته شده‌اند. در پژوهش حاضر، جهت مدل‌سازی مفاصل خمشی در قاب‌های فولادی، از فنرهای متمرکز غیرخطی با رفتار دوخطی و همچنین مدل رفتاری دارای زوال^[۲۶] در دو انتهای المان‌های کشسان تیر و ستون استفاده شده است.



شکل ۱. نحوه‌ی مدل‌سازی قاب ۵ طبقه.

۲.۲. مدل سازی قاب استخوان ماهی

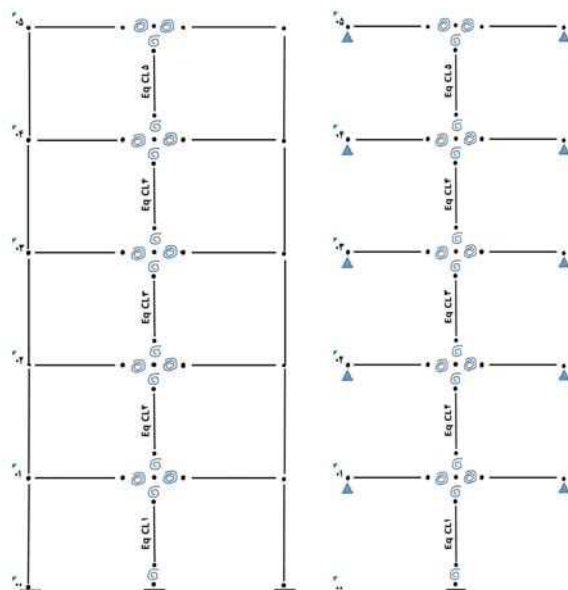
همان‌طور که در بخش‌های پیشین ذکر شد، در ابتدا مدل استخوان ماهی که با نام قاب عمومی شناخته می‌شد، از یک ستون تشکیل شده بود، که در تراز هر طبقه به فنر پیش‌سختی متصل بوده است. سختی و ظرفیت فنرهای پیش‌سختی معادل تیرها و ستون معادل در هر طبقه با استفاده از روابط ۱ و ۲ تعیین می‌شود:^[۷]

$$K_{Bi} = \sum_{j=1}^r \frac{6(EI)_{Bij}}{L_j} \quad pM_{Bi} = \sum_{j=1}^r pM_{Bij} \quad (1)$$

$$K_{Ci} = \sum_{j=1}^{r+1} \frac{12(EI)_{Cij}}{H_i} \quad pM_{Ci} = \sum_{j=1}^{r+1} pM_{Cij} \quad (2)$$

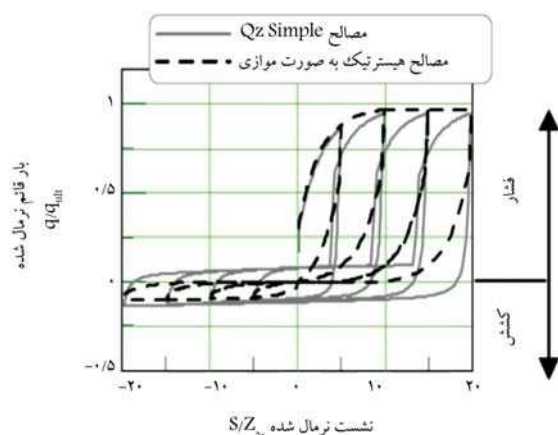
که در آنها، EI سختی خمشی مقاطع، K سختی المان، pM ظرفیت خمشی مقاطع، L_j طول دهانه‌ها، H_i ارتفاع طبقات، r تعداد کل دهانه‌ها و اندیس‌های B و C به ترتیب معرف تیر و ستون هستند. در پژوهش حاضر، از مدل استخوان ماهی اصلاح شده به‌عنوان سازه‌ی معادل برای قاب خمشی استفاده شده است. در شکل ۲، قاب ۵ طبقه‌ی مدل استخوان ماهی و استخوان ماهی اصلاح شده به صورت شماتیک مشاهده می‌شود.

مدل رفتاری استفاده شده در قاب استخوان ماهی، مانند مدل رفتاری قاب اصلی است و تفاوتی در مدل‌های رفتاری قاب‌ها وجود ندارد. همچنین این تذکر لازم است که در مدل استخوان ماهی، از تغییرشکل‌های محوری در تیرها و ستون‌ها صرف‌نظر می‌شود. در شکل ۲ - ب، اعضاء خرابایی در دو طرف مدل استخوان ماهی اضافه شده است، تا تغییرشکل محوری ستون‌ها نیز در مدل لحاظ شود. در مدل استخوان ماهی، با در نظر گرفتن جرم هر طبقه به‌صورت متمرکز، خمیری شدن اعضاء تیر و ستون با استفاده از فنرهای غیرخطی در انتهای اعضاء مدل‌سازی می‌شود. بررسی خالو و خسروی (۲۰۱۳)^[۸]، نشان داده است که به دلیل حضور بار ثقلی بر روی قاب، منحنی رفتار مفاصل خمیری دو انتهای تیرها فقط در سیکل

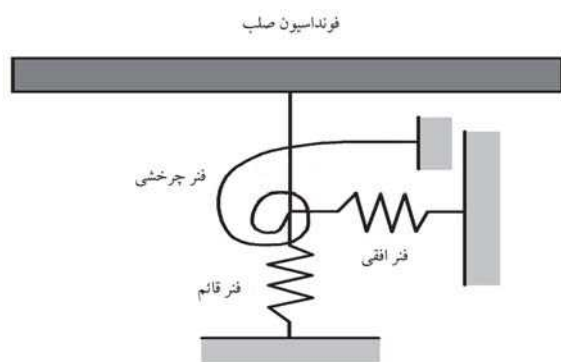


الف) مدل استخوان ماهی؛ ب) مدل استخوان ماهی اصلاح شده.

شکل ۲. مدل‌های ساده شده‌ی استخوان ماهی برای قاب ۵ طبقه.



شکل ۴. مدل رفتاری QzSimple [۲۷]



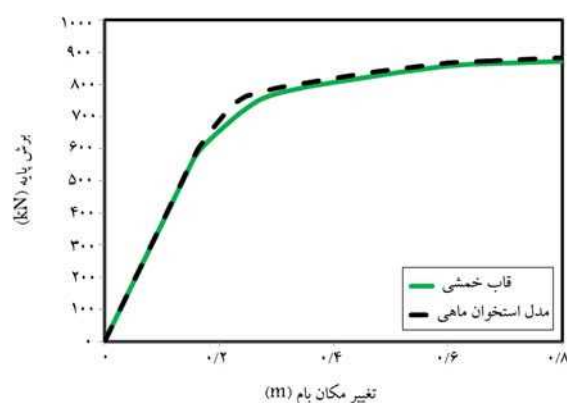
شکل ۵. مدل سازی معادل خاک با استفاده از فنرهای متمرکز ۱ - SM و ۲ - SM.

برشی، در استاندارد ۴۱ - ASCE، ضریب کاهش برای مدول برشی براساس شتاب طیفی و نوع خاک در نظر گرفته شده است. در استاندارد ۴۱ - ASCE، منحنی رفتار در نظر گرفته شده برای فنرهای خاک، کشسان خمیری است و مقاومت نهایی فونداسیون در مقابل حرکت چرخشی با استفاده از رابطه ۳ تعیین می شود:

$$M_{f0} = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{q}{q_c} \right) \quad (3)$$

که در آن، P وزن لرزه ای سازه، L طول فونداسیون، q شدت بار وارده بر روی خاک و q_c ظرفیت باربری خاک هستند.

به منظور تحلیل غیرخطی و تعیین نشست زیر فونداسیون روش دوم پیشنهاد می شود، که در آن مطابق شکل ۶، فنرهای قائم خاک به صورت گسترده در زیر فونداسیون قرار می گیرند، به گونه ای که سختی دوانتهای فونداسیون بیش از سختی میانی در نظر گرفته می شود. در این حالت، درگیر بودن سختی دورانی و قائم در مدل سازی لحاظ می شود. اما در استاندارد ۴۱ - ASCE، ذکر شده است که در صورت استفاده از هر نوع توزیع فنر در زیر فونداسیون لازم است کنترل شود که سختی درجه های آزادی مختلف مطابق روش اول تأمین شود. بررسی ها نشان می دهند چنانچه سختی زیر فونداسیون مطابق ضرایب سختی مندرج در شکل ۶ توزیع شود، سختی مؤثر در درجه های آزادی مختلف لزوماً برای فونداسیون های کاربردی و مرسوم در زیر سازه ها، تطابق و تناسب لازم با سختی فنرهای متمرکز ارائه شده در روش اول نخواهد داشت. زیرا سختی میانی براساس سختی قائم فونداسیون نواری به طول



شکل ۳. مقایسه منحنی ظرفیت قاب ۱۰ طبقه با مدل استخوان ماهی نظیر.

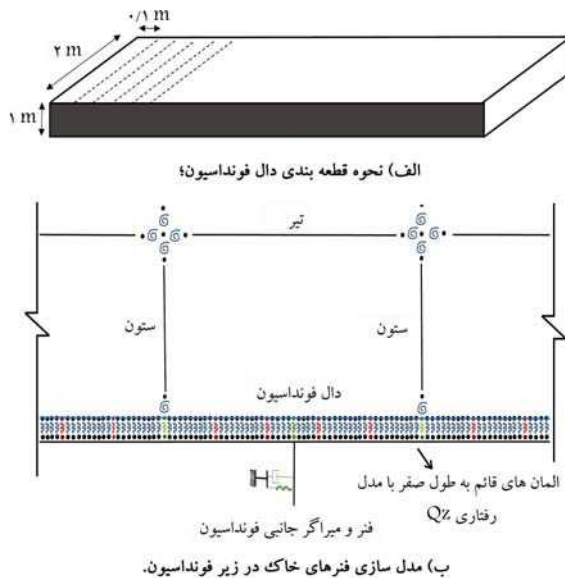
اول بارگذاری، سه خطی است و در سیکل های بعدی یک منحنی رفتار دوطبقی می تواند دقت مناسبی داشته باشد. مقایسه منحنی ظرفیت قاب ۱۰ طبقه ی پایه صلب با منحنی ظرفیت مدل استخوان ماهی معادل نظیر در شکل ۳ دقت مناسبی را نشان می دهد.

۳.۲. مدل سازی خاک

جهت مدل سازی خاک در زیر فونداسیون، روش های مختلفی در مراجع و آیین نامه ها ارائه شده است. همان طور که ذکر شد، یکی از دقیق ترین روش های مدل سازی خاک، مدل مستقیم است، که در آن خاک به روش المان محدود مدل سازی می شود؛ اما هزینه و زمان پردازش آن می تواند بسیار طولانی باشد. لذا عملاً انجام پژوهش هایی که در آن لازم است طیف وسیعی از سیستم های خاک و سازه بررسی و تحت تحلیل تاریخچه ی زمانی غیرخطی قرار گیرند، امکان پذیر نخواهد بود. در این راستا، مدل های ساده شده ی مختلفی ارائه شده است. مدل فنرهای گسترده ی وینکلر، یکی از مدل های مذکور است، که در آن فنرها به صورت گسترده در زیر فونداسیون توزیع می شوند تا سختی لازم را در درجه های آزادی مختلف تأمین کنند. دقت مدل مذکور قطعاً به مدل رفتاری و توزیع سختی در نظر گرفته شده برای فنرها وابسته خواهد بود. در این راستا کاتر [۲۷]، و همکاران (۲۰۰۶)، مدل رفتاری QzSimple را برای فنرهای زیر فونداسیون ارائه کردند، که در شکل ۴ مشاهده می شود. منحنی رفتار مدل مذکور با استفاده از آزمایش های سانتریفیوژ کالیبره شده و ضرایب مورد نیاز جهت معرفی منحنی رفتار، به صورت عددی تعیین شده است. البته در مطالعه ی اخیر برای دستیابی به نتایج با دقت مناسب، لازم است فاصله ی فنرهای گسترده در زیر فونداسیون به میزان ۴ الی ۵ درصد بعد فونداسیون در نظر گرفته شود. این موضوع منجر به تقسیم شدن المان پی به تعداد زیادی از اعضا کوچک می شود؛ که در نهایت، زمان انجام تحلیل تاریخچه ی زمانی به صورت قابل ملاحظه ای افزایش می یابد. لذا با توجه به پیچیدگی مدل QzSimple، همچنان ارائه ی مدل های ساده شده با دقت مناسب، جهت مدل سازی خاک حائز اهمیت است.

در استاندارد ۴۱ - ASCE، دو روش برای مدل سازی خاک در زیر فونداسیون معرفی شده است:

در روش اول، مطابق شکل ۵، در زیر فونداسیون های صلب، فنرهای خاک برای درجه های آزادی مختلف به صورت متمرکز قرار می گیرند. سختی فنرها با توجه به مدل ارائه شده توسط گزناس (۱۹۹۱) و یا دیسک معادل [۲۸] براساس ابعاد فونداسیون و مدول برشی مؤثر خاک تعیین می شود. به دلیل کاهش سختی خاک با افزایش کرنش



شکل ۷. نحوه مدل سازی خاک در زیر فونداسیون مدل مینا (BM).

است که پاسخ فونداسیون با فنرهای متمرکز با دقت خوبی بر پاسخ مدل مستقیم سه بعدی منطبق است.

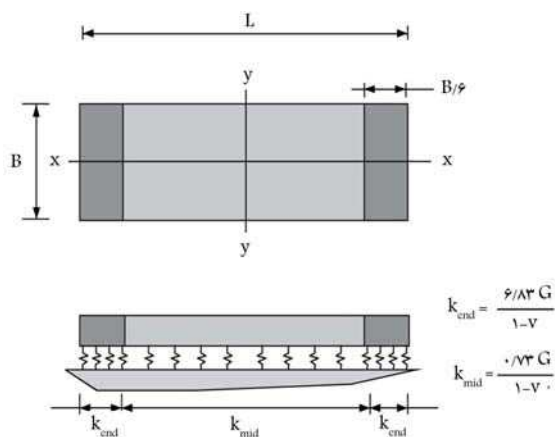
مطابق شکل ۷، جهت مدل سازی سختی و میرایی افقی خاک، یک فنر و میراگر به وسط فونداسیون متصل شده است. ضریب سختی و میرایی مربوط به فنر و میراگرهای گسترده قائم به گونه ای تعیین شده است که سختی و میرایی دورانی مدل متمرکز طبق روابط ۵ و ۷ تأمین شود. مقاومت نهایی خاک زیر فونداسیون نیز براساس ضریب اطمینان موردنظر در مقابل باربری قائم خاک تعیین شده است. مقدار q_{ult} طبق رابطه ۸ تعیین می شود:

$$q_{ult} = \frac{WFS}{A_f} \Delta A \quad (8)$$

که در آن، ΔA سطح برابر هر المان قائم، W وزن لرزه ای سازه و FS ضریب اطمینان در نظر گرفته شده برای فونداسیون است.

براساس مطالعات کاتر و همکاران (۲۰۰۶)،^[۲۷] پاسخ فونداسیون در حالی که در مدل سازی عددی از فنرهای گسترده و وینکلر با مدل رفتاری QzSimple استفاده شده است، در مقایسه با پاسخ نظیر مدل آزمایشگاهی سانتی فوژ تطابق مناسبی را نشان می دهد. مطابق شکل ۴، در مدل رفتاری QzSimple سختی خاک با افزایش کرنش تغییر کرده و همچنین تغییر سختی خاک با توجه به تغییر جهت بارگذاری (باربرداری) نیز لحاظ شده است. همچنین در مطالعات کاتر و همکاران (۲۰۰۶)،^[۲۷] مدل رفتاری QzSimple در آزمایش های چرخه ای آرام و دینامیکی بررسی شده و دقت مناسبی را نشان داده است. لذا در پژوهش حاضر، مدل مذکور به عنوان مدل مینا و دقیق در نظر گرفته شده و مدل ساده شده ی شکل ۵ (که توسط استاندارد ASCE - ۴۱، ارائه شده است)، با آن مقایسه شده است.

در شکل ۸، نمودار $M - \theta$ برای فونداسیون در دو حالت مشاهده می شود. منحنی های مرتبط با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی فونداسیون ترسیم شده است. به بیان دیگر، گشتاور وارده به فونداسیون به تدریج افزایش یافته و در هر گام، دوران نظیر فونداسیون ثبت شده است. در حالت اول، منحنی مذکور برای مدلی ترسیم شده است که در آن از فنرهای گسترده و وینکلر با مدل رفتاری (QzSimple) شکل ۷) استفاده شده است (مدل مینا)؛ در حالی که منحنی دوم، براساس مدل



شکل ۶. روش دوم مدل سازی خاک با استفاده از فنرهای گسترده در استاندارد ASCE - ۴۱.

بی نهایت و سختی دو انتها نیز براساس سختی قائم فونداسیون به ابعاد $B \times B/6$ تعیین می شود. این تذکر لازم است که مدل رفتاری پیشنهادی برای فنرهای خاک در استاندارد ASCE - ۴۱، کشسان خمیری است، که متفاوت با مدل رفتاری واقعی خاک است.

۴.۲. اصلاح مدل متمرکز و ساده شده ی خاک

در پژوهش حاضر، هدف اصلاح مدل متمرکز و ساده شده ی خاک به منظور افزایش دقت و به کارگیری آن در زیر مدل استخوان ماهی است. در این راستا، در گام اول لازم است یک مدل مینا جهت مقایسه ی نتایج مدل های ساده شده ی پیشنهادی تهیه شود. در مدل مینا ی موردنظر، مدل سازی خاک در زیر فونداسیون با استفاده از فنرهای گسترده ی وینکلر انجام شده است. لذا فرض شده است که در زیر هر قاب موردبررسی، فونداسیون نواری قرار دارد. در ابتدا، سختی خاک در درجه های آزادی مختلف با استفاده از مدل دیسک معادل،^[۲۸] طبق روابط ۴ و ۵ تعیین می شود:

$$K_x = \frac{\lambda}{1-v} G r_x \quad (4)$$

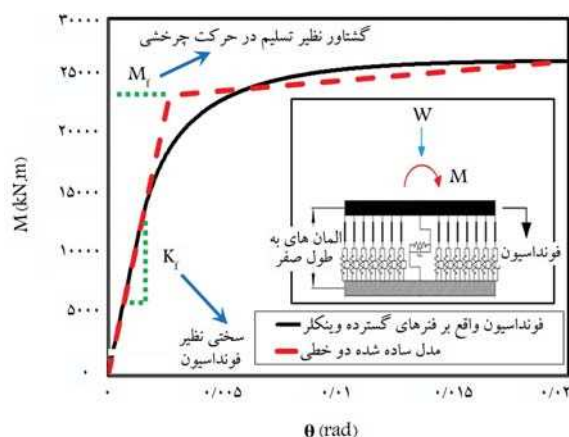
$$K_\theta = \frac{3}{1-v} G r_\theta^2 \quad (5)$$

که در آنها، G مدول برشی، v نسبت پواسون، $r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$ و $r_\theta = \sqrt[4]{\frac{I_f}{\pi}}$ هستند. جهت تعیین شعاع معادل فونداسیون، مساحت فونداسیون و ممان اینرسی سطح فونداسیون است. همچنین جهت انجام تحلیل تاریخچه ی زمانی و به منظور لحاظ کردن میرایی خاک در تحلیل ها، ضریب میراگر خاک در درجه های آزادی مختلف نیز براساس روابط ۶ و ۷ تعیین می شود:

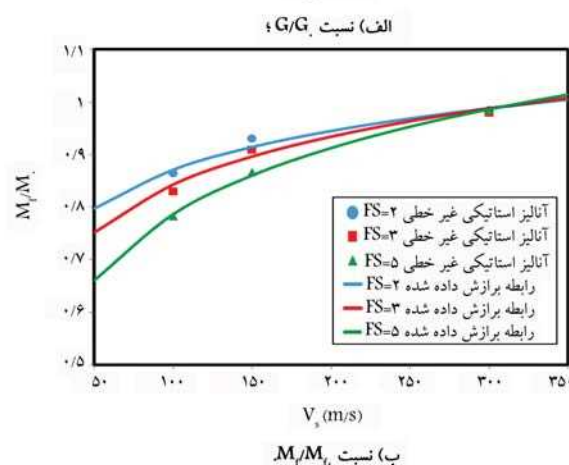
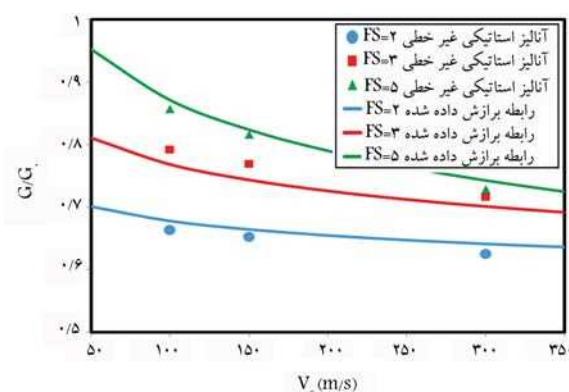
$$C_x = \frac{\pi}{\lambda} (1-v) \frac{r_x}{V_s} k_x \quad (6)$$

$$C_\theta = \frac{3\pi}{16} (1-v) \frac{r_\theta}{V_s} k_\theta \quad (7)$$

ضرایب مدل دیسک معادل براساس تئوری مقاومت مصالح تعیین و نشان داده شده است که پاسخ فونداسیون با مدل مذکور، دقت خوبی منطبق بر مدل دقیق داشته است.^[۲۸] همچنین این تذکر لازم است که گزناس،^[۱۳] با مدل سازی سه بعدی توده ی خاک و انجام آنالیز دینامیکی بسامدی برای فونداسیون های مستطیلی نشان داده



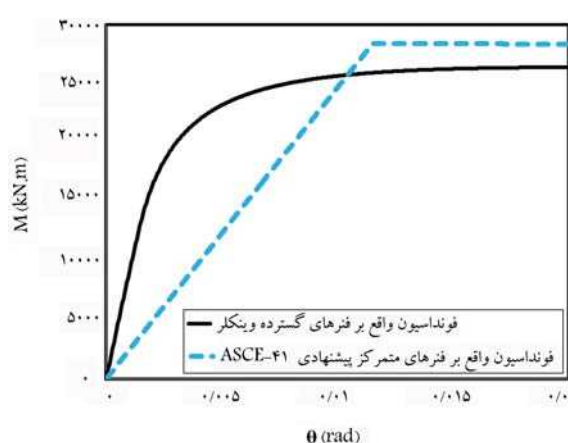
شکل ۹. نحوه تعیین منحنی رفتار دوخطی $M - \theta$ برای مدل اصلاح شده (فونداسیون واقع بر روی خاک با سرعت موج برشی 100 (m/s) و ضریب اطمینان 3).



شکل ۱۰. مقایسه‌ی مقادیر به دست آمده برای G/G_0 و M_f/M_f — از تحلیل استاتیکی غیر خطی با مقادیر نظیر به دست آمده از روابط برازش داده شده.

$$\frac{M_f}{M_{f_0}} = (0.70251FS + 0.70564) \ln(V_s) - 0.14338(FS) + 0.6679 \quad (10)$$

در شکل ۱۰، روابط برازش داده شده با نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها برای برخی از فونداسیون‌ها مقایسه شده‌اند، که نتایج به دست آمده، انطباق خوبی را نشان می‌دهند.



شکل ۸. نمودار $M - \theta$ برای فونداسیون با در نظر گرفتن مدل ساده شده استاندارد ASCE - 41 و مدل مبنا برای فونداسیون واقع بر روی خاک با سرعت موج برشی 100 (m/s) و ضریب اطمینان 3 .

متمرکز استاندارد ASCE - 41 (شکل ۵) با استفاده از مدول برشی کاهش یافته تهیه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، این دو منحنی اختلاف قابل ملاحظه‌ای با یکدیگر دارند. با توجه به اختلاف قابل ملاحظه‌ی دو منحنی به دست آمده برای فونداسیون، قطعاً مدل ساده شده‌ی استاندارد ASCE - 41 دقت مناسبی در پیش‌بینی عملکرد سیستم خاک و سازه نخواهد داشت. لذا در مطالعه‌ی حاضر، پیشنهادی جهت اصلاح مدل ساده شده‌ی استاندارد ASCE - 41 ارائه شده است. به منظور اصلاح مدل خاک، تعدادی فونداسیون گسترده‌ی نواری برای سازه‌های بررسی شده بر روی خاک با فترهای وینکلر در نظر گرفته شده‌اند. سپس تحلیلی استاتیکی غیرخطی برای فونداسیون‌های مذکور بدون حضور قاب انجام و منحنی برای هر کدام ترسیم شده است. در مطالعه‌ی حاضر، سه ضریب اطمینان ۲، ۳ و ۵ و سه سرعت موج برشی 100 ، 150 و 300 متر بر ثانیه برای خاک لحاظ شده است. سپس منحنی $M - \theta$ به دست آمده برای هر فونداسیون با استفاده از الگوریتم ارائه شده در استاندارد ASCE - 41 به منحنی دوخطی تبدیل شده است. در این فرایند لازم است سطح زیر دو منحنی یکسان شود و محل تقاطع دو منحنی در $1/6$ مقاومت تسلیم صورت گیرد.

نمونه‌ای از تحلیل صورت گرفته در شکل ۹ مشاهده می‌شود. در مدل اصلاح شده‌ی پیشنهادی در پژوهش حاضر، منحنی دوخطی به دست آمده در شکل ۹ به جای رفتار کشسان خمیری در نظر گرفته شده در استاندارد ASCE - 41 به فنر چرخشی شکل ۹ اختصاص یافته است.

تحلیل نمایش داده شده در شکل ۹ برای انواع فونداسیون صورت گرفته و سپس با توجه به شیب اولیه منحنی دوخطی، ضریب اصلاحی جدیدی برای نسبت مدول برشی خاک (G/G_0) ارائه شده است. همچنین ضریب اصلاحی برای نسبت مقاومت چرخشی فونداسیون به مقاومتی که توسط استاندارد ASCE - 41 در رابطه ۳ پیشنهاد شده است، محاسبه شده است (M_f/M_{f_0}).

در ادامه، به منظور استفاده از نتایج برای انواع فونداسیون، فرمول‌هایی برای ضرایب اصلاحی برازش داده شده است، که در روابط ۹ و ۱۰ ارائه شده‌اند:

$$\frac{G}{G_0} = (-0.70279FS + 0.70225) \ln(V_s) + 0.5573(FS)^{0.5768} \quad (9)$$

جدول ۱. مشخصات رکوردهای انتخابی زلزله.

شماره	سال وقوع	نام زلزله	نام ایستگاه	بزرگای	فاصله از گسل	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	PGA (g)
۱	۱۹۸۴	Morgan Hill	Gilroy Array #2	۶/۱۹	۱۳/۶۹	۲۷۰/۸۴	۰/۱۶۲
۲	۲۰۱۱	Christchurch New Zealand	TPLC	۶/۱۲	۱۶/۶۱	۲۴۹/۲۸	۰/۱۲۵
۳	۱۹۸۶	N. Palm Springs	Palm Springs Airport	۶/۰۶	۱۰/۸۴	۳۱۲/۴۷	۰/۱۶۰۵
۴	۱۹۴۱	Northern Calif-01	Ferndale City Hall	۶/۴	۴۴/۶۸	۲۱۹/۳۱	۰/۱۱۴
۵	۱۹۵۱	Northwest Calif-03	Ferndale City Hall	۵/۸	۵۳/۷۷	۲۱۹/۳۱	۰/۱۰۷
۶	۱۹۵۴	Northern Calif-03	Ferndale City Hall	۶/۵	۲۷/۰۲	۲۱۹/۳۱	۰/۱۶۲
۷	۱۹۶۶	Parkfield	Cholame - Shandon Array #8	۶/۱۹	۱۲/۹	۲۵۶/۸۲	۰/۱۲۴
۸	۱۹۶۷	Northern Calif-05	Ferndale City Hall	۵/۶	۲۸/۷۳	۲۱۹/۳۱	۰/۲۵۳
۹	۱۹۶۸	Borrego Mtn	El Centro Array #9	۶/۶۳	۴۵/۶۶	۲۱۳/۴۴	۰/۱۳۲
۱۰	۱۹۷۵	Northern Calif-07	Petrolia General Store	۵/۲	۳۴/۶۷	۳۶۸/۷۲	۰/۱۶۷
۱۱	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	۶/۵۳	۲۴/۶	۲۰۵/۷۸	۰/۱۲۸
۱۲	۱۹۸۰	Mammoth Lakes-06	Benton	۵/۹۴	۴۴/۲۱	۳۷۰/۹۴	۰/۱۱
۱۳	۱۹۸۰	Victoria Mexico	SAHOP Casa Flores	۶/۳۳	۳۹/۳	۲۵۹/۵۹	۰/۱
۱۴	۱۹۸۱	Corinth Greece	Corinth	۶/۶	۱۰/۲۷	۳۶۱/۴	۰/۲۳۶
۱۵	۱۹۸۱	Westmorland	Niland Fire Station	۵/۹	۱۹/۲۹	۲۱۲	۰/۱۰۱
۱۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	۶/۶۱	۲۲/۷۷	۳۱۶/۴۶	۰/۲۲۴
۱۷	۱۹۷۱	San Fernando	Whittier Narrows Dam	۶/۶۱	۱۳/۰۴	۲۹۸/۶۸	۰/۱۰۱

۳. مدل ساده شده پیشنهادی در پژوهش حاضر، مدل ۲ - SM است، که در آن مدل استخوان ماهی نظیر قاب سازه‌ای بر روی فنرهای متمرکز اصلاح شده مطابق شکل ۵ قرار دارد. منحنی رفتار فنرهای متمرکز در مدل ۲ - SM مطابق روابط ۷ و ۸ اصلاح شده است.

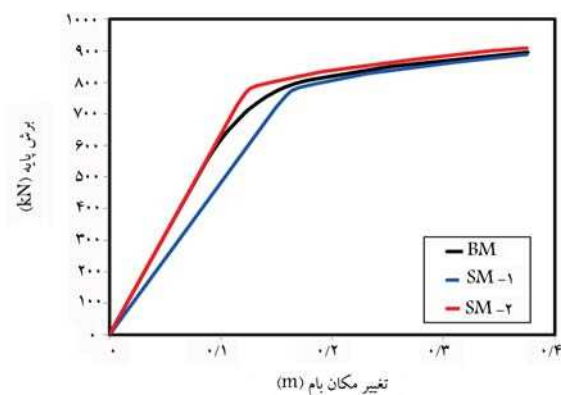
در ادامه، با انجام تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، کارایی مدل پیشنهادی توسط استاندارد ۴۱ - ASCE، یعنی مدل ۱ - SM و مدل اصلاح شده در پژوهش حاضر، یعنی مدل ۲ - SM ارزیابی شده است. این موضوع از طریق مقایسه‌ی پاسخ سیستم‌های خاک و سازه در حالت‌های مختلف با مدل مبنای نظیر (BM) انجام شده است. مطابق استاندارد ۷ - ASCE،^[۲۹] جهت انجام تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی لازم است دست‌کم یک مجموعه شامل ۱۱ رکورد انتخاب شود، که از لحاظ بزرگای، خصوصیات منبع، فاصله تا منبع و شرایط ساختگاه تا حد امکان مشابه باشند. در مطالعه‌ی حاضر، ۱۷ رکورد زلزله‌ی ثبت شده بر روی خاک نوع III انتخاب شده‌اند، که بزرگای زلزله‌ی آنها بین ۵ الی ۷ و فاصله تا منبع کمتر از ۵۰ کیلومتر بوده و از نوع حوزه‌ی نزدیک نبوده‌اند. فهرست رکوردهای استفاده شده و مشخصات ایستگاه‌های انتخابی در جدول ۱ ارائه شده است.

مقایسه‌ی مقادیر به دست آمده از تحلیل‌ها با مقادیر پیشنهادی استاندارد ۴۱ - ASCE نشان می‌دهد نسبت به دست‌آمده از تحلیل‌ها، بزرگ‌تر از مقادیر پیشنهادی در استاندارد ۴۱ - ASCE است. به بیان دیگر، سختی مؤثر خاک بیش از مقدار ارائه شده توسط استاندارد ۴۱ - ASCE است. این در حالی است که لنگر خمشی متناظر با تسلیم فونداسیون کمتر از مقدار پیشنهادی در استاندارد ۴۱ - ASCE است و همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر (M_f/M_f) کمتر از واحد هستند.

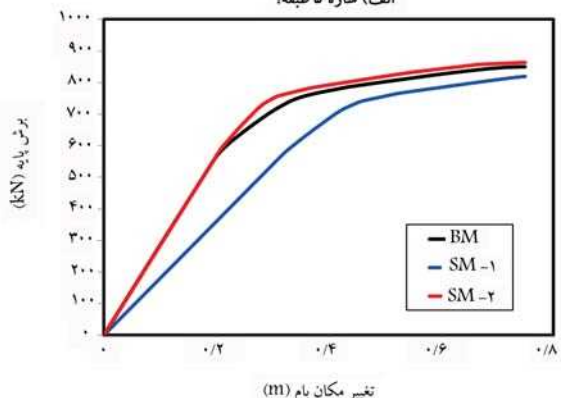
۳. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه

در ادامه، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های سازه‌ای، با مدل‌سازی فونداسیون و خاک در زیر آنها در سه حالت بررسی شده است:

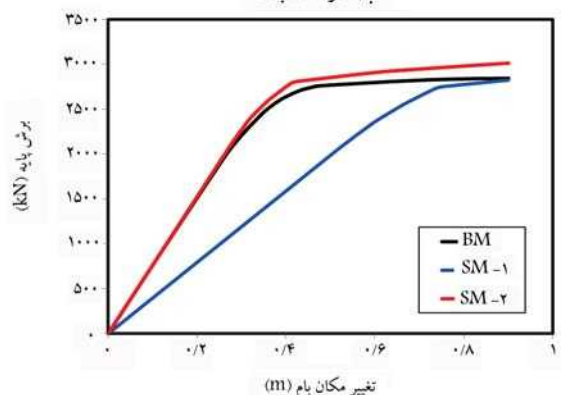
۱. مدل مبنای BM (مطابق شکل ۷)، که در آن قاب سازه‌ای بر روی فنرهای گسترده‌ی وینکلر قرار دارد؛
۲. مدل ساده شده‌ی ۲ - SM، که در آن مدل استخوان ماهی نظیر قاب سازه‌ای بر روی فنرهای متمرکز استاندارد ۴۱ - ASCE مطابق شکل ۵ قرار دارد؛



تغییر مکان بام (m)
الف) سازه ۵ طبقه؛



تغییر مکان بام (m)
ب) سازه ۱۰ طبقه؛

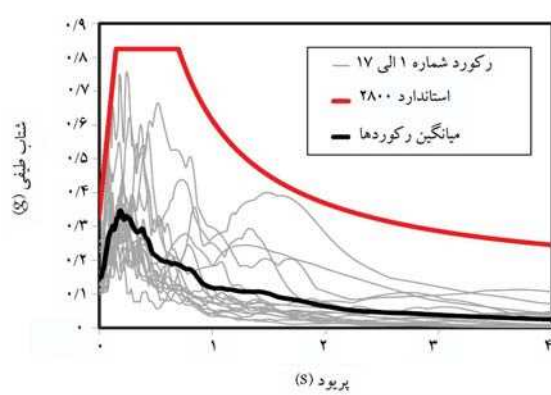


تغییر مکان بام (m)
ج) سازه ۱۵ طبقه

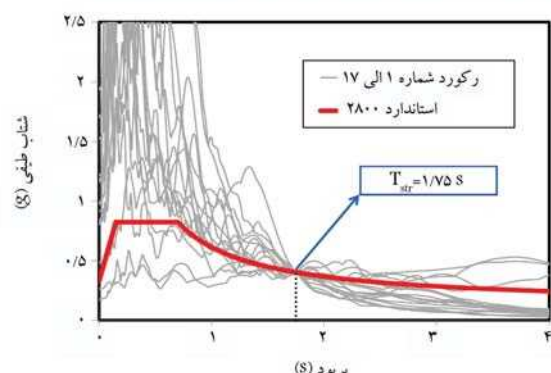
شکل ۱۲. منحنی ظرفیت سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه واقع بر خاک با $V_s = 100 \text{ m/s}$ و $FS = 3$ تحلیل استاتیکی غیرخطی.

هم‌خوانی دارد. در شکل‌های ۱۳ - دالی ۱۳ - ی نیز نسبت دریافت طبقات مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، مدل SM - ۲ مقادیر دریافت طبقات را کمتر از مقدار مدل BM تخمین زده و غیرمحافظة کارانه بوده است. اختلاف دو مدل مذکور با افزایش تعداد طبقات افزایش یافته است؛ در حالی که مدل اصلاح شده ی SM - ۱ با دقت مناسبی دریافت داخلی طبقات را تخمین زده است.

در شکل‌های ۱۳ - زالی ۱۳ - ط نیز میانگین تقاضای برش پایه تحت رکوردها مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، مدل SM - ۱ مقادیر برش را کمتر از مدل مینا تخمین زده و این اختلاف با افزایش تعداد طبقات قاب در طبقات تحتانی افزایش



الف) طیف رکوردها مقیاس نشده در مقایسه با طیف استاندارد ۲۸۰۰ [۲۴]؛



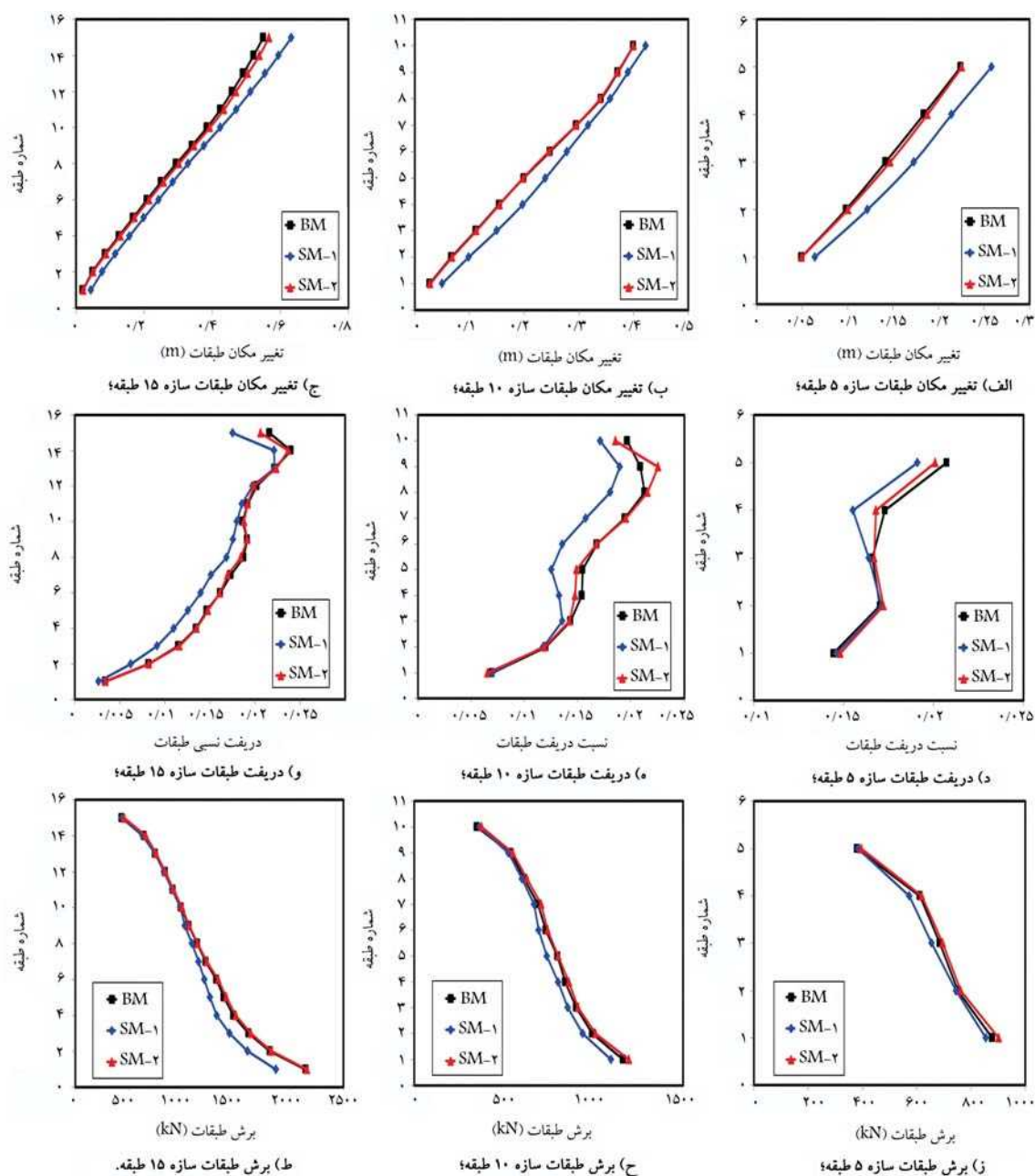
ب) طیف رکوردهای مقیاس شده برای سازه ۱۰ طبقه.

شکل ۱۱. طیف رکوردهای استفاده شده در تحلیل‌های تاریخی زمانی.

به منظور انجام آنالیزهای تاریخی زمانی، رکوردهای مورد نظر مقیاس شده‌اند. جهت مقیاس کردن رکوردها طیف استاندارد 2800 ، 2800 [۲۴] مینا قرار گرفته است. ضریب مقیاس به گونه‌ای تعیین شده است که دامنه ی طیف پاسخ هر رکورد در دوره ی تناوب مود اول ارتعاشی قاب بررسی شده بر دامنه ی طیف آیین‌نامه در دوره ی تناوب مذکور منطبق باشد. نمونه‌ای از مقیاس رکوردها برای قاب ۱۰ طبقه در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود. روش مقیاس مذکور اولین بار توسط شوم^{۱۳} و همکاران (۱۹۹۶) [۳۰] ارائه و در استاندارد FEMA P - ۲۰۸۲ [۳۱] به عنوان روش انتخابی و مقیاس رکوردها معرفی شده است.

در شکل ۱۲، منحنی ظرفیت سیستم خاک و سازه برای سه قاب مختلف با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مشاهده می‌شود، که مطابق آن، مدل ساده شده ی SM - ۱ سختی کمتری نسبت به BM از خود نشان داده است. روند منحنی نیز با افزایش تغییر مکان متفاوت با مدل BM بوده است، به طوری که برش پایه در مدل SM - ۱ در هر تغییر مکان کمتر از مدل BM بوده است. این در حالی است که منحنی ظرفیت مدل اصلاح شده ی SM - ۲، تطابق خوبی با مدل مینا نشان داده است. این تطابق در هر سه قاب مناسب بوده است. در شکل ۱۳، میانگین تقاضای لرزه‌ای سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه تحت ۱۷ رکورد مشاهده می‌شود.

در شکل‌های ۱۳ - الف الی ۱۳ - ج، میانگین تغییر مکان طبقات سیستم‌های خاک و سازه نمایش داده شده است. مطابق شکل ۱۳، مدل SM - ۱ در تمامی قاب‌ها، تغییر مکان بزرگ‌تری نسبت به مدل BM از خود نشان داده است؛ این در حالی است که نتایج مدل اصلاح شده ی SM - ۱ با دقت بسیار مناسبی با مدل



شکل ۱۳. میانگین پاسخ لرزه‌ای سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه واقع بر خاک با $m/s = 10^\circ$ و $FS = 3$ (رفتار دوخطی مفصل خمیری سازه).

ضریب اطمینان مختلف خاک ترسیم شده است. مشاهده می‌شود که در اغلب موارد، خطای مدل SM-2 در تخمین تقاضای لرزه‌ای کمتر از ۵٪ بوده است. همچنین در بیشتر موارد، مدل SM-2 تقاضای لرزه‌ای را محافظه‌کارانه تخمین زده است. در مجموع، شکل ۱۵ نشان می‌دهد که دقت مدل اصلاح شده‌ی SM-2 برای مجموعه‌ی متنوع سیستم‌های خاک و سازه‌ی خاک مناسب و جایگزین مناسبی برای مدل BM است.

در جدول ۲، زمان لازم برای انجام تحلیل تاریخی‌ی زمانی تحت رکوردهای موردنظر برای قاب‌های مختلف در حالت پای‌ی صلب مقایسه شده است. همان‌طور

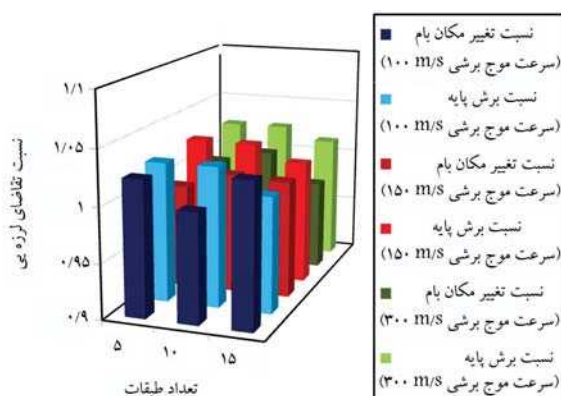
یافته است. اما مشاهده می‌شود برش پایه در مدل اصلاح شده‌ی SM-2 تطابق مناسبی با مدل BM دارد. در شکل ۱۴، تحلیل‌های تاریخی‌ی زمانی برای سازه‌ی ۱۰ طبقه در حالتی انجام شده است که به جای مدل رفتاری دوخطی، مدل رفتاری دارای زوال به مفصل خمیری سازه اختصاص یافته است. مشاهده می‌شود که همچنان پاسخ لرزه‌ای در مدل SM-2 تطابق مناسبی با مدل BM دارد. در شکل (۱۵-الف)، نتایج نسبت تقاضای لرزه‌ای از جمله تغییر مکان بام و همچنین برش پایه در مدل SM-2 به مقدار نظیر مدل BM برای انواع سرعت موج برشی خاک نمایش داده شده است. همچنین در شکل ۱۵-ب، نسبت‌های مذکور برای

جدول ۲. زمان لازم برای تحلیل تاریخی زمانی قاب‌ها در حالت پایهی صلب.

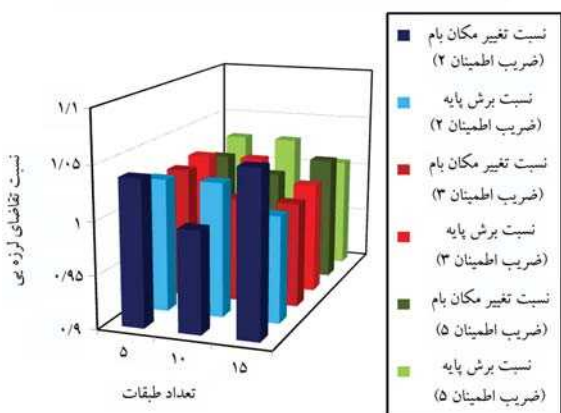
قاب ۵ طبقه		قاب ۱۰ طبقه		قاب ۱۵ طبقه	
قاب اصلی	مدل استخوان ماهی	قاب اصلی	مدل استخوان ماهی	قاب اصلی	مدل استخوان ماهی
۰ : ۱۲ : ۲۴	۰ : ۱۲ : ۴۵	۰ : ۱۷ : ۰۱	۰ : ۱۲ : ۴۷	۰ : ۲۶ : ۴۴	۰ : ۱۲ : ۵۱
درصد کاهش:	۴/۸٪	درصد کاهش:	۲۴/۸٪	درصد کاهش:	۵۱/۹٪

جدول ۳. زمان لازم برای تحلیل تاریخی زمانی سیستم‌های خاک و سازه‌واقع بر خاک با سرعت موج برشی 100 m/s و ضریب اطمینان ۳.

قاب ۵ طبقه		قاب ۱۰ طبقه		قاب ۱۵ طبقه	
BM	SM - ۲	BM	SM - ۲	BM	SM - ۲
۰ : ۱۷ : ۲۸	۰ : ۱۲ : ۰۱	۰ : ۲۲ : ۵۴	۰ : ۱۲ : ۱۳	۰ : ۴۰ : ۳۶	۰ : ۱۳ : ۴۸
درصد کاهش:	۳۱/۲٪	درصد کاهش:	۴۶/۶٪	درصد کاهش:	۶۶/۰٪



الف) نسبت تغییر مکان و برش پایه برای انواع سرعت موج برشی؛

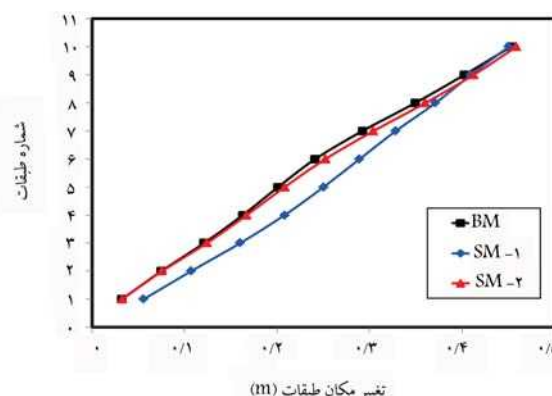


ب) نسبت تغییر مکان و برش پایه برای انواع ضریب اطمینان خاک.

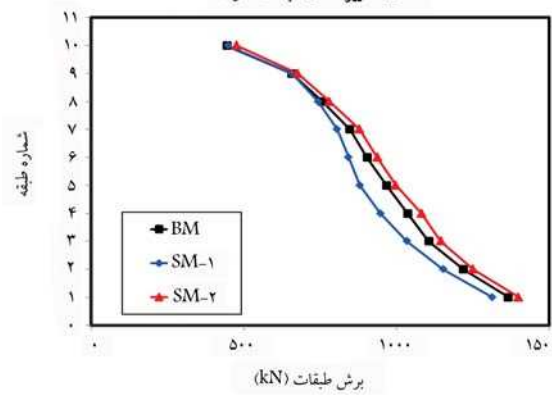
شکل ۱۵. نسبت تغییر مکان بام و نسبت برش پایه برای انواع سازه.

۴. نتیجه‌گیری

هدف از طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد، طراحی سازه‌های است که میزان خرابی آنها در سطوح مختلف خطر زلزله قابل پیش‌بینی باشد. این موضوع نیازمند مطالعه‌ی سیستم‌ها با مشخصات گوناگون خواهد بود. از طرفی دقت مدل‌های بررسی شده در



الف) تغییر مکان طبقات سازه؛



ب) برش طبقات سازه.

شکل ۱۴. میانگین پاسخ لرزه‌ای سازه‌های ۱۰ طبقه واقع بر خاک با 100 m/s و $FS = 3$ (رفتار دارای زوال مفاصل خمیری سازه).

که انتظار می‌رفت، با افزایش تعداد طبقات و دهانه‌ی قاب، تأثیر مدل استخوان ماهی در کاهش زمان اجرای تحلیل تاریخی زمانی افزایش یافته است. در جدول ۳، نیز زمان لازم برای تحلیل‌ها در دو مدل BM و SM - ۲ مقایسه شده است. زمان اجرای تحلیل‌ها به‌صورت قابل ملاحظه‌ای در مدل‌های ساده شده‌ی SM - ۲ نسبت به مدل BM کاهش یافته است، که میزان آن نسبت به مدل‌های پایهی صلب نظیر در جدول ۲ بیشتر بوده است.

۱. مدل‌های ارائه شده در استاندارد ۴۱-ASCE^[۱۲] پاسخ سیستم خاک و سازه را با خطای قابل ملاحظه‌ای تخمین می‌زند؛
۲. در مطالعه‌ی حاضر با انجام یک سری تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای طیف متنوعی از فونداسیون و خاک با مشخصات مختلف، مدل رفتاری دوخطی ۴۱-ASCE^[۱۲] اصلاح و روابطی برای تعیین ضرایب مدل مذکور برازش داده شد؛
۳. با انجام تحلیل‌های تاریخی‌چهی زمانی نشان داده شد که دقت مدل اصلاح شده بسیار مناسب است و نتایج با مدل دقیق هم‌خوانی دارد؛
۴. بررسی نشان داد مدل ساده شده، زمان اجرای تحلیل‌ها را به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش داده است، که برای انجام پژوهش در زمینه‌ی بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه بسیار مناسب خواهد بود.

پژوهش‌های مذکور حائز اهمیت است. این در حالی است که افزایش دقت مدل‌ها منجر به افزایش زمان لازم جهت انجام تحلیل‌ها و هزینه پردازش می‌شود. در این راستا، همواره سعی بر این بوده است مدل‌های ساده شده‌ای برای سازه ارائه شود تا در ضمن کاهش زمان تحلیل‌ها، دقت مدل در تخمین عملکرد لرزه‌ای سازه مناسب باشد. از جمله مدل‌های ساده شده برای سازه، مدل‌های تک درجه آزادی معادل و مدل استخوان ماهی است.

از طرفی، وجود خاک در زیر فونداسیون عملکرد لرزه‌ای سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. جهت مدل‌سازی دقیق خاک، مدل مستقیم، دقت مناسبی دارد؛ اما زمان پردازش آن بسیار بالاست. در این زمینه، مدل‌های دیگری از جمله فترهای گسترده و یا متمرکز با مدل رفتاری مختلف نیز در استانداردهای لرزه‌ای مختلف ارائه شده است. بررسی‌های انجام شده در پژوهش حاضر نشان داده است:

پانویس‌ها

1. Chopra & Goel
2. Modal Pushover Analysis
3. Han & Chopra
4. Incremental Dynamic Analysis
5. Nakashima
6. Forward Directivity Pulses
7. Finite Element Method
8. Gazetas
9. Veletsos & Verbic
10. SAP
11. OpenSees
12. Kutter
13. Shome

منابع (References)

5. Chopra, A.K. and Goel, R.K., 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp.561-582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>.
6. Han, S.W. and Chopra, A.K., 2006. Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(15), pp.1853-1873. <https://doi.org/10.1002/eqe.605>.
7. Nakashima, M., Ogawa, K. and Inoue K., 2002. Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp.671-692. <https://doi.org/10.1002/eqe.148>.
8. Khaloo, A. and Khosravi, H., 2013. Modified fish-bone model: A simplified MDOF model for simulation of seismic responses of moment resisting frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, pp.195-210. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.013>.
9. Khaloo, A., Khosravi, H. and Jamnani, H.H., 2015. Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using modified fish-bone models. *Advances in Structural Engineering*, 18(5), pp.603-627. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.18.5.603>.
10. Soleimani, R., Khosravi, H. and Hamidi, H., 2019. Substitute frame and adapted Fish-Bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames. *Engineering Structures*, 185, pp.68-89. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.127>.
11. Vaseghiamiri, S., Mahsuli, M., Ghannad, M.A. and Zareian, F., 2020. Surrogate SDOF models for probabilistic performance assessment of multistory building: Methodology and application for special moment. *Engineering Structures*, 212, pn.110276. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110276>.
1. Veletsos, A.S. and Newmark, N.M., 1960. Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Japan, 2, pp.895-912.
2. Veletsos, A.S., Newmark, N.M. and Chelapati C.V., 1965. Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions. *Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, 2, pp.663-682.
3. Miranda, E., 1993. Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra. *Journal of Structural Engineering*, (ASCE), 119(5), pp.1319-1338. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:5\(1319\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:5(1319)).
4. Ruiz-Garcia, J. and Miranda, E., 2006. Inelastic displacement ratios for the evaluation of structures built in soft soil sites. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(6), pp.675-694. <https://doi.org/10.1002/eqe.552>.

12. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017. Standard for seismic evaluation and retrofit existing buildings. ASCE-41-17. Virginia, USA.
13. Gazetas, G., 1991. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), pp.1363-1381. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:9\(1363\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1363)).
14. Veletsos, A. and Verbic, B., 1974. Dynamics of elastic and yielding structure-foundation systems. *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*.
15. Ghannad, M.A. and Jafarieh, A.H., 2014. Inelastic displacement ratios for soil-structure systems allowed to uplift. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43, pp.1401-1421. <https://doi.org/10.1002/eqe.2405>.
16. Jafarieh, A.H. and Ghannad, M.A., 2020. Seismic performance of nonlinear soil-structure systems located on soft soil considering foundation uplifting and soil yielding. *Structures*, 28, pp.973-982. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.09.046>.
17. Haghollahi, S. and Behnamfar, F., 2020. Performance evaluation of special RC moment frames against collapse considering soil-structure. *International Journal of Geomechanics (ASCE)*, 20(2), pn.04019176. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001553](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001553).
18. Vaseghiamiri, S., Mahsuli, M., Ghannad, M.A. and Zareian, F., 2020. Probabilistic approach to account for soil-structure interaction in seismic design of building structures. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 146(9), pn.04020184. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.000274](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.000274).
19. Vaseghiamiri, S. and Ghannad, M. A., 2022. Evaluation of soil contribution to seismic response of soil-structure systems using recorded data during small-scale earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(12), pp.5-29. [In Persian]. 10.22065/JSCE.2021.274646.2370.
20. Hamidpour, S., Shakib, H., Paolucci, R., Correia, A.A. and Soltani, M., 2022. Empirical models for the nonlinear rocking response of shallow foundations. *Bulletin of earthquake Engineering*, 20, pp.8099-8122. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01449-1>.
21. Iran's National Building Regulations, The Sixth Topic, Loads on the Building. 2013. *Ministry of Roads and Urban Development, Housing and Construction Deputy*, Third Edition. [In Persian].
22. National Building Regulations of Iran, 10th topic, Design and Implementation of Steel Buildings. 2013. *Ministry of Roads and Urban Development, Deputy of Housing and Construction Department*, 4th Edition. [In Persian].
23. SAP2000 Theory Manual. 2015. Version 20.0.0, Copyright Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.
24. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard 2800), 2015. 4th edition. *Building and Housing Research Center*, Tehran, Iran. [In Persian].
25. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation platform), Version 3.0.3, developed by the Pacific Earth-quake Engineering Research Center (PEER), at the University of California, Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu/>
26. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H., 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), pp.1489-1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>.
27. Kutter, B.L., Martin, G., Hutchinson, T., Harden, C., Gajan S. and Phalen J., 2006. Workshop on modeling of nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundations. Pacific Earthquake Engineering Research Center Workshop Report. Davis: University of California.
28. Wolf, J., 1994. Foundation vibration analysis using simple physical model. Prentice-Hall, Inc.: Englewood Cliffs, NJ.
29. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2022. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. ASCE-7-22. Virginia.
30. Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P. and Carballo, J.E., 1998. Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses. *Earthquake Spectra*, 14(3), pp. 469-500. DOI: 10.1193/1.1586011.
31. Federal Emergency Management Agency (FEMA P-2082-1). 2020. NEHRP Recommended seismic provisions for new building and other structures, Washington D.C.

ارزیابی عددی ضریب لرزه‌ای افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده

صابر کریمی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

محمد حاذقیان* (استادیار)

کاظم پرخورداری (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه بزد

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۲، صص. ۱۵۱-۱۶۳، (یادداشت فنی)

در مطالعه‌ی حاضر، یک روش عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه‌ی ضریب لرزه‌ی افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده ارائه شده است. ابتدا، روش مدل‌سازی عددی در دو فاز استاتیکی و دینامیکی راستی‌آزمایی و سپس در چارچوب یک مطالعه‌ی پارامتری جامع، تأثیر عوامل مختلف در ضریب لرزه‌ی افقی بررسی شده‌اند. نتایج مطالعه‌ی حاضر نشان داد که به‌طور کلی نسبت ضریب لرزه‌ی افقی بیشینه به بیشینه‌ی شتاب سطح زمین ($k_h \max / PGA$) با افزایش ارتفاع دیواره‌ی میخ‌گذاری شده، افزایش یابد. علاوه بر این، نتایج نشان داد که تقویت طرح میخ‌گذاری با افزایش قطر، کاهش فاصله‌ی افقی و افزایش طول میخ تأثیر قابل توجهی در نسبت $k_h \max / PGA$ ندارد. در مجموع، محدوده‌ی ضریب لرزه‌ی افقی طراحی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده ۱۸٪ تا ۴۶٪ بیشینه‌ی شتاب سطح زمین به‌دست آمد، که کمتر از محدوده‌ی متداول ۳۳٪ تا ۵۰٪ است، که معمولاً در طراحی در نظر گرفته می‌شود.

واژگان کلیدی: دیواره‌ی میخ‌گذاری شده، ضریب لرزه‌ی افقی، مدل‌سازی عددی، تحلیل دینامیکی FLAC^{۳D}.

۱. مقدمه

امروزه به دلیل تراکم زیاد در بافت شهری و افزایش روزافزون قیمت زمین، تمایل به ایجاد طبقات زیر زمین و به تبع آن افزایش عمق گود افزایش یافته است. همچنین به دلیل گسترش و توسعه‌ی زیاد شهرها نیاز به خطوط ارتباطی، مانند: جاده‌ها، راه‌آهن و پل‌ها افزایش یافته است، که نیاز به استفاده از روش‌های پایداری برای حفظ پایداری دیواره‌ی گودها و شیب کنار راه‌ها را افزایش داده است. روش‌های مختلفی برای پایداری گود، مانند: مسلح‌کردن خاک با تسمه‌های فولادی، ژئوسنتتیک‌ها، انکرها و ... وجود دارد؛ که یکی از آنها، روش نیلینگ^۱ یا میخ‌گذاری خاک است، که مزایایی زیادی مانند انعطاف‌پذیری بالا و عملکرد لرزه‌ی مناسب دارد. در ادامه، خلاصه‌ی از مطالعات انجام شده در ارتباط با عملکرد لرزه‌ی سیستم میخ‌گذاری ارائه شده است.

ویوستیک^۲ و همکاران (۱۹۹۳)،^[۱] نشان دادند که سازه‌های میخ‌کوبی شده،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۳/۲۹، اصلاحیه ۱۴۰۲/۴/۲۷، پذیرش ۱۴۰۲/۱۱/۳.

عملکرد خوبی را در هنگام زلزله از خود نشان می‌دهند و مکانیزم گسیختگی آنها شامل دو بلوک لغزنده و سه سطح گسیختگی است. هانگ^۳ و همکاران (۲۰۰۵)،^[۲] با استفاده از آزمایش‌های میز لرزان به این نتیجه رسیدند که شیب‌های میخ‌کوبی شده، رفتار انعطاف‌پذیری را در هنگام لرزش به نمایش می‌گذارند. همچنین سطح گسیختگی با سطح گسیختگی به‌دست آمده از آزمایش ویوستیک و تنگجیان کمی متفاوت است و سطح مقعر به‌صورت خطی دیده می‌شود. فرخزاد و همکاران (۲۰۲۱)،^[۳] در بررسی آثار طول و زاویه‌ی میلگردهای نصب شده در رفتار لرزه‌ی خاک‌های میخ‌کوب شده از رکوردهای زلزله‌های طیس و منجیل استفاده کردند و دریافتند که طول و زاویه‌ی میخ در پاسخ شتاب و همچنین جابجایی‌های عمودی و افقی در سطح گودبرداری در طول زلزله تأثیر می‌گذارد. علاوه بر این نشان دادند که وزن سربار، نوع خاک و شتاب زلزله در پایداری لرزه‌ی دیواره‌های میخ‌کوبی شده و ضریب تشدید تأثیر می‌گذارد. دشتارا^۴ و همکاران (۲۰۱۹)،^[۴] با استفاده از یک مدل المان محدود سه‌بعدی به مقایسه‌ی نتایج عددی و داده‌های تجربی

استناد به این مقاله:

کریمی، صابر، حاذقیان، محمد، و پرخورداری، کاظم، ۱۴۰۳. ارزیابی عددی ضریب لرزه‌ی افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۱۵۱-۱۶۳.

DOI:10.24200/J30.2024.62608.3235

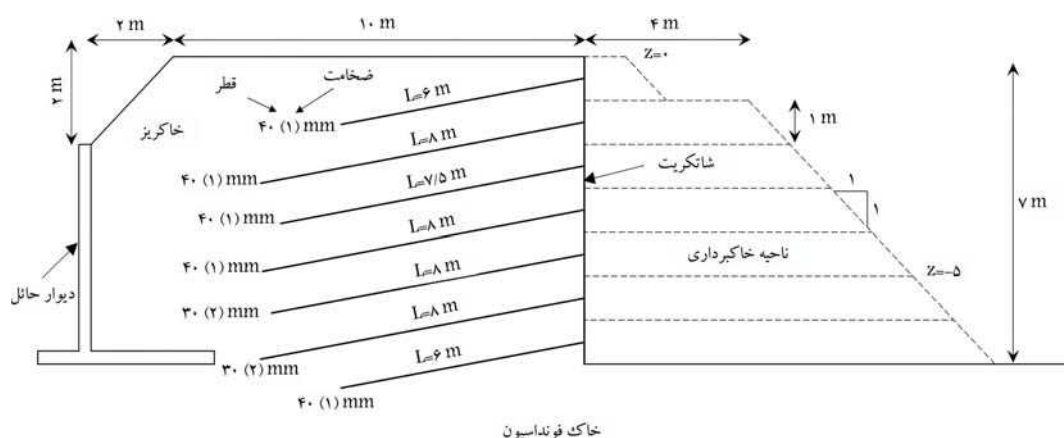
حاصل از آزمون سانتریفیوژ که توسط ویوستیک انجام شده بود، پرداختند و نشان دادند که مدل المان محدود توسعه‌یافته می‌تواند رفتار لرزه‌یی سیستم میخ‌کوبی شده را به درستی شبیه‌سازی کند. زمین‌ان^۵ و همکاران (۲۰۱۲)،^[۵] شبیه‌سازی عددی دیوارهای میخ‌گذاری شده تحت ورودی ارتعاشی را انجام داده‌اند. تجزیه و تحلیل با نرم‌افزار فلک^۶ انجام شد. مقایسه بین نتایج روش اجزاء محدود و تفاضل محدود، همگرایی قابل اعتمادی را بین دو روش مذکور نشان داد. نتایج حاصل از پژوهش اخیر نشان داد که نرم‌افزار فلک می‌تواند رفتار متقابل خاک - دوجاب - میخ را به طور مناسب شبیه‌سازی کند. همچنین مشخص شد که زلزله تأثیر زیادی در جابجایی جانبی دیوارهای میخ‌کوبی شده می‌گذارد و در هنگام زلزله در ردیف میخ‌های پایین و بالا، نیروی محوری بیشتری نسبت به ردیف‌های میخ میانی ایجاد می‌شود. ایرج رحمانی و امیر نجانی (۲۰۱۹)،^[۶] به بررسی رفتار پایداری دیوار میخ‌کوبی شده دائمی تحت بار دینامیکی پرداخته‌اند و با استفاده از ابزارگذاری صورت‌گرفته در گود هتل ترگسی و مدل‌سازی آن با نرم‌افزار فلک به تأیید درستی نرم‌افزار فلک پرداخته‌اند. سینگ^۷ و همکاران (۲۰۲۱)،^[۷] به بررسی برخی از شیب‌های معمولی که عموماً در راه‌آهن هند با آن مواجه می‌شوند، به‌صورت عددی برای تعیین پایداری آن از نظر ضریب ایمنی (FOS)^۸ تحت شرایط استاتیکی و لرزه‌یی با استفاده از روش تفاضل محدود (FDM)^۹ و روش تعادل حدی (LEM)^{۱۰} پرداخته و دریافته‌اند که شیب و طول میخ تأثیر قابل توجهی در ضریب ایمنی، نیروی محوری میخ و نیروی برشی دارد. همچنین مشخص شد که نتایج هر دو رویکرد مقایسه‌پذیر هستند، اگرچه، ضریب ایمنی به‌دست آمده از روش تعادل حدی کمی بالاتر از روش تفاضل محدود بوده است. مجید یزدان‌دوست و همکاران (۲۰۱۹)،^[۸] به بررسی اثر روش تقویت خاک در خواص دینامیکی، مقادیر مدول برشی، نسبت میرایی برای دیوارهای نیلینگ شده و دیوارهای مسلح شده با تسه‌ی فولادی با استفاده از آزمون‌های میز لرزان پرداختند و دریافته‌اند که روند تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی در مقابل کرنش برشی به‌شدت تحت تأثیر روش تقویت و فشار همه‌جانبه است. متوکومار^{۱۱} و همکاران (۲۰۲۲)،^[۹] از روش شبه‌استاتیک برای تجزیه و تحلیل پایداری دیوار عمودی میخ شده با خاک تحت شرایط لرزه‌یی استفاده کردند و نشان دادند که روش شبه‌استاتیک یک رابطه‌ی خطی با پارامترهای لرزه‌یی نشان می‌دهد و تغییرات نسبت به زمان را نادیده می‌گیرد. مجید یزدان‌دوست (۲۰۱۸)،^[۱۰] ضریب شبه‌استاتیکی را به‌عنوان تابعی از پارامترهای اصلی زلزله، ویژگی‌های ژئوتکنیکی ساخت‌گاه و سطوح عملکرد دیوار بیان کرده است. ایشان ابتدا با انجام آزمایش‌های میز لرزان به تعیین مرزهای سطوح عملکرد در شرایط لرزه‌یی و هندسه‌ی مختلف و سپس با نتایج مدل‌سازی عددی در قالب تغییر شکل‌های ماندگار و تعیین ضریب شبه‌استاتیکی معادل با استفاده از آنالیزهای تعادل حدی پرداختند. مجید یزدان‌دوست و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۱] با استفاده از مجموعه‌یی از مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی دیوار خاک مسلح شده با نوار فولادی، دیوار میخ‌کوبی شده و دیوار حائل مرکب و با در نظر گرفتن اثر توزیع غیریکنواخت شتاب در طول ارتفاع دیوار به تعیین ضریب شبه‌استاتیک در امتداد ارتفاع دیوار پرداختند و در انتها، میانگین ضریب شبه‌استاتیک را برای هر سه سازی خاک مسلح به‌طور جداگانه به‌عنوان تابعی از مقادیر بیشینه‌ی شتاب افقی متناظر با شکست در مکان‌های مختلف معرفی کردند. بابو^{۱۲} و همکاران (۲۰۰۸)،^[۱۲] با استفاده از تحلیل‌های شبه‌استاتیکی و دینامیکی به بررسی عملکرد دیوار میخ‌کوبی شده به ارتفاع ۸ متر در شرایط لرزه‌یی پرداختند و دریافته‌اند که مقادیر ضریب ایمنی به‌دست آمده از روش شبه‌استاتیکی در مقایسه با روش دینامیکی کمتر بوده است؛ زیرا فرض شده بود که نیروی زلزله به‌صورت مداوم بر روی دیوار است. همچنین مشخص شد

که مدت زمان حرکت زمین می‌تواند تأثیر زیادی در آسیب‌های ناشی از زلزله داشته باشد. بازیار و همکاران (۲۰۲۲)،^[۱۳] به بررسی تأثیر اضافه‌بار در حرکت دیوارها تحت بار لرزه‌یی با استفاده از آزمون‌های سانتریفیوژ پرداخته و دریافته‌اند که محل اضافه‌بار روی سطح زمین، عاملی مهم و تأثیرگذار در حرکات ناشی از زلزله و بدترین حالت قرار گرفتن بار در پشت دیوار است. همچنین مشاهده‌ی توزیع غیریکنواخت شتاب، فرض طراحی شبه‌استاتیک مبنی بر فرض یک ضریب لرزه‌یی ثابت در تمام ارتفاع را زیر سؤال می‌برد. علی کمک‌پناه و مجید یزدان‌دوست (۲۰۱۳)،^[۱۴] ضریب شبه‌استاتیک را به‌صورت تابعی از پارامترهای اصلی زلزله، مانند دوره‌ی تناوب غالب و هندسه‌ی گود نظیر ارتفاع سازه بیان کردند. ایشان برای انتخاب ضریب شبه‌استاتیک مناسب، جابه‌جایی‌های افقی را در دو حالت دینامیکی و شبه‌استاتیک با یکدیگر برابر قرار دادند و ضریب شتاب شبه‌استاتیک را به‌صورت تابعی از دوره‌ی تناوب غالب و ارتفاع سازه بیان کردند. نتایج به‌دست آمده تأثیر زیاد ارتفاع گود و دوره‌ی تناوب غالب زلزله را در ضریب شبه‌استاتیک نشان داده است، به‌گونه‌یی که افزایش ارتفاع منجر به کاهش ضریب شبه‌استاتیک شده و بیشترین ضریب شبه‌استاتیک و عمده‌ی تغییرات آن در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سازه بوده است.

براساس مطالعات صورت‌گرفته مشخص شده است که سیستم میخ‌کوبی خاک، عملکرد خوبی در هنگام زلزله با انعطاف‌پذیری بالا دارد. همچنین با وجود استفاده‌ی زیاد از روش شبه‌استاتیک در پژوهش‌ها، برای محاسبه‌ی ضریب اطمینان دیوار، مطالعه‌ی عددی کمی بر روی ضریب لرزه‌یی در دیوارهای میخ‌کوبی شده صورت گرفته و مطالعات انجام شده عمدتاً به‌صورت آزمایشگاهی بوده است. هدف اصلی مطالعه‌ی حاضر، ارائه‌ی یک روش عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه‌ی ضریب لرزه‌یی افقی برای دیوارهای میخ‌گذاری شده است. در ابتدا، روش عددی ارائه شده راستی‌آزمایی شده است. سپس در چارچوب یک مطالعه‌ی پارامتری، تأثیر عوامل مختلفی، مانند: نوع خاک، بیشینه‌ی شتاب سطح زمین، محتوای بسامدی تاریخچه‌ی زلزله، ارتفاع دیواره و طرح میخ‌گذاری در ضریب لرزه‌یی افقی بررسی شده است. در پایان، محدوده‌ی ضرایب لرزه‌یی به‌دست آمده با محدوده‌ی پیشنهاد شده در آیین‌نامه‌ها و مراجع معتبر مقایسه شده است. ساختار نوشتار حاضر به این صورت بوده است: ابتدا، در بخش‌های دوم و سوم، روش مدل‌سازی عددی با دو آزمون معتبر در فازهای استاتیکی و دینامیکی راستی‌آزمایی شده است. سپس در بخش چهارم، متدولوژی عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی طی برای محاسبه‌ی ضریب لرزه‌یی به‌صورت کامل و مرحله به مرحله توضیح داده شده است. در ادامه، در بخش پنجم، بررسی فرضیات مطالعه‌ی پارامتری و در بخش ششم، تفسیر نتایج به‌دست آمده و مقایسه‌ی آن‌ها با نتایج مطالعات پیشین صورت گرفته است. در انتها، در بخش هفتم، نیز یک جمع‌بندی از نوشتار حاضر ارائه شده است.

۲. راستی‌آزمایی استاتیکی

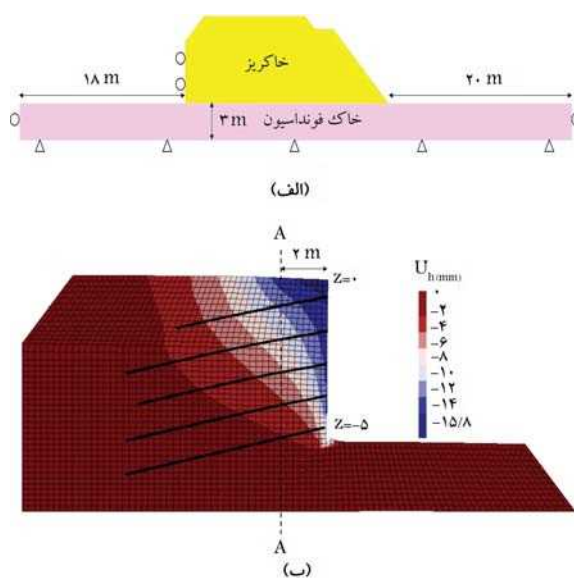
راستی‌آزمایی بخش تحلیل استاتیکی مطالعه‌ی حاضر با مدل‌سازی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده در پروژه‌ی کلوتره^{۱۳} انجام شده است.^[۱۵] همچنین جزئیات راستی‌آزمایی در نوشتار حاذقیان (۲۰۲۲)،^[۱۶] تشریح و در ادامه، به خلاصه‌ی آن پرداخته شده است. همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، دیوار میخ‌گذاری شده در پروژه مذکور، شامل ۷ ردیف میخ توخالی آلومینیومی با فاصله‌های قائم و افقی به ترتیب ۱ و ۱/۱۵ متر بوده است.



شکل ۱. هندسه دیواره میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره. [۱۶]

جدول ۱. مشخصات خاک خاکریز و فونداسیون. [۱۶]

خاک فونداسیون	خاکریز	
۱۷٫۰	۱۶٫۱	γ : وزن مخصوص (kN/m^3)
۷۰	۲۰	E_{50} : مدول بارگذاری سکانت در ۵۰٪ مقاومت برشی نهایی (MPa)
۰٫۳۳	۰٫۳۳	v : ضریب پواسون
۰	۳	c : چسبندگی (kPa)
۳۸	۳۸	ϕ : زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
۲۰	۲۵	ψ : زاویه اتساع (درجه)
۰٫۳۸۴	۰٫۳۸۴	k : ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون



شکل ۲. (الف) مدل عددی پروژه کلوتره، (ب) کانتر جابجایی افقی خاکریز در انتهای مرحله پنجم خاک‌برداری. [۱۶]

تنش‌های برجا با در نظر گرفتن ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون در مدل ایجاد و در ادامه، عملیات خاک‌برداری، نصب شاتریت و میخ‌ها به صورت گام‌به‌گام تا عمق $z = -5\text{ m}$ (شکل ۱) انجام شده است. در شکل ۲ - ب، نیز

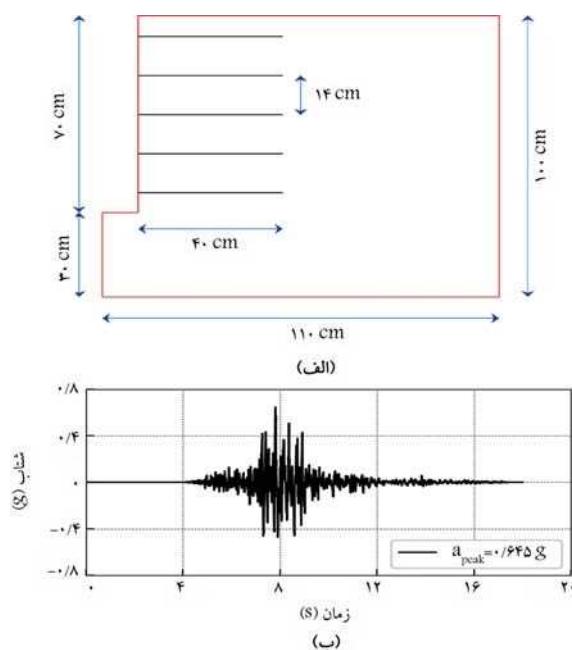
برای تحلیل تغییر شکل استاتیکی از مدل رفتاری CYSOIL^{۱۴} استفاده شده است، که پارامترهای اصلی آن عبارت‌اند از: زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، زاویه اتساع (Ψ)، چسبندگی (c)، ضریب پواسون (v)، توان باربرداری (m)، که مطابق با پیش‌فرض آن در نرم‌افزار FLAC^{۳D}، فرض شده است؛ ضریب پیش‌تحکیمی (OCR)، که برای خاک عادی تحکیم‌یافته، برابر با ۱ و فشار مرجع برابر با فشار هوا ($P_{ref} = 100\text{ kPa}$) فرض شده است؛ و پارامترهای G_{ref} و R که به ترتیب مطابق روابط ۱ و ۲ محاسبه می‌شوند:

$$G_{ref} = \frac{E_{50}}{P_{ref}} \cdot \frac{(1 - 2v)}{2(1 - v)} \quad (1)$$

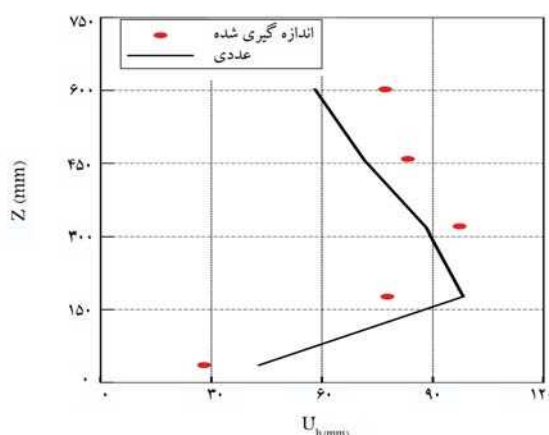
$$R = \frac{E_{ur}}{E_{50}} \cdot \frac{(1 - v)}{(1 + v)(1 - 2v)} - 1 \quad (2)$$

که در آنها، E_{50} و E_{ur} به ترتیب مدول بارگذاری سکانت در ۵۰٪ مقاومت برشی نهایی و مدول باربرداری - بارگذاری مجدد است. برای تمامی مدل‌های مطالعه حاضر، $E_{ur} = 3E_{50}$ فرض شده است. در جدول ۱، مشخصات خاکریز و خاک فونداسیون در مدل‌سازی عددی ارائه شده است.

برای مدل‌سازی میخ‌ها و شاتریت به ترتیب از المان‌های کشسان کابل^{۱۵} و پوسته^{۱۶} استفاده شده است. مشخصات ردیف‌های میخ، شامل: طول، قطر و ضخامت در شکل ۱ نشان داده شده است. در شکل ۲ - الف، مدل عددی پروژه کلوتره و شرایط مرزی مشاهده می‌شود. با فرض ناچیز و بی‌تأثیر بودن جابجایی دیوار حائل در نتایج مدل‌سازی، از مدل‌سازی دیوار حائل اجتناب و در عوض حرکت عمود بر صفحه‌ی خاکریز در محل دیوار حائل بسته شده است.



شکل ۳. الف) هندسه‌ی مدل فیزیکی دیواره میخ‌گذاری شده برای آزمایش میز لرزان، ب) رکورد استفاده شده برای آزمایش میز لرزان [۲].

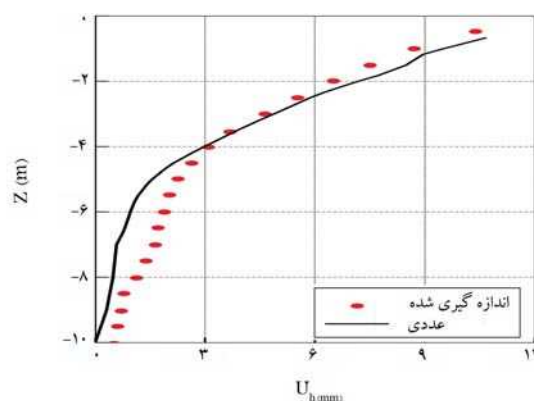


شکل ۴. مقایسه‌ی تغییر شکل جانبی دیوار عددی (مطالعه‌ی حاضر) و اندازه‌گیری شده، در انتهای اعمال بار لرزه‌ای [۲].

از اعمال بار لرزه‌ی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، پروفیل‌های اندازه‌گیری شده و عددی سازگاری خوبی با یکدیگر داشته‌اند. بیشینه‌ی جابجایی افقی اندازه‌گیری شده حدود 97 mm بوده است، که در ارتفاع 300 mm رخ داده است. اما بیشینه‌ی جابجایی افقی عددی حدود 98 mm بوده است، که در ارتفاع 175 mm رخ داده است.

۴. مراحل تحلیل یک دیواره‌ی میخ‌گذاری شده

در مطالعه‌ی حاضر، تحلیل یک دیواره‌ی میخ‌گذاری شامل ۶ مرحله‌ی اصلی بوده است: ۱. طراحی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده و محاسبه‌ی ضربه‌ی لرزه‌ی بحرانی؛ ۲. تحلیل استاتیکی و کنترل جابجایی‌ها؛ ۳. تعیین گوه‌ی گسیختگی بحرانی؛ ۴.



شکل ۵. مقایسه‌ی پروفیل‌های عددی و اندازه‌گیری شده‌ی جابجایی افقی در امتداد محور A-A [۱۶].

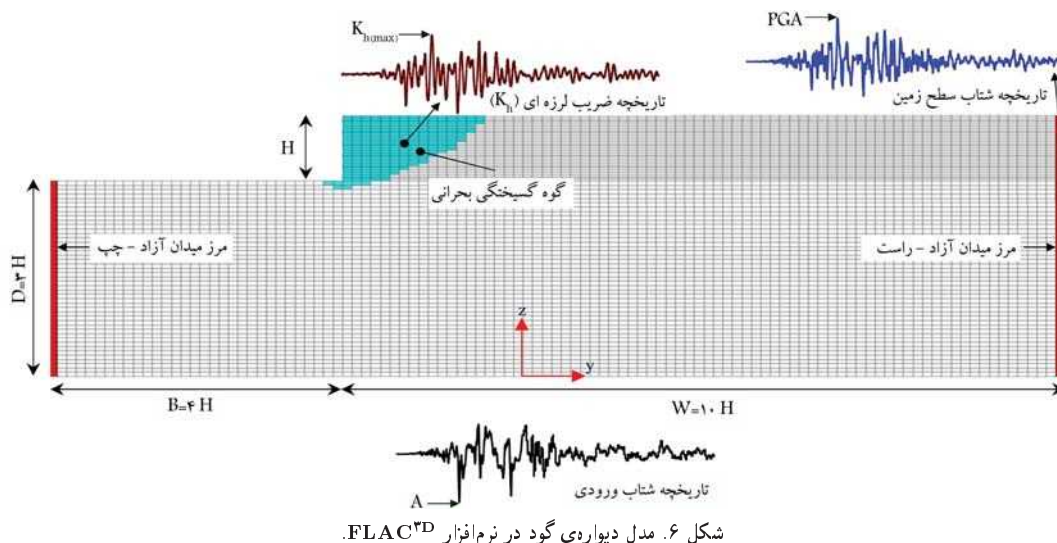
کانتور جابجایی افقی (U_h) خاکریز در انتهای مرحله‌ی پنجم خاک‌برداری مشاهده می‌شود.

در شکل ۳، پروفیل‌های جابجایی افقی اندازه‌گیری شده و عددی در امتداد محور A-A (شکل ۲ - ب) که در فاصله‌ی 2 m از شاکریت قرار دارند، مشاهده می‌شوند؛ که مطابق آنها، پروفیل‌های اندازه‌گیری شده و عددی سازگار خوبی با یکدیگر دارند. مقادیر جابجایی افقی اندازه‌گیری شده و عددی در تاج دیواره به ترتیب حدود $10/4$ و $10/6$ میلی‌متر بوده است، که اختلافی حدود 2% دارند.

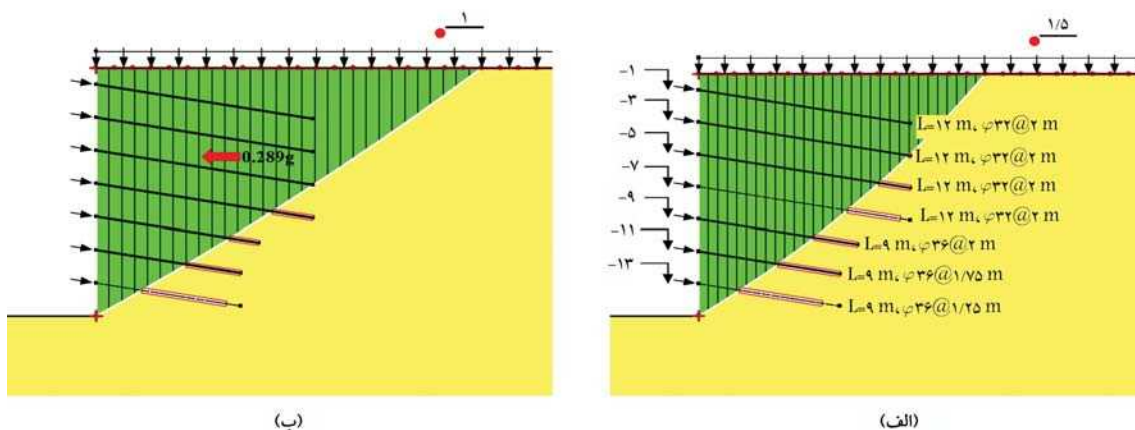
۳. راستی‌آزمایی دینامیکی

به دلیل دسترسی نداشتن به اطلاعات پایش شده از رفتار لرزه‌ی دیوارهای خاکی میخ‌کوبی شده در حالت واقعی، از یک آزمایش کوچک مقیاس میز لرزان که توسط هانگ و همکاران (۲۰۰۵)، [۲۱] انجام شده است، برای راستی‌آزمایی مدل در مرحله‌ی بارگذاری دینامیکی استفاده شده است. در شکل ۴ - الف، هندسه‌ی مدل فیزیکی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده برای آزمایش میز لرزان مشاهده می‌شود. از یکی از رکوردهای زلزله‌ی چی - چی ۱۷ تاپوان (۱۹۹۹)، که در ایستگاه $\text{TCU}074$ در جهت شرقی - غربی ثبت شده است، به عنوان شتاب ورودی در آزمایش حاضر استفاده شده است. در شکل ۴ - ب، نیز رکورد زلزله‌ی ورودی پس از اصلاحات مربوط به مقیاس مشاهده می‌شود.

تمامی اطلاعات مربوط به پارامترهای مقاومتی خاک، میخ و شاکریت که در نوشتار هونگ و همکاران (۲۰۰۵)، [۲۱] به صورت کامل و دقیق ذکر شده است، در مدل عددی ساخته شده از آنها استفاده شده است. در تحلیل دینامیکی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده از مدل رفتاری موهر - کولمب استفاده شده است. چگالی، زاویه‌ی اصطکاک، مدول کشسانی و چسبندگی خاک به ترتیب 1835 kg/m^3 ، $43/7$ درجه، 45 MPa و 5 kPa در نظر گرفته شده است. ضربه‌ی میرایی خاک 0.5% فرض شده است. قطر و مدول کشسانی میخ‌ها به ترتیب 6 mm و 3727 GPa در نظر گرفته شده است. ضخامت و مدول کشسانی شاکریت به ترتیب 3 mm و 3727 GPa فرض شده است. بعد از ساخت مدل و نصب میخ‌ها و شاکریت، تنش‌های اولیه در مدل ایجاد و سپس گره‌های مرزهای دو طرف مدل به کف مدل هم‌پند شده‌اند. در ادامه، تاریخچه‌ی شتاب به کف مدل اعمال شده است. در شکل ۵، جابجایی افقی خمیری بر حسب ارتفاع از پاشنه‌ی دیواره پس



شکل ۶. مدل دیواری گود در نرم افزار $FLAC^{3D}$.



شکل ۷. الف) طرح میخ‌گذاری مدل مرجع به همراه ضریب اطمینان پایداری، ب) ضریب اطمینان مدل مرجع با اعمال ضریب لرزه‌ای بحرانی.

۱.۴. طراحی دیواری میخ‌گذاری شده و محاسبه‌ی شتاب بحرانی
طراحی دیواری میخ‌گذاری با استفاده از نرم‌افزار GEOSLOPE و براساس روش پیشنهادی حاذقیان^[۱۷،۱۶] انجام شده است. بیشینه و کمینه‌ی طول میخ‌ها در طراحی به ترتیب ۰/۸ ارتفاع گود و ۶m، مقدار سربار 10 kPa و ضریب اطمینان طراحی دیواره، ۱/۵ فرض شده است. برای تعیین ضریب اطمینان از روش اسپنسر^{۲۰} استفاده شده است. علاوه بر این، مطابق با راهنمای FHWA^{۲۱}، ضریب اطمینان‌های جزئی برای مقاومت بیرون‌کشش و مقاومت کششی میلگرد برای تعیین ضریب اطمینان استاتیکی به ترتیب ۲ و ۱/۸ و برای تعیین ضریب لرزه‌یی بحرانی به ترتیب ۱/۳۵ و ۱/۵ فرض شده است. ضریب لرزه‌یی بحرانی، مقدار ضریب لرزه‌یی افقی است که اگر به گوه‌ی گسیختگی اعمال شود، ضریب اطمینان پایداری دیواری گود را به ۱ می‌رساند. در شکل ۷ - الف، طرح میخ‌گذاری برای مدل مرجع به همراه گوه‌ی گسیختگی و در شکل ۷ - ب، ضریب اطمینان دیواره با اعمال ضریب لرزه‌یی بحرانی مشاهده می‌شود، که به مقدار واحد کاهش یافته است. ضریب لرزه‌یی بحرانی برای مدل مرجع $0.289g$ به دست آمده است.

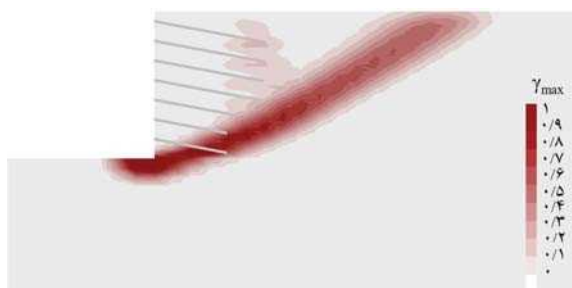
محاسبه‌ی بسامد طبیعی؛ ۵. تحلیل ساخت‌گاه؛ ۶. تحلیل دینامیکی و محاسبه‌ی ضریب لرزه‌یی بیشینه. شایان ذکر است که مرحله‌ی اول با استفاده از نرم‌افزار GEOSLOPE و سایر مراحل با استفاده از نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ انجام شده است. در شکل ۶، مدل در نظر گرفته شده برای تحلیل یک دیواری میخ‌گذاری شده در نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ مشاهده می‌شود. تحلیل‌های مربوط به مراحل دوم تا ششم به صورت دو بُعدی با فرض کرنش مسطح انجام شده است. بر این اساس، لایه‌ی خاک با ضخامت ۱ متر (یک المان عمود بر صفحه) در تمامی مدل‌ها بوده و جابجایی‌های عمود بر صفحه نیز بسته شده است. برای تعیین ابعاد مدل در نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ ، یک آنالیز حساسیت انجام شد؛ که مطابق نتایج آن، ابعاد مدل به اندازه‌ی کافی بزرگ در نظر گرفته شد تا شرایط مرزی تأثیری در نتایج تحلیل‌ها نداشته باشند. در بخش حاضر، شش مرحله‌ی ذکر شده برای مدل مرجع که یک دیواره با ارتفاع $H = 15\text{ m}$ ، خاک متوسط (جدول ۲) و چسبندگی 5 kPa بوده است، توضیح داده شده است. تاریخچه‌ی شتاب ورودی برای مدل مرجع، تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی^{۱۸} (مطابق شکل ۱۲) با بسامد غالب 0.3 Hz و بیشینه‌ی شتاب سطح زمین $(PGA)^{19}$ ، $PGA = 0.25g$ در نظر گرفته شده است.

جدول ۲. مشخصات انواع خاک.

نوع خاک	تراکم نسبی (D_r)	نسبت تخلخل	وزن مخصوص (kN/m^3)	زاویه اصطکاک (درجه)	چسبندگی (kPa)	زاویه اتساع (درجه)	ضریب پواسون	مدول کشسانی (E_{50})	پارامتر $K_{\tau \max}$ رابطه‌ی ۳	مقاومت باند
شُل	۳۵	۰/۷۶	۱۶/۶	۳۰	۵	۰	۰/۳	۳۰	۴۰	۲۰۰
متوسط	۶۵	۰/۶۴	۱۷/۸	۳۶	۵	۶	۰/۳	۵۷	۵۵	۴۰۰
متراکم	۸۵	۰/۵۶	۱۸/۷	۴۱	۵	۱۱	۰/۳	۹۰	۷۰	۶۰۰



شکل ۸. کانتور تغییر شکل افقی مدل مرجع در انتهای تحلیل استاتیکی.



شکل ۹. کانتور کرنشی برشی بیشینه در انتهای تحلیل ضریب اطمینان برای مدل مرجع (هندسه‌ی گوه‌ی گسیختگی بحرانی).

یانگ دینامیکی بیشینه (E_{\max}) براساس رابطه‌ی ۳ در آلمان‌های مدل مقداردهی شد:

$$\begin{aligned} E_{\max} &= 2(1 + \nu) G_{\max} \\ G_{\max} &= 22^\circ K_{\tau \max} \sqrt{p} \end{aligned} \quad (3)$$

که در آن، G_{\max} مدول برشی دینامیکی بیشینه، $K_{\tau \max}$ پارامتر تجربی رابطه، که به تراکم و نوع خاک بستگی دارد (مطابق جدول ۲)، ν ضریب پواسون و p فشار همه‌جانبه در آلمان هستند. برای خاک مدل مرجع (خاک متوسط)، مقادیر $K_{\tau \max}$ و ν به ترتیب ۵۵ و ۰/۳ فرض شده‌اند.

تحلیل استاتیکی مدل با فرضیات جدید انجام شد تا مدل به تعادل برسد. سپس جابه‌جایی‌ها و سرعت‌های مربوط به حالت استاتیکی صفر شد. در ادامه، شرایط مرزی استاتیکی حذف و مرزهای چپ و راست مدل به مرزهای میدان آزاد^{۲۳} تغییر یافت. مرکزکف مدل در راستای قائم (z) بسته و در راستای افقی (y) تحت شتاب دینامیکی هارمونیک مطابق با رابطه‌ی ۴ قرار گرفت:

$$a(t) = \sqrt{\beta e^{-\alpha t} t^\lambda} \sin(2\pi f t) \quad (4)$$

بارگذاری انجام شده، دو خصوصیت عمده دارد: ۱. تا حد زیادی شبیه به شتاب‌نگاشت‌های تولید شده در حین زلزله‌ی واقعی است، یعنی به تدریج بر

۲.۴. تحلیل استاتیکی و کنترل جابه‌جایی‌ها

در شکل ۶، ابعاد مدل در نظر گرفته شده برای تحلیل استاتیکی نشان داده شده است. فرضیات تحلیل استاتیکی به این شرح است: مدل رفتاری خاک CYSOIL در نظر گرفته شده است. مشخصات خاک مدل مرجع (خاک متوسط) در جدول ۲ ارائه شده است. فرضیات انجام شده در مورد مدول باربرداری (بارگذاری مجدد)، توان باربرداری، ضریب پیش‌تحکیمی و فشار مرجع مشابه مواردی است که در بخش راستی‌آزمایی استاتیکی نوشتار حاضر بیان شده است. برای تحلیل استاتیکی، ابتدا شرایط مرزی اعمال شده است: کف مدل در هر دو جهت y و z و مرزهای چپ و راست در راستای عمود بر صفحه (y) بسته شدند. سپس تنش‌های برجا در مدل ایجاد شد: $\sigma_y = K \cdot \sigma_z$ در ادامه‌ی خاک‌برداری، نصب شاکریت و میخ‌ها به صورت گام‌به‌گام تا رسیدن به کف گود انجام شد. برای مدل‌سازی شاکریت بتنی و میخ فولادی از آلمان صفحه‌ی شل و آلمان خطی کابل استفاده شده است. چگالی، مدول کشسانی و ضریب پواسون شاکریت (میخ) به ترتیب: 2500 kg/m^3 ، 78500 MPa ، 0.3 و 2000 MPa و 10 cm به ترتیب 420 MPa فرض شده‌اند.

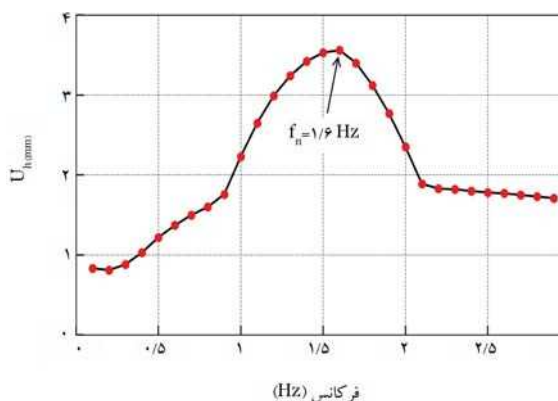
در شکل ۸، کانتور تغییر شکل افقی مدل مرجع در انتهای تحلیل استاتیکی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، جابجایی افقی تاج گود حدود 1.76 cm بوده است، که در محدوده‌ی مجاز قرار دارد (کمتر از 2.0 cm براساس راهنمای FHWA^[۱۸]).

۳.۴. تعیین گوه‌ی گسیختگی بحرانی

به منظور تعیین هندسه‌ی گوه‌ی گسیختگی بحرانی، یک آنالیز ضریب اطمینان در نرم‌افزار FLAC^{۳D} با استفاده از روش کاهش مقاومت انجام شده است. برای انجام آنالیز ضریب اطمینان، ابتدا مدل تحلیل شده در مرحله‌ی دوم (تحلیل استاتیکی) فراخوانی و سپس ضریب لرزه‌ی بحرانی به دست آمده از مرحله‌ی اول ($0.289g$) به مدل اعمال شد. در شکل ۹، کانتور کرنش برشی بیشینه و هندسه‌ی گوه‌ی گسیختگی بحرانی برای مدل مرجع مشاهده می‌شود. هندسه‌ی به دست آمده برای گوه‌ی گسیختگی بحرانی در شکل ۶ نیز نشان داده شده است. قابل توجه است که تاریخچه‌ی ضریب لرزه‌ی بعداً با متوسط‌گیری شتاب در محدوده‌ی گوه‌ی گسیختگی بحرانی به دست آمده است.

۴.۴. محاسبه‌ی بسامد طبیعی

به منظور محاسبه‌ی پارامترهای میرایی رایلی^{۲۲} لازم است که بسامد طبیعی دیواره تعیین شود؛ که برای محاسبه‌ی آن، ابتدا مدل استاتیکی بازایی شد. در ادامه، مدول



شکل ۱. جابجایی افقی بیشینه تاج دیواره بر حسب بسامد شتاب هارمونیک ورودی برای مدل مرجع.

مرزهای دو طرف مدل در جهت افقی بسته شد. بعد از انجام تحلیل استاتیکی، جابه‌جایی‌ها و سرعت‌گره‌های مدل صفر شدند. در ادامه، تحلیل دینامیکی فعال و پارامترهای میرایی رابلی براساس رابطه‌ی ۵ به ستون خاک اختصاص یافت. سپس شرایط مرزی استاتیکی حذف و مرزهای میدان آزاد برای ستون خاک فعال شد. کف مدل در جهت قائم (z) بسته و در راستای افق تحت تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی با شتاب بیشینه‌ی A قرارگرفت. تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی برای مدل مرجع، تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی (شکل ۱۱) در نظر گرفته شده است. تاریخچه‌ی شتاب دریافتی در سطح زمین در حین تحلیل دینامیکی ثبت شد و با چند بار آزمون و خطا و تکرار تحلیل ساخت‌گاه، بیشینه‌ی شتاب تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی (A) به میزانی تعیین شد که بیشینه‌ی شتاب تاریخچه‌ی دریافتی در سطح زمین برابر با بیشینه‌ی شتاب موردنظر (PGA) شود. برای مدل مرجع مقدار $PGA = 0.25g$ فرض شده بود، که با انجام تحلیل ساخت‌گاه، مقدار $A = 0.81g$ تعیین شده است.

۶.۴. تحلیل دینامیکی و محاسبه‌ی ضریب لرزه‌ی بیشینه

برای انجام تحلیل دینامیکی، ابتدا نتیجه‌ی تحلیل استاتیکی مدل (مرحله‌ی دوم) بازیابی شد. مدل رفتاری خاک از CYSOIL به موهر - کولمب تغییر داده شد و مدول یانگ بیشینه‌ی دینامیکی مطابق با رابطه‌ی ۳ در مدل مقداردهی شد. سپس یک تحلیل استاتیکی با شرایط جدید انجام و در انتها جابه‌جایی‌ها و سرعت‌های گره‌های مدل صفر شدند. در ادامه، پارامترهای میرایی رابلی براساس رابطه‌ی ۵، محاسبه و به خاک اختصاص یافتند. همچنین هندسه‌ی گوه‌ی گسیختگی به دست آمده از مرحله‌ی سوم در مدل تعریف شد (شکل ۶).

قبل از شروع تحلیل دینامیکی، تراکم مش مدل کنترل شد. به‌طورکلی، برای انتقال مناسب امواج دینامیکی در شبکه‌ی المان‌های مدل، ابعاد تمامی المان‌ها باید دست‌کم بین $\frac{1}{8}$ تا $\frac{1}{16}$ طول موج زلزله باشد. بدین ترتیب ابعاد المان در مدل براساس رابطه‌ی ۶ کنترل شدند:

$$AES = \sqrt{S/n} \leq \frac{\lambda_{\min}}{\lambda_r} \sim \frac{\lambda_{\min}}{\lambda_r} \quad (6)$$

$$\lambda_{\min} = \frac{V_{s(ave)}}{f_{\max}} = \frac{\sqrt{G_{\max(ave)}/\rho}}{f_{\max}}$$

که در آن، AES بُعد متوسط المان‌ها در شبکه‌ی مش، s مساحت مدل، n تعداد المان‌ها در شبکه‌ی مش، λ_{\min} طول موج مؤلفه‌ی از زلزله است که بیشترین بسامد را دارد، $V_{s(ave)}$ سرعت موج برشی متوسط در مدل، f_{\max} بیشینه‌ی بسامد ناشی از تاریخچه‌ی زلزله، که در مطالعه‌ی حاضر $15 Hz$ فرض شده است؛ چرا که بسامدهای بالاتر از آن از تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی فیلتر شده‌اند، $G_{\max(ave)}$ متوسط مدول برشی بیشینه در مدل و ρ چگالی خاک هستند. برای مدل مرجع، $\lambda_{\min} = 22m$ و بُعد متوسط المان‌ها $AES = 1.3m$ محاسبه شد، که شرط رابطه‌ی ۶ را برآورده می‌کنند.

در ادامه، شرایط مرزی استاتیکی حذف و مرزهای میدان آزاد در سمت چپ و راست مدل فعال شدند (شکل ۶). کف مدل در جهت قائم بسته و در جهت افقی تحت تاریخچه‌ی شتاب زلزله‌ی ورودی قرارگرفت، که برای مدل مرجع، تاریخچه‌ی شتاب زلزله‌ی کوکانلی بود (شکل ۱۱). تاریخچه‌ی شتاب ورودی مقیاس شد، به‌طوری‌که بیشینه‌ی شتاب آن برابر با $A = 0.81g$ باشد، که قبلاً در بخش تحلیل ساخت‌گاه (مرحله‌ی پنجم) تعیین شده بود. در حین تحلیل دینامیکی، تاریخچه‌ی شتاب دریافتی در سطح زمین در بالای مرز میدان آزاد سمت راست مدل و همچنین میانگین شتاب گره‌های مدل در محدوده‌ی گوه‌ی گسیختگی بحرانی، که در مرحله‌ی

دائمی آن افزوده می‌شود و سپس کاهش می‌یابد. ۲. دارای پارامترهای اساسی زلزله است، که می‌توان به راحتی آنها را تغییر داد. در رابطه‌ی اخیر، f و t به ترتیب بسامد و زمان بارگذاری هستند. همچنین α ، β و λ متغیرهای بارگذاری هستند، که مقادیر آنها با توجه به دستیابی به یک شتاب بیشینه‌ی مشخص انتخاب می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر، پارامترهای α و λ به ترتیب ۵ و ۱۵ و مدت زمان اعمال بار دینامیکی 10 ثانیه فرض شده است. پارامتر β طوری تعیین شده است که شتاب بیشینه‌ی ورودی $0.25g$ شود.

تحلیل دینامیکی مدل مرجع برای بسامدهای (f) متفاوت با گام $0.1 Hz$ انجام و جابجایی افقی بیشینه تاج دیواره در طول مدت زمان اعمال شتاب هارمونیک برای هر تحلیل ثبت شد. در شکل ۱، نمودار جابجایی افقی بیشینه بر حسب بسامد شتاب هارمونیک ورودی برای مدل مرجع مشاهده می‌شود. بسامدی که بیشترین جابجایی افقی بیشینه را در مدل ایجاد کرده است، به‌عنوان بسامد طبیعی دیواره در نظر گرفته شد، که برای مدل مرجع $1.6 Hz$ بوده است.

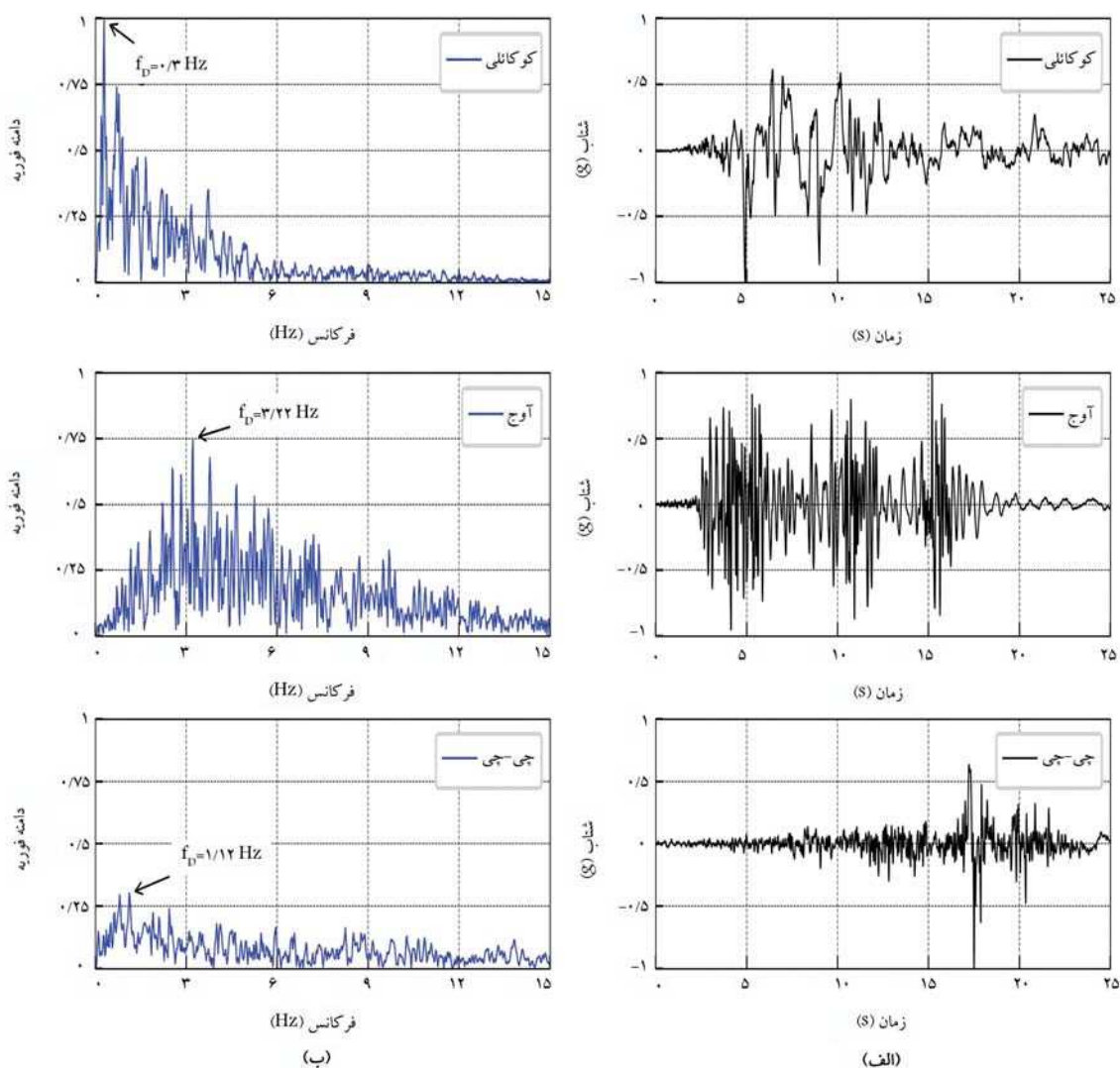
بعد از محاسبه‌ی بسامد طبیعی مدل، ضرایب میرایی رابلی (α_r و β_r) با استفاده از روش بیان شده در راهنمای نرم‌افزار آباکوس^{۲۴} مطابق با رابطه‌ی ۵ تعیین شده است:

$$\alpha_r = 4\pi\xi f_n \quad \beta_r = \Delta t \quad (5)$$

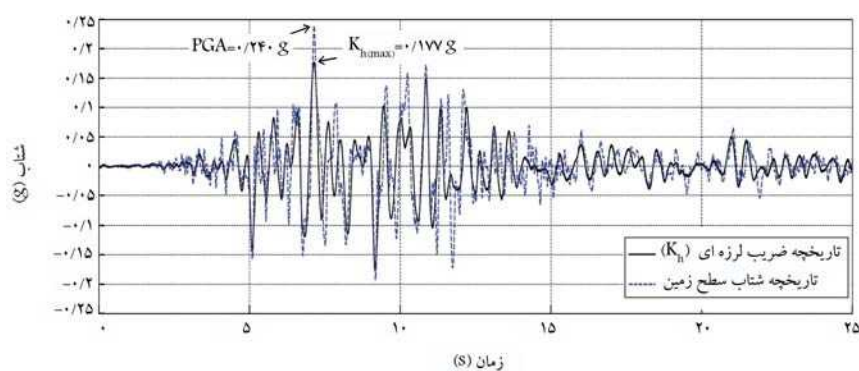
که در آن، Δt گام زمانی تحلیل دینامیکی با روش صریح^{۲۵} بدون در نظر گرفتن میرایی است، که برای مدل مرجع $3/8 \times 10^{-5}$ ثانیه تعیین شده است، ξ ضریب میرایی مساوی 0.5 و f_n بسامد طبیعی مدل است، که برای مدل مرجع $1.6 Hz$ به دست آمده است. ضرایب α_r و β_r برای مدل مرجع به ترتیب 10^{-5} و 3.8×10^{-5} محاسبه شده‌اند.

۵.۴. تحلیل ساخت‌گاه

بیشینه‌ی شتاب تاریخچه‌های زلزله‌ی ورودی و دریافتی در سطح زمین به ترتیب با A و PGA در شکل ۶ مشاهده می‌شود. هدف از تحلیل ساخت‌گاه این است که مقدار A برای رسیدن به PGA موردنظر با در نظر گرفتن اثر شرایط ساخت‌گاهی یافت شود. در تحلیل ساخت‌گاه، ستونی از خاک با ارتفاعی برابر با ارتفاع مدل اصلی ($4H$) در نظر گرفته شد. مدول یانگ بیشینه دینامیکی مطابق با رابطه‌ی ۳ در عمق مقداردهی و سپس تنش‌های برجا در مدل اعمال شد. در تحلیل استاتیکی ستون خاک، کف مدل در هر دو جهت افقی و قائم و



شکل ۱۱. الف) تاریخچه‌ی شتاب و ب) دامنه‌ی فوری‌ی زلزله‌های: کوکائلی، آوج و چی - چی.



شکل ۱۲. تاریخچه‌های شتاب سطح زمین و ضریب لرزه‌ای برای مدل مرجع.

زمین و ضریب لرزه‌ی برای مدل مرجع مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، بیشینه‌ی شتاب سطح زمین و ضریب لرزه‌ی بیشینه به ترتیب برابر با $PGA = 0.24g$ و $k_{h(max)} = 0.177g$ هستند.

سوم تعیین شده بود، ثبت شد. از لحاظ مفهومی، تاریخچه‌ی متوسط شتاب در محدوده‌ی گوه‌ی گسیختگی بحرانی همان تاریخچه‌ی ضریب لرزه‌ی است که در حین زلزله به گوه‌ی گسیختگی اعمال می‌شود. در شکل ۱۲، تاریخچه‌های شتاب سطح

۵. فرضیات مطالعه پارامتری

به منظور مطالعه تأثیر عوامل مختلف، شامل: ارتفاع دیواره، نوع خاک، چسبندگی خاک، قطر میخ‌ها، فاصله میخ‌ها، طول میخ‌ها، بیشینه شتاب و بسامد غالب تاریخیچه‌ی زلزله‌ی ورودی بر مقدار ضریب لرزه‌ی بیشینه برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده، یک مطالعه‌ی پارامتری جامع، شامل ۳۱ آنالیز مطابق با مراحل توضیح داده شده در بخش ۴ انجام شد. در جدول ۲، مشخصات انواع خاک استفاده شده در مطالعه‌ی پارامتری ارائه شده است. علاوه بر این، در شکل ۱۲ - الف، تاریخیچه‌های شتاب زلزله‌ی استفاده شده در مطالعه‌ی پارامتری، شامل: کوکانلی، آوج ۲۶ و چی - چی و در شکل ۱۲ - ب، طیف دامنه‌ی فوری‌ی تاریخیچه‌های مذکور مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، محتوای بسامدی زلزله‌های اشاره شده متفاوت هستند و بسامدهای غالب برای تاریخیچه‌های زلزله‌های: کوکانلی، آوج و چی - چی به ترتیب حدود ۰/۳، ۱ و ۳ هرتز (Hz) بوده است. شایان ذکر است که بسامدهای بالاتر از ۱۵ Hz از تاریخیچه‌های زلزله فیلتر شده‌اند.

در ادامه، خلاصه‌ی از مطالعه‌ی پارامتری انجام شده و فرضیات آن توضیح داده شده است:

- ارتفاع دیواره: تحلیل ۹ مدل با سه ارتفاع ۱۰، ۱۵ و ۲۰ (m) و سه نوع خاک: شل (L)، متوسط (M) و متراکم (D) با تاریخیچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ برای بررسی تأثیر ارتفاع و نوع خاک انجام شده‌اند؛ که به صورت $0.25g$ ، $0.5L$ ، $0.25M$ ، $0.5D$ ، $0.25M$ ، $0.5D$ و $0.25D$ نام‌گذاری شده‌اند، که در نام‌گذاری اخیر، عدد نشان‌دهنده‌ی عمق گود و حرف، نشان‌دهنده‌ی نوع خاک است. قابل توجه است که مدل $0.5M$ همان مدل مرجع است، که مراحل مدل‌سازی آن به صورت کامل در بخش قبل توضیح داده شده است؛

-- تاریخیچه‌ی زلزله: برای بررسی تأثیر تاریخیچه‌ی زلزله و بسامد غالب آن، مدل‌های $0.5L$ ، $0.5M$ و $0.5D$ برای تاریخیچه‌های کوکانلی، آوج و چی - چی با بیشینه‌ی شتاب $PGA = 0.25g$ تحلیل شده‌اند؛

-- بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA): برای بررسی تأثیر PGA ، مدل‌های $0.5L$ ، $0.5M$ و $0.5D$ با تاریخیچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و برای سه شتاب بیشینه‌ی $0.25g$ ، $0.5g$ و $0.75g$ تحلیل شده‌اند؛

-- چسبندگی خاک: برای بررسی تأثیر چسبندگی خاک، مدل $0.5M$ مدل مرجع با چسبندگی‌های ۵، ۱۰ و $20 (kPa)$ تحلیل شده است؛ که در آنها، تاریخیچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ فرض شده است؛

-- قطر میخ: در مدل $0.5M$ ، قطر تمامی میخ‌ها در طراحی ۳۲ mm تعیین شده بود. برای بررسی تأثیر افزایش قطر میخ، دو تحلیل دیگر انجام شد، که در آنها قطر تمامی میخ‌ها به ترتیب ۳۶ و ۴۰ (mm) فرض شده بود. در تحلیل‌های اخیر، تاریخیچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ فرض شده است؛

-- فاصله‌ی افقی میخ: در مدل $0.5M$ ، فاصله‌ی افقی تمامی ردیف‌های میخ در طراحی، ۲ متر تعیین شده بود. برای بررسی تأثیر کاهش فاصله‌ی افقی میخ، دو تحلیل دیگر انجام شد، که در آنها فاصله‌ی تمامی میخ‌ها به ترتیب ۱ و ۱/۵ متر در نظر گرفته شدند. در تحلیل‌های ذکر شده، سایر فرضیات مشابه مدل $0.5M$ و تاریخیچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ فرض شده است؛

-- طول میخ: طول ردیف‌های میخ برای مدل $0.5M$ مدل مرجع (که از طراحی

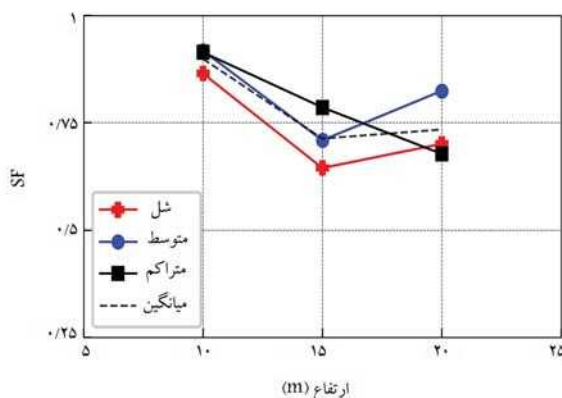
به دست آمد، در شکل ۷ مشاهده می‌شود. این آرایش از طول میخ‌ها با نام L_1 نام‌گذاری شده است. برای بررسی اثر افزایش طول میخ‌ها، ۴ آرایش دیگر با نام‌های L_2 ، L_3 ، L_4 و L_5 بر روی مدل مرجع تحلیل شده است (مجموعاً ۵ تحلیل). در آرایش L_2 ، طول تمامی ردیف‌های میخ $1.2m$ در نظر گرفته شد. در آرایش L_3 ، طول ردیف‌های بالایی اول و دوم $1.8m$ و سایر ردیف‌ها $1.2m$ در نظر گرفته شدند. در آرایش L_4 ، طول ردیف‌های میانی سوم، چهارم و پنجم $1.8m$ و سایر ردیف‌ها $1.2m$ در نظر گرفته شدند. در آرایش L_5 ، طول ردیف‌های پایینی ششم و هفتم $1.8m$ و سایر ردیف‌ها $1.2m$ در نظر گرفته شدند. در تحلیل‌های اخیر، سایر فرضیات مشابه مدل $0.5M$ و تاریخیچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ فرض شده است.

۶. نتایج و بحث

به منظور بررسی تأثیر پارامترهای مختلف، شامل: ارتفاع دیواره، بسامد غالب تاریخیچه‌ی زلزله، بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA)، چسبندگی خاک، قطر میخ، فاصله‌ی افقی میخ و طول میخ در ضریب لرزه‌ی افقی بیشینه (k_{hmax})، از پارامتری با نام ضریب مقیاس (SF) استفاده شده است، که برای هر تحلیل به صورت نسبت k_{hmax} به PGA مطابق با رابطه‌ی ۷ تعریف شده است:

$$SF = \frac{k_{hmax}}{PGA} \quad (7)$$

در شکل ۱۳، تغییرات SF با افزایش ارتفاع دیواره مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نحوه‌ی تغییرات برای انواع خاک متفاوت است. برای خاک متراکم، با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ به ۲۰ متر، مقدار SF از ۰/۹۱ به ۰/۶۸ (حدود ۲۶٪) کاهش یافته است. اما برای خاک‌های شل و متوسط، ابتدا با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ به ۱۵ متر، به ترتیب مقدار SF از ۰/۸۶ به ۰/۶۴ (حدود ۲۶٪) و از ۰/۹۲ به ۰/۷۱ (حدود ۲۳٪) کاهش و سپس با افزایش از ۱۵ به ۲۰ متر، به ترتیب مقدار SF از ۰/۷ (حدود ۹٪) و به ۰/۸۲ (حدود ۱۶٪) افزایش یافته است. به طور متوسط، صرف‌نظر از نوع خاک، با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ به ۱۵ متر، مقدار SF از ۰/۹ به ۰/۷۱ (حدود ۲۱٪) کاهش و سپس تقریباً ثابت مانده است. علاوه بر این، مشاهده می‌شود که برای ارتفاع ۱۰ و ۱۵ متر، مقدار SF با افزایش تراکم نسبی خاک (شل به متراکم) افزایش یافته است، اما برای ارتفاع ۲۰ m، ابتدا با افزایش تراکم نسبی از شل به

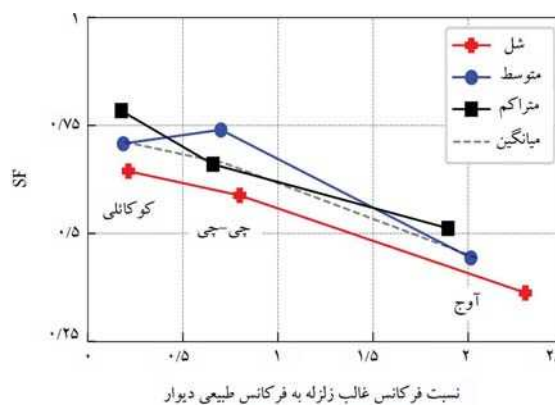


شکل ۱۳. تغییرات SF با افزایش ارتفاع دیواره برای انواع خاک (تاریخیچه‌ی زلزله: کوکانلی و $PGA = 0.25g$).

متوسط، مقدار SF افزایش و سپس با تغییر تراکم نسبی از متوسط به متراکم، مقدار SF با نرخ زیادی کاهش یافته است؛ به طوری که مقدار SF برای خاک متراکم از خاک شل کمتر شده است.

در شکل ۱۴، تغییرات SF با افزایش بسامد غالب تاریخی زلزله مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، برای خاک‌های شل و متراکم، با افزایش بسامد غالب زلزله از $3H$ تا $12H$ تاریخی زلزله کوکائلی به $3H$ تاریخی زلزله آج، مقدار SF به ترتیب از 64% به 36% (حدود 44%) و از 78% به 51% (حدود 35%) کاهش یافته است. اما برای خاک متوسط، با افزایش بسامد غالب زلزله تا $12H$ تاریخی زلزله چلی - چلی، مقدار SF به مقدار جزئی از 71% به 74% (حدود 5%) افزایش و سپس با افزایش بیشتر بسامد تا $22H$ ، مقدار آن به 44% (حدود 40%) کاهش یافته است. به طور متوسط، صرف نظر از نوع خاک، با افزایش بسامد از $3H$ به $22H$ ، مقدار SF از 71% به 44% (حدود 38%) کاهش یافته است. علاوه بر این، مشاهده می‌شود که برای تاریخیچه‌های زلزله کوکائلی و آج، مقدار SF با افزایش تراکم خاک افزایش یافته است. اما برای تاریخیچه‌های زلزله چلی - چلی، ابتدا با افزایش تراکم نسبی از شل به متوسط افزایش و سپس با افزایش تراکم نسبی از متوسط به متراکم کاهش یافته است.

در شکل ۱۵، تغییرات SF با افزایش بیشینه شتاب سطح زمین مشاهده



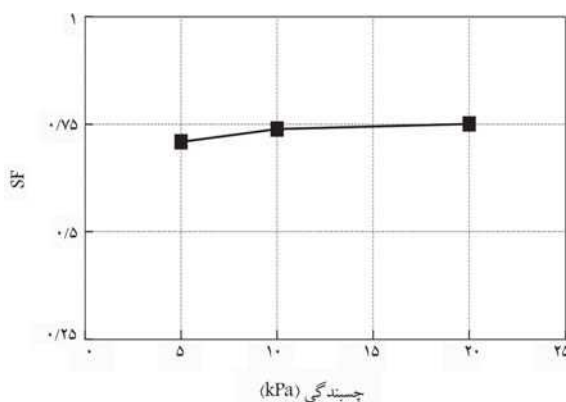
شکل ۱۴. تغییرات SF با افزایش بسامد غالب تاریخی زلزله برای انواع خاک (ارتفاع دیواره $15m$ و $PGA = 0.25g$).

می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش PGA از $0.25g$ به $0.75g$ ، مقدار SF برای خاک‌های شل، متوسط و متراکم به ترتیب از 64% به 55% (حدود 15%)، 71% به 64% (حدود 9%) و 78% به 68% (حدود 13%) و به طور متوسط از 71% به 62% (حدود 12%) کاهش یافته است. علاوه بر این، برای یک PGA مشخص، مقدار SF با افزایش تراکم نسبی خاک افزایش یافته است.

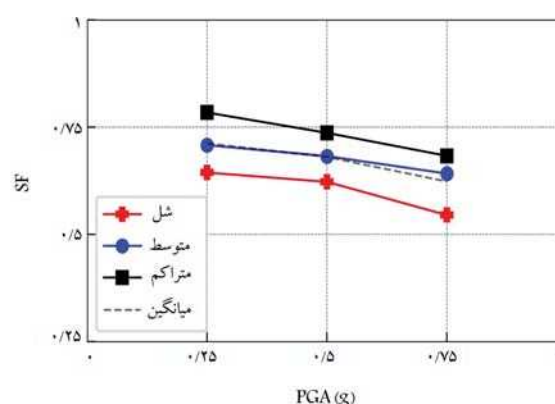
در شکل ۱۶، تغییرات SF با افزایش چسبندگی خاک مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش چسبندگی از 5 به 10 (kPa)، مقدار SF به مقدار جزئی از 71% به 75% (حدود 6%) افزایش یافته است.

در شکل ۱۷، تغییرات SF با افزایش قطر میخ از 32 به 40 (mm)، کاهش فاصله‌ی افقی میخ از 2 به 1 (m) همچنین افزایش طول میخ (۵ آرایش L_1 تا L_5 که قبلاً توضیح داده شد) مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تقویت طرح میخ‌گذاری تأثیر چندانی در مقدار SF ندارد.

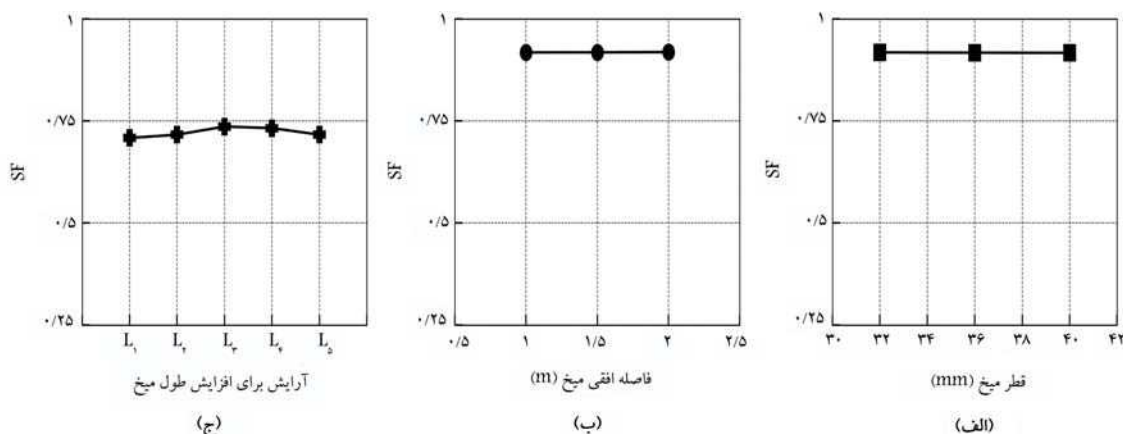
روش استفاده شده در مطالعه‌ی حاضر تقریباً مشابه روشی است که در گزارش NCHRP ۶۸۱^{۱۹،۲۸} برای محاسبه‌ی ضریب لرزه‌ی برای شیروانی‌های خاکی استفاده شده است. البته در گزارش اخیر، تحلیل‌های دینامیکی به صورت کشسان خطی انجام شده و شیروانی‌ها بدون مسلح‌کننده بوده‌اند. به صورت خلاصه، روش انجام کار در گزارش NCHRP بدین گونه بوده است که ابتدا تعداد زیادی تاریخیچه‌ی زلزله با محتوای بسامدی متفاوت در نظر گرفته شده است؛ که بر حسب محتوای بسامدی طیف، پاسخ‌شان به سه دسته‌ی: کران بالا، کران میانی و کران پایین دسته‌بندی شده‌اند. سپس مقادیر SF برای شیروانی‌های خاکی با عمق‌ها، زاویه‌ها و خاک‌های متفاوت برای تاریخیچه‌های زلزله‌ی انتخابی محاسبه شده است. در ادامه، مقادیر SF به دست آمده برای تاریخیچه‌های زلزله با دسته‌ی مشابه میانگین‌گیری و به صورت سه نمودار کران‌های بالا، متوسط، و پایین ارائه شده است. در شکل ۱۸، نمودارهای SF برای کران‌های بالا، میانی و پایین بر حسب عمق شیروانی مشاهده می‌شود، که در گزارش NCHRP ارائه شده است. تمامی مقادیر SF محاسبه شده برای مدل‌های مختلف در مطالعه‌ی حاضر نیز به صورت نقاط توپر مشکی رنگ در نشان داده شده‌اند. هر چند که فرضیات استفاده شده مانند: نوع خاک، نوع مدل رفتاری خاک، تاریخیچه‌های زلزله و ... در مطالعه‌ی حاضر با مقادیر ارائه شده‌ی مشابه آنها در گزارش NCHRP متفاوت بوده است، اما مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که تقریباً تمامی مقادیر SF محاسبه شده در مطالعه‌ی حاضر در محدوده‌ی بین کران‌های پایین و بالای محاسبه شده در گزارش NCHRP قرار گرفته‌اند. محدوده‌ی



شکل ۱۶. تغییرات SF با افزایش چسبندگی خاک (تاریخیچه‌ی زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره: $15m$ ، $PGA = 0.25g$ و تراکم خاک: متوسط).



شکل ۱۷. تغییرات SF با افزایش بیشینه شتاب سطح زمین برای انواع خاک (تاریخیچه‌ی زلزله: کوکائلی و ارتفاع دیواره $15m$).



شکل ۱۷. تغییرات SF با: الف) افزایش قطر میخ (تاریخچه زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره ۱۰m، $PGA = 0.25g$ و تراکم خاک: متوسط)؛ ب) کاهش فاصله افقی میخ (تاریخچه زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره ۱۰m، $PGA = 0.25g$ و تراکم خاک: متوسط) و ج) افزایش طول میخ (تاریخچه زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره ۱۵m، $PGA = 0.25g$ و تراکم خاک: متوسط).

یکدیگر مقایسه شدند. در ادامه، مراحل و فرضیات تحلیل یک دیواره میخ‌گذاری شده (مدل مرجع) به منظور محاسبه ضریب لرزه‌یی بیشینه با جزئیات کامل توضیح داده شد. سپس نتایج مطالعه پارامتری، شامل ۳۱ آنالیز به منظور مطالعه تأثیر عوامل مختلف، شامل: ارتفاع دیواره، نوع خاک، بسامد غالب تاریخچه زلزله، بیشینه شتاب سطح زمین (PGA)، چسبندگی خاک، قطر میخ، فاصله افقی، و طول میخ در مقدار ضریب لرزه‌یی بیشینه ($k_h \max$) ارائه شده است. نتایج مهم مطالعه پارامتری عبارتند از:

۱. با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ به ۱۵ (m)، ضریب مقیاس (SF) به طور میانگین حدود ۲۳٪ کاهش و سپس با افزایش بیشتر ارتفاع تقریباً ثابت مانده است. قابل توجه است که ضریب مقیاس (SF) به صورت نسبت $k_h \max$ به PGA تعریف می‌شود ($SF = k_h \max / PGA$)؛

۲. با افزایش بسامد غالب زلزله از حدود $0.3H$ به ۳، مقدار SF به طور میانگین حدود ۳۸٪ کاهش یافته است؛

۳. با افزایش بیشینه شتاب سطح زمین (PGA) از ۰.۲۵ به ۰.۷۵ (g)، مقدار SF به طور میانگین حدود ۱۲٪ کاهش یافته است؛

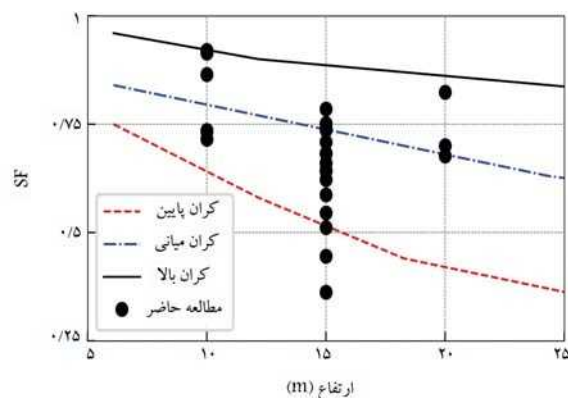
۴. با افزایش چسبندگی خاک از ۵ به ۲۰ (kPa)، مقدار SF به مقدار جزئی (حدود ۶٪) افزایش یافته است؛

۵. تقویت طرح میخ‌گذاری با افزایش قطر، کاهش فاصله افقی، یا افزایش طول میخ‌ها تأثیری در مقدار SF نداشته است؛

۶. مقدار SF در محدوده ۰.۳۶ تا ۰.۹۲ متغیر بوده است، که بستگی به نوع خاک، تاریخچه زلزله، ارتفاع دیواره و بیشینه شتاب سطح زمین داشته است. نتایج مطالعه حاضر با محدوده ۰.۴۴ تا ۰.۹۴ که در گزارش NCHRP^[۱۹] ارائه شده است، همخوانی دارد.

در انتها، می‌توان یک جمع‌بندی کاربردی از نتایج مطالعه حاضر به صورتی که در ادامه توضیح داده شده است، ارائه داد:

روش مرسوم برای تعیین ضریب لرزه‌یی افقی طراحی ($k_{h \text{ design}}$) در آیین‌نامه‌ها این است که ضریب $k_{h \text{ design}}$ به صورت درصدی از ضریب لرزه‌یی افقی بیشینه



شکل ۱۸. مقایسه‌ی مقادیر SF محاسبه شده در مطالعه حاضر و گزارش NCHRP^[۱۹].

مقادیر SF محاسبه شده در مطالعه حاضر و در گزارش NCHRP به ترتیب ۰.۹۲ - ۰.۳۶ و ۰.۹۴ - ۰.۴۴ بوده است، که سازگاری خوبی با یکدیگر دارند.

۷. جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

تمرکز اصلی مطالعه حاضر، ارزیابی ضریب لرزه‌یی بیشینه برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده با استفاده از مدل‌سازی دینامیکی عددی بوده است. برای مدل‌سازی عددی از نرم‌افزارهای GEOSLOPE و FLAC^{3D} استفاده شده است. ابتدا روش و فرضیات مدل‌سازی عددی با شبیه‌سازی دو آزمون استاتیکی و دینامیکی راستی‌آزمایی شد. راستی‌آزمایی استاتیکی با شبیه‌سازی دیواره میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره انجام و پروفیل‌های عددی و اندازه‌گیری شده تغییر شکل افقی دیوار در انتهای خاک‌برداری مقایسه شدند. راستی‌آزمایی دینامیکی با شبیه‌سازی یک آزمون میز لرزان بر روی یک دیواره میخ‌گذاری شده کوچک مقیاس انجام و پروفیل‌های عددی و تجربی تغییر شکل افقی دیوار در انتهای اعمال بار لرزه‌یی با

بر این اساس، جمع‌بندی مطالعه‌ی حاضر این است که ضریب لرزه‌ی طراحی را می‌توان به صورت $k_{h\max} = 0.5^\circ \times SF \times PGA$ محاسبه کرد. مقدار SF را می‌توان مشابه با مطالعه‌ی حاضر با انجام یک تحلیل عددی دینامیکی بر روی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده‌ی موردنظر تعیین کرد. نتایج مطالعه‌ی حاضر نشان داد که مقدار SF در محدوده‌ی 0.36° تا 0.92° بسته به تراکم خاک، ارتفاع دیواره، مقدار PGA و بسامد غالب زلزله متغیر است. بنابراین مقدار $k_{h\max}$ برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده در محدوده‌ی 0.18° تا 0.46° (بیشینه‌ی شتاب سطح زمین تغییر می‌کند - $k_{h\max} = 0.18^\circ$ تا 0.46°) این محدوده کمتر از محدوده‌ی متداول 0.33° تا 0.5° است، که توسط مارکوسن و فرانکلین (۱۹۸۳)^[۲۱] پیشنهاد شده است. در مجموع، براساس نتایج مطالعه‌ی حاضر می‌توان گفت که در نظر گرفتن SF می‌تواند موجب کاهش ضریب لرزه‌ی طراحی ($k_{h\max}$) و اقتصادی‌تر شدن طرح میخ‌گذاری در شرایط لرزه‌ی شود.

در نظر گرفته می‌شود. از طرف دیگر، مقدار $k_{h\max}$ برابر با PGA واقعی سطح زمین با در نظر گرفتن آثار ساخت‌گاه فرض می‌شود ($k_{h\max} = PGA$). به عنوان مثال، راهنمای FHWA^[۱۸] و آیین‌نامه‌ی اروپا^[۲۰] ضریب لرزه‌ی افقی طراحی را 0.5° ضریب لرزه‌ی بیشینه (بیشینه‌ی شتاب سطح زمین) در نظر می‌گیرند ($k_{h\max} = 0.5^\circ$ و $k_{h\max} = 0.5^\circ \times PGA$). فلسفه‌ی کاهش ضریب لرزه‌ی بیشینه به اعطای پذیری گوه‌ی گسیختگی در حین زلزله و نیز به این حقیقت باز می‌گردد که ضریب لرزه‌ی بیشینه در یک مدت زمان کوتاهی به گوه‌ی گسیختگی اعمال می‌شود، اما ضریب لرزه‌ی طراحی به صورت یک نیروی استاتیکی دائم به گوه‌ی گسیختگی اعمال می‌شود. اما نتایج مطالعه‌ی حاضر نشان داد که عوامل دیگر، مانند: ارتفاع دیواره، بسامد غالب زلزله، تراکم خاک، و بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA) نیز در مقدار ضریب لرزه‌ی بیشینه تأثیرگذار هستند، که در مطالعه‌ی حاضر آثار عوامل مذکور در قالب یک ضریب مقیاس (SF) در نظر گرفته شده است.

پانویس‌ها

1. Nailing
2. Vucetic
3. Hong
4. Dashtara
5. Zamiran
6. FLAC
7. Singh
8. Factor Of Safety
9. Finite Difference Method
10. Limit Equilibrium Analysis Method
11. Mut hukumar
12. Babu
13. Clouterre
14. Cap-Yield (CYSoil) Model
15. Cable
16. Shell
17. Chi-Chi
18. Kocaeli
19. Peak Ground Acceleration
20. Spencer
21. Federal Highway Administration
22. Rayleigh
23. Free-Field
24. Abaqus
25. Explicit
26. Avaj
27. Scaling Factor
28. National Cooperative Highway Research Program

منابع (References)

1. Vucetic, M., Tufenkjian, M. and Doroudian, M., 1993. Dynamic centrifuge testing of soil-nailed excavations. *ASTM geotechnical Testing Journal*, 16(2), pp.172-187. doi: 10.1520/GTJ10034J.

2. Hong, Y.S., Chen, R.H., Wu, C.S. and Chen, J.R., 2005. Shaking table tests and stability analysis of steep nailed slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), pp.1264-1279. doi:10.1139/T05-055.
3. Farrokhzad, F., Motaharitarabari, S., Abdolghafoorkashani, H. and Tavakoli, H., 2021. Seismic behaviour of excavations reinforced with soil-nailing method. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(6), pp.4071-4091. doi:10.1007/s10706-020-01625-7.
4. Dashtara, H., Kolahdouzan, A., Saeedi-Azizkandi, A. and Baziar, M. Numerical investigation on the displacements and failure mechanism of soil-nailed structures in seismic conditions. *Geo-Congress 2019: Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 2019. American Society of Civil Engineers Reston, VA. pp.160-168.
5. Zamiran, S., Ghojavand, H. and Saba, H., 2012. Numerical analysis of soil nail walls under seismic condition in 3D form excavations. *Applied Mechanics and Materials*, 204-208, pp.2671-2676. doi: 10.4028/AMM.204-208.2671.
6. Rahmani, I. and Nejati, A., 2019. Determining the performance of dynamic behavior of soil-nailed walls under seismic loading based on displacement. *Earthquake Science and Engineering Quarterly*, 6(4), pp.11-21. [In Persian].
7. Singh, S.K., Negi, M.S. and Singh, J., 2021. Strengthening of slope by soil nailing using finite difference and limit equilibrium methods. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 7(3), p.13. doi:10.1007/s40891-021-00308-4.
8. Yazdandoust, M., Komak Panah, A. and Ghalandarzadeh, A., 2019. Effect of reinforcing technique on strain-dependent dynamic properties of reinforced earth walls. *Soils and Foundations*, 59(4), pp. 1001-1012. doi: 10.1016/j.sandf.2019.04.005.

9. Muthukumar, S., Kolathayar, S., Valli, A. and Sathyan, D., 2022. Pseudostatic analysis of soil nailed vertical wall for composite failure. *Geomechanics and Geoengineering*, 17(2), pp. 561-573. doi:10.1080/17486025.2020.1827163.
10. Yazdandoust, M., 2018. Numerical and experimental study on seismic behavior of soil-nailed walls to introduce the pseudo static coefficient based on performance levels. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 50(1), pp.189-210. [In Persian]. doi: 10.22060/ceej.2017.11737.5068.
11. Yazdandoust, M. and Ghalandarzadeh, A., 2019. Pseudo-static coefficient in reinforced soil structures. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 20(6), pp.320-337. doi: 10.1680/jphmg.18.00013.
12. Babu, G.S. and Singh, V.P., 2008. Numerical analysis of performance of soil nail walls in seismic conditions. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 45(1-2), pp.31-40.
13. Baziar, M.H., Ghadamgahi, A. and Brennan, A.J., 2022. Centrifuge study of seismic response of soil-nailed walls supporting a footing on the ground surface. *Géotechnique*, pp.1-17. doi: 10.1680/jgeot.21.00157.
14. Komak Panah, A. and Yazdandoust, M., 2013. Determining the quasi-static coefficient of soil-nailed walls in the alluvium of Tehran based on seismic performance levels. *Civil Engineering Journal*, 29(1), pp.3-13. [In Persian].
15. Unterreiner, P., Schlosser, F. and Benhamida, B., 1995. Calculation of the displacements of a full scale experimental soil nailed wall-french national research project clouterre. *The Practice of Soil Reinforcing In Europe: Proceedings of the symposium The practice of soil reinforcing in Europe organised by the Tenax Group under the auspices of the International Geosynthetic Society*. Thomas Telford Publishing, pp.195-213.
16. Hazeghian, M., 2022. Proposing a design method for soil-nailed walls and comparing it with the conventional design method. *Ferdowsi Civil Engineering*, 35(3), pp.37-52. [In Persian]. doi: 10.22067/jfci.2022.76614.1142.
17. Khodaverdian, S., Hazeghian, M. and Mokhtari, M., 2021. Three-dimensional numerical study of the effect of convex corners on the displacements induced by excavation for soil-nailed walls. *Amirkabir Journal [In Persian]. doi: of Civil Engineering*, 53(8), pp.3279-3798. 10.22060/ceej.2020.17826.6687.
18. Lazarte, C., Robinson, H. and Gómez, J. 2015. Soil nail walls reference manual: FHWA-NHI-14-007.
19. Anderson, D.G., 2008. Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes, and embankments. Transportation Research Board.
20. Code, P., 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Brussels: European Committee for Standardization.
21. Marcuson, W.F. and Franklin, A.G., 1983. Seismic design, analysis, and remedial measures to improve stability of existing earth dams-corps of engineers approach. *Seismic Design of Embankments and Caverns*. 1983. ASCE, pp.65-78.

تحلیل استاتیکی تیرهای نانو بر پایه‌ی نظریه‌ی گرادیان تنش و با استفاده از دو روش تحلیلی و عددی نیستروم

محمدصادق بهنام رسولی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

احمد آفتابی ثانی (دانشیار)

عباس کرم‌الدین* (دانشیار)

گروه عمران، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی، مشهد

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۳)
دوره ۴۰، شماره ۲، صص. ۱۶۵-۱۷۵، (یادداشت فنی)

نظریه‌ی غیرموضعی گرادیان تنش ارینگن، یکی از پرکاربردترین نظریه‌های مکانیک محیط پیوسته برای تحلیل سازه‌های نانو است، که در آن، تنش غیرموضعی به کمک یک تبدیل انتگرالی با کرنش مرتبط می‌شود. تابع هسته‌ی تبدیل انتگرالی مذکور، یک تابع منحصر به فرد نبوده و تابع‌های گوناگونی برای آن پیشنهاد شده است. در پژوهش حاضر سعی شده است تیر نانوی اویلر - برنولی بر پایه‌ی نظریه‌ی غیرموضعی ارینگن و با فرض تابع هسته‌ی نمایی طبیعی به صورت استاتیکی تحلیل شود. شایان ذکر است، در پژوهش حاضر، معادله‌ی انتگرالی حاکم بر رفتار تیر نانو، مستقیماً حل شده و معادله‌ی دیفرانسیل معادل آن نیز به دست آمده است. برای حل معادله‌ی انتگرالی ذکرشده از روش عددی نیستروم و روش‌های نظری استفاده شده است. در ادامه، روش مزبور برای تحلیل استاتیکی تیرهای نانو با شرایط مرزی و بارگذاری‌های مختلف به کار رفته و نتایج آن با یافته‌های مطالعات پیشین مقایسه شده است. در پایان، به تناقضی در نمودارهای بخش نتایج عددی اشاره و علت آن بررسی شده است.

واژگان کلیدی: نظریه‌ی کشسانی غیرموضعی گرادیان تنش ارینگن، تیر نانو، معادله‌ی انتگرالی تیر نانو، تابع خیز، روش عددی نیستروم.

behnamrasouli4001317159@mail.um.ac.ir
aftabi@um.ac.ir
a-karam@um.ac.ir

۱. مقدمه

شده است. نظریه‌های غیرموضعی گرادیان تنش ارینگن^[۱]، گرادیان تنش رومانو و برتا^[۲]، گرادیان کرنش میندلین^[۳]، گرادیان کرنش پاپارگری^[۴] و همکاران^[۵] و کشسانی کلاسیک اصلاح شده با آثار انرژی سطحی^[۶] از مهم‌ترین آن‌ها هستند. در پژوهش حاضر، نظریه‌ی غیرموضعی گرادیان تنش ارینگن^[۱] با فرض تابع هسته‌ی نمایی طبیعی استفاده شده است. شایان ذکر است، نوآوری پژوهش حاضر در آن است که برای نخستین بار، معادله‌ی انتگرالی حاکم بر تیر نانوی اویلر - برنولی براساس نظریه‌ی غیرموضعی ارینگن و با فرض تابع هسته‌ی نمایی طبیعی، مستقیماً حل و سپس، تابع پاسخ آن به صورت فرم بسته ارائه شده است.

رفتار متفاوت سازه‌های با ابعاد نانو به کمک آزمایش‌های متعدد آشکار شده است. برای مثال، نیلسون^[۷] و همکاران (۲۰۰۳ و ۲۰۰۴)^[۸] با انجام آزمایش

امروزه مواد در ابعاد نانو کاربردهای فراوانی در صنایع گوناگون، مانند صنعت بهداشت و درمان و صنایع نظامی دارند. از جمله‌ی آن‌ها می‌توان به حسگرهای نانو، مولدهای نانو و میکروسکوپ‌های نیروی اتمی اشاره کرد. این مسئله سبب جلب نظر پژوهشگران فراوانی به موضوع مکانیک سازه‌های نانو شده است. به‌طور کلی، روش دینامیک شبکه‌یی، روش اصلی برای تحلیل و طراحی سازه‌های نانو است، که روشی بسیار دقیق است، ولی به علت حجم بالای محاسبات و زمان زیاد تحلیل کمتر استفاده می‌شود. از سوی دیگر، روش‌های مبتنی بر مکانیک محیط پیوسته سریع‌تر به پاسخ می‌رسند، ولی دقت کمتری دارند.

تاکنون نظریه‌های گوناگونی برای تفسیر رفتار سازه‌های میکرو و نانو پیشنهاد

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۴/۶، اصلاحیه ۱۴۰۲/۶/۱۳، پذیرش ۱۴۰۲/۶/۲۹.

استناد به این مقاله:

بهنام رسولی، محمدصادق، آفتابی ثانی، احمد، و کرم‌الدین، عباس. ۱۴۰۳. تحلیل استاتیکی تیرهای نانو بر پایه‌ی نظریه‌ی گرادیان تنش و با استفاده از دو روش تحلیلی و عددی

نیستروم. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۱۶۵-۱۷۵. DOI:10.24200/J30.2023.62546.3231

بارگذاری روی تیرهای نانو از جنس کرومیم و با کمک میکروسکوپ نیروی اتمی (AFM)،^۶ نمودار خیز تیرهای مذکور را به دست آوردند و رفتار آن را مغایر با رفتار تیرهای کلاسیک یافتند. همچنین، پتی^۷ و همکاران (۲۰۱۵)،^[۹] آزمایش بارگذاری خمشی روی تیر دو سر مفصل نانو را اجرا کردند و نتوانستند نتایج آن را با معادلات کلاسیک توجیه کنند. به دنبال آشکارشدن ناتوانی نظریه‌ی کلاسیک در توجیه پدیده‌ی جدید، پژوهشگران متعددی به تعریف نظریه‌های کشسانی جدید پرداختند. برای مثال، براساس نظریه‌ی گرادیان کرنش میندلین،^[۳] برای مواد همگن، تنش و کرنش با ۱۸ پارامتر کشسانی به یکدیگر مرتبط می‌شدند. همچنین، سبسترین و راجیکسی^۸ (۲۰۱۲)،^[۵] و میلر و شینوی^۹ (۲۰۰۰)،^[۶] سعی کردند با افزودن پارامترهای جدید مربوط به انرژی کرنشی سطحی، به نظریه‌ی کشسانی کلاسیک، خیز تیرهای نانو را توجیه کنند. هم‌طور استمپین و سیمولکا^{۱۰} (۲۰۲۰)،^[۱۰] نتوانستند تا حدودی رفتار تیرهای نانو را به کمک حساب دیفرانسیل کسری توجیه کنند.

از سوی دیگر، نخستین بارکرونز^{۱۱} (۱۹۶۷)،^[۱۱] با تعریف نیروهای بلندبرد، رفتار غیرموضعی را تعریف کرده و رابطه‌ی کلی مکانیک غیرموضعی را ارائه داده است. سپس ارینگن^{۱۲} (۱۹۸۳ و ۱۹۷۲)،^[۱۱] و ارینگن و اِدلن^{۱۳} (۱۹۷۲)،^[۱۲] با اعمال فرض رفتار غیرموضعی در معادلات تعادل جرم، اندازه، حرکت و انرژی توانستند رابطه‌ی انتگرالی میان تنش و کرنش را بیابند. ایشان سپس به کمک داده‌های آزمایش‌هایی که بر روی انتشار موج در بلور جامدات انجام شده بود، چند تابع هسته یا کرنل مناسب برای تبدیل انتگرالی مذکور پیشنهاد دادند و مناسب‌ترین آن‌ها را مشخص کردند.^[۱۲] همچنین، ارینگن در پژوهش خود نشان داد که رابطه‌ی انتگرالی میان تنش و کرنش به ازاء هر تابع هسته، معادل با یک معادله‌ی دیفرانسیلی میان آن‌هاست.^[۱۲] وی در حالت کلی (سه‌بعدی)، معادله‌ی دیفرانسیل معادل مربوط به تبدیل انتگرالی با هسته‌ی تابع پسیل^{۱۴} اصلاح شده را به دست آورد؛ که به علت سادگی کاربرد، بسیار پرتعداد است.

در ادامه، پدیسون^{۱۵} و همکاران (۲۰۰۳)،^[۱۲] معادله‌ی دیفرانسیل معادل پیشنهادی ارینگن را برای تیر اوایلر - برنولی و در یک بُعد بازنویسی و آن را برای تحلیل تیرهای نانوی یک سرگیردار و دو سر مفصل استفاده کردند. در سال‌های بعد، پژوهشگران متعددی از معادله‌ی دیفرانسیل معادل پیشنهادی به‌جای معادله‌ی انتگرالی اولیه در تحلیل تیرهای نانو با رفتار اوایلر - برنولی و تیموشنکو استفاده کردند^[۱۲-۱۵] به‌عنوان مثال، ونگ و شیندو^{۱۶} (۲۰۰۶)،^[۱۵] و ونگ و لیو^{۱۷} (۲۰۰۷)،^[۱۶] راهکار اخیر را برای تحلیل استاتیکی و کماتشی تیرهای نانو به‌کار بردند. همچنین، ابوهلال^{۱۸} (۲۰۱۳)،^[۱۷] به کمک معادله‌ی دیفرانسیل اخیر و به‌کارگیری روش تابع گرین، پاسخ دینامیکی تیرهای اوایلر - برنولی را در شرایط مرزی گوناگون به دست آورد. قتادی اصل و مفید^{۱۹} (۲۰۱۳)،^[۱۸] تحلیل دینامیکی تیر نانو با رفتار تیموشنکو را زیر اثر بار متحرک بررسی و از معادله‌ی دیفرانسیل معادل استفاده کردند. از سوی دیگر فرناندز^{۱۹} و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۹] نشان دادند که معادله‌ی دیفرانسیل مذکور، معادل با رابطه‌ی انتگرالی نظریه‌ی گرادیان تنش به ازاء تابع هسته‌ی نمایی طبیعی نیست. همچنین، کوکلا و زاموسکا^{۲۰} (۲۰۰۶)،^[۲۰] نیز تحلیل ارتعاش آزاد تیر نانو را زیر بار محوری بررسی کردند.

کیانی و پاکدامن (۲۰۱۸)،^[۲۱] بر پایه‌ی معادله‌ی دیفرانسیل به دست آمده توسط ارینگن و پدیسون،^[۱۴] بسامد طبیعی یک غشاء تک‌لایه از نانولوله‌های کربنی دوجداره را که در یک محیط با گرادیان دمایی قرار گرفته بود، تعیین کردند. ایشان در پژوهش بعدی‌شان،^[۲۲] بسامد طبیعی ارتعاش آزاد همان سازه‌ی پژوهش قبل

را به کمک معادله‌ی دیفرانسیل پیشنهادی در نوشتارهای اخیر،^[۱۲] و همچنین، دینامیک شبکه‌یی به دست آوردند. شایان ذکر است، در دو پژوهش مذکور،^[۲۱] آثار پارامترهای مختلف در مقدار بسامد طبیعی بررسی شده است. از سوی دیگر، یوان^{۲۱} و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۳] نیز به کمک معادله‌ی دیفرانسیل اشاره شده در نوشتارهای اخیر،^[۱۲] به بررسی ارتعاش آزاد پیچشی سیم نانوی ناهمگن و غیرمنشوری که تغییر مقطع‌های موضعی دارد، پرداختند. با به‌کارگیری اصول مشابه، کیانی و زور^{۲۲} (۲۰۲۱)،^[۲۴] ارتعاش آزاد دو میله‌ی نانوی به هم چسبیده با تغییر مقطع را مطالعه کردند.

همان‌طور که گفته شد، بر پایه‌ی مرجع ارینگن،^[۱۲] معادله‌ی دیفرانسیل معادل تبدیل انتگرالی میان تنش و کرنش، به ازاء تابع‌های هسته‌ی متفاوت تغییر می‌کند. از سوی دیگر، معادله‌ی استفاده شده در برخی پژوهش‌ها،^[۱۵-۲۴] همان معادله‌ی دیفرانسیل معادل تبدیل انتگرالی به ازاء تابع هسته‌ی بسل اصلاح شده است. در پژوهش حاضر تلاش شده است تبدیل انتگرالی اخیر به ازاء تابع هسته‌ی نمایی طبیعی حل شود و معادله‌ی دیفرانسیل معادل آن به دست آید.

همان‌طور که بیشتر اشاره شد، در سال‌های اخیر، نخستین تلاش‌ها برای حل معادله‌ی انتگرالی با تابع هسته‌ی بسل از سوی فرناندز و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۹] و همچنین، تونا و کیرکا^{۲۳} (۲۰۱۶)،^[۲۵] بوده است. در پژوهش فرناندز و همکاران،^[۱۹] سعی شده بود معادله‌ی انتگرالی با هسته‌ی نمایی طبیعی به روش تحلیلی، ساده و سپس به کمک روش‌های عددی حل شود. به دلیل به‌کارگیری روش عددی، ایشان فقط به نمودار تغییرات خیز یک نقطه از تیر به ازاء تغییر پارامتر غیرموضعی دست یافتند. در ادامه، تونا و کیرکا،^[۲۵] معادله‌ی انتگرالی اشاره شده را به کمک روش تبدیل لاپلاس و برای تیر تیموشنکو و اوایلر - برنولی حل کردند. با وجود این، رومانو و برتا^{۲۴} (۲۰۱۶)،^[۲۶] با مروری بر پژوهش اخیر، ایرادهایی به آن وارد ساختند؛ از جمله اینکه تابع پاسخ در نوشتار تونا و کیرکا،^[۲۵] نمی‌تواند معادله‌ی انتگرالی را ارضاء کند و جملات مبهم، شامل: تابع هوی‌ساید و دلتای دیراک در نقاط تعریف نشده‌ی خارج از دامنه وجود دارد.

تاکنون روش‌های عددی و نظری گوناگونی برای حل معادلات انتگرالی ارائه شده است، که در برخی کتاب‌های راهنمای حل معادلات انتگرالی،^[۲۸] ارائه شده است. در پژوهش حاضر، تابع پاسخ با راهکار عددی نیستروم^{۲۵} حدس زده شده و با یک راهکار تحلیلی دقیق به دست آمده است. روش نیستروم، در واقع، شیوه‌یی مبتنی بر تبدیل انتگرال به مجموع جملات محدود است، که تاکنون برای حل عددی معادلات انتگرالی فردهولم و ولترا^{۲۶} به‌کار رفته است.^[۲۳-۲۹]

در پژوهش حاضر، معادله‌ی انتگرالی ارائه شده براساس نظریه‌ی کشسانی غیرموضعی گرادیان تنش ارینگن^{۲۷} (۱۹۸۳)،^[۱] و به ازاء تابع هسته‌ی نمایی طبیعی، با ترکیب روش‌های عددی و تحلیلی حل شده و پاسخ صریح ریاضی به صورت تابع با فرم بسته به دست آمده است. تاکنون پژوهشگری اقدام به حل معادله‌ی انتگرالی نظریه‌ی غیرموضعی با هسته‌ی نمایی طبیعی و استخراج معادله‌ی دیفرانسیل معادل آن نکرده است. در ادامه و در بخش دوم، ابتدا پیش‌نیازهای نظری و مفاهیم اولیه‌ی مورد نیاز برای یافتن تابع خیز ارائه شده‌اند. در بخش سوم، محاسبات ریاضی مربوط به حل معادله‌ی انتگرالی و در بخش چهارم، تابع خیز به فرم بسته ارائه شده است. در بخش بعدی، نیز تیرهای نانو با شرایط مرزی مختلف و بارگذاری‌های گوناگون به کمک راهکار پیشنهادی تحلیل و نتایج به دست آمده با نتایج موجود در پژوهش‌های پیشین مقایسه شده است. همچنین در بخش حاضر، نمودار خیز تیر نانو در شرایط مرزی گوناگون و زیر بارگذاری‌های مختلف براساس تابع هسته‌ی نمایی طبیعی به دست آمده است. در بخش انتهایی، به

تناقضی که در شرایط مرزی با شیب صفر رخ داده و همچنین علت آن اشاره شده است.

۲. مفاهیم اولیه

در بخش حاضر، ضمن مرور نظریه‌ی غیرموضعی گرادیان تنش اربینگن^[۱] و معرفی تابع هسته‌ی استفاده‌شده در معادله‌ی انتگرالی نظریه‌ی اربینگن، راهکارهای موجود برای حل معادله‌ی انتگرالی اربینگن، از جمله روش عددی نیستروم معرفی شده‌اند.

۱.۲. نظریه‌ی غیرموضعی گرادیان تنش اربینگن^[۱]

در پژوهش حاضر، تیرنانو با رفتار اوپلر - برنولی بررسی شده است. ابتدا جهت‌های مثبت فرض شده برای خیز، لنگر خمشی، نیروی برشی، و بار خارجی در شکل ۱ مشاهده می‌شود. همچنین، رابطه‌ی ۱ برای تیرهای اوپلر - برنولی برقرار است:

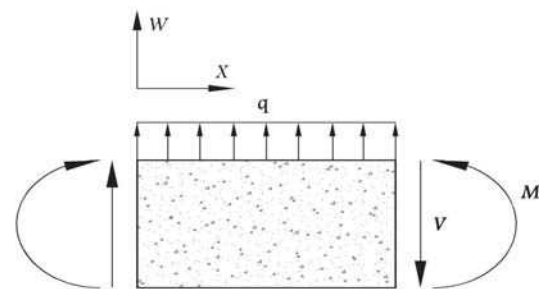
$$\varepsilon_x = z \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (۱)$$

که در آن، w تابع خیز و z محور ارتفاعی تیر هستند، که جهت مثبت آن در شکل ۲ مشاهده می‌شود. در ادامه، رابطه‌ی تنش - کرنش (مطابق رابطه‌ی ۲)، براساس نظریه‌ی غیرموضعی گرادیان تنش اربینگن ارائه شده است:^[۱۳، ۱۴]

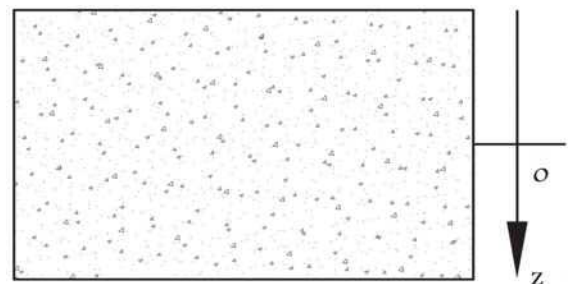
$$\sigma_x(x) = \int_{-L}^L k(|x - \bar{x}|, \tau) E \varepsilon_x(\bar{x}) d\bar{x} \quad (۲)$$

که در آن، σ نمایانگر تنش غیرموضعی در جهت محور تیرنانو، $\varepsilon_x(\bar{x})$ نشان‌دهنده‌ی کرنش در نقطه‌ی مشخص \bar{x} در طول تیر، $k(|x - \bar{x}|, \tau)$ بیانگر تابع هسته‌ی تبدیل انتگرالی و τ بیانگر پارامتر غیرموضعی در ماده هستند. همچنین، E و L به ترتیب ثابت کشسانی ماده و طول تیر نانو هستند. τ به صورت رابطه‌ی ۳ تعریف می‌شود:

$$\tau = e \cdot a \quad (۳)$$



شکل ۱. جهت‌های مثبت فرض شده برای نیروهای داخلی، خارجی و خیز.



شکل ۲. جهت مثبت محور ارتفاعی تیر نانو.

که در آن، a طول مشخصه‌ی درونی و e ثابت کالیبراسیون است. با ترکیب دو معادله‌ی ۱ و ۲ و به‌کارگیری معادله‌ی تعادل لنگر در یک مقطع از تیرنانو، رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید:^[۱۹]

$$M(x) = EI \int_{-L}^L k(|x - \bar{x}|, \tau) \frac{d^2 w(\bar{x})}{d\bar{x}^2} d\bar{x} \quad (۴)$$

تابع هسته‌ی استفاده‌شده در پژوهش حاضر مطابق رابطه‌ی ۵ است:^[۱]

$$k(|x - \bar{x}|, \tau) = \frac{1}{\tau} e^{-\frac{|x - \bar{x}|}{\tau}} \quad (۵)$$

با جای‌گذاری معادله‌ی ۵ در معادله‌ی ۴ و بی‌بعدسازی آن، معادله‌ی انتگرالی نهایی با متغیرهای بی‌بعد مطابق رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$\tau h \bar{M}(\xi) = \int_{-1}^1 e^{-\frac{|\xi - \eta|}{h}} \frac{d^2 \bar{w}(\eta)}{d\eta^2} d\eta \quad (۶)$$

متغیرهای بی‌بعد به صورت روابط ۷ تعریف می‌شوند:

$$\begin{aligned} h &= \frac{\tau}{L}; & \eta &= \frac{\bar{x}}{L}; & \xi &= \frac{x}{L}; & \bar{M} &= \frac{M}{q \cdot L^2}; \\ \bar{q} &= \frac{q}{q_0}; & w_0 &= \frac{q \cdot L^4}{EI}; & \bar{w} &= \frac{w}{w_0}; \end{aligned} \quad (۷)$$

که در آن، h پارامتر غیرموضعی بی‌بعد، η و ξ مکان نسبی یک نقطه‌ی مشخص در طول تیر، اولی به عنوان متغیر انتگرال و دومی برای محاسبه‌ی لنگر است. همچنین، \bar{M} ، \bar{w} و \bar{q} به ترتیب نشان‌دهنده‌ی لنگر بی‌بعد، خیز بی‌بعد و بار خارجی بی‌بعد هستند. به علاوه، q_0 و w_0 به ترتیب بار خارجی مشخصه و خیز مشخصه هستند.

۲.۲. روش تحلیلی حل معادله‌ی انتگرالی

پس از معرفی معادله‌ی انتگرالی حاکم بر تیرهای نانو اوپلر - برنولی براساس هسته‌ی نمایی طبیعی، در ادامه به مرور روش‌های حل این‌گونه معادلات انتگرالی پرداخته شده است. ناگفته نماند، معادله‌ی ۶ از نظر ریاضی، یک معادله‌ی انتگرالی فردهولم نوع اول است. صورت کلی معادله‌ی انتگرالی فردهولم نوع اول به صورت رابطه‌ی ۸ است:^[۲۷]

$$f(\xi) = \int_a^b e^{\mu|\xi - \eta|} y(\eta) d\eta \quad (۸)$$

معادله‌ی ۸، به کمک خاصیت جداسازی کران‌های انتگرال مطابق رابطه‌ی ۹ به جمع دو انتگرال تبدیل می‌شود:

$$f(\xi) = \int_a^\xi e^{\mu(\xi - \eta)} y(\eta) d\eta + \int_\xi^b e^{\mu(\eta - \xi)} y(\eta) d\eta \quad (۹)$$

پس از دو بار مشتق‌گیری از معادله‌ی ۹ و جمع عبارت‌های ایجادشده، رابطه‌ی ۱۰ به دست می‌آید:^[۲۷]

$$y(\xi) = \frac{f''(\xi) - \mu^2 f(\xi)}{2\mu} \quad (۱۰)$$

از سوی دیگر، براساس نوشتار پلینین و متزیرو^[۲۸] (۲۰۰۸)،^[۲۷] برای برقراری بودن رابطه‌ی ۱۰، لازم است دو شرط مطابق رابطه‌ی ۱۱ رعایت شوند:

$$\begin{cases} f'(a) + \mu f(a) = 0 \\ f'(b) - \mu f(b) = 0 \end{cases} \quad (۱۱)$$

بنابراین، اگر شرایط ۱۱ رعایت شود، معادله‌ی انتگرالی ۸ با معادله‌ی دیفرانسیل ۱۰ معادل است. این تذکر لازم است که برای تابع دلخواه $f(\xi)$ ، تابع $F(\xi)$ (مطابق رابطه‌ی ۱ - ۱۲) همواره شرایط رابطه‌ی ۱۱ را رعایت می‌کند: [۲۷]

$$F(\xi) = f(\xi) + A\xi + B \quad (12-1)$$

که در آن، ضرایب A و B مطابق روابط ۲ - ۱۲ و ۳ - ۱۲ به دست می‌آیند:

$$A = \frac{f'(a) + f'(b) + \mu f(a) - \mu f(b)}{b\mu - a\mu - 2} \quad (12-2)$$

$$B = -\frac{f'(a) + \mu f(a) + Aa\mu + A}{\mu} \quad (12-3)$$

در ادامه، برای استفاده از رابطه‌های ۸، ۱۰ و ۱۱ در پژوهش حاضر، نخست روابط ۱۳ با توجه به رابطه‌ی ۶ تعریف می‌شوند:

$$a = 0; \quad b = 1; \quad \mu = \frac{-1}{h}; \quad y(\xi) = \frac{d^2 \bar{w}(\xi)}{d\xi^2}; \quad f(\xi) = 2h\bar{M}(\xi); \quad (13)$$

سپس، دو شرط رابطه‌ی ۱۱ به صورت رابطه‌ی ۱۴ نوشته می‌شوند:

$$\bar{V}(0) - \frac{1}{h}\bar{M}(0) = 0; \quad \bar{V}(1) + \frac{1}{h}\bar{M}(1) = 0; \quad (14)$$

با توجه به رابطه‌ی ۱۴، آشکار است که معادله‌های ذکر شده هیچگاه برقرار نیستند. [۱۹] بنابراین نمی‌توان از رابطه‌ی ۱۰ به عنوان معادله‌ی دیفرانسیل معادل استفاده کرد. بدین ترتیب، لازم است معادله‌ی انتگرالی ۶ با توجه به رابطه‌های ۱ - ۱۲ الی ۳ - ۱۲ مطابق رابطه‌ی ۱ - ۱۵ حل شود: [۱۹]

$$F(\xi) = 2h\bar{M}(\xi) + A\xi + B \quad (15-1)$$

که در آن، پارامترهای A و B مطابق روابط ۲ - ۱۵ و ۳ - ۱۵ محاسبه می‌شوند:

$$A = \frac{-2h}{1+2h} \{ [h\bar{V}(0) - \bar{M}(0)] + [h\bar{V}(1) + \bar{M}(1)] \} \quad (15-2)$$

$$B = \left(\frac{2h+2h^2}{1+2h} \right) [h\bar{V}(0) - \bar{M}(0)] - \frac{2h^2}{1+2h} [h\bar{V}(1) + \bar{M}(1)] \quad (15-3)$$

در بخش‌های بعد، به کمک رابطه‌های ۱۵ (۱، ۲ و ۳)، معادله‌ی ۶ حل شده است. در ادامه، روش عددی نیستروم نیز بررسی شده است.

۳.۲. روش عددی نیستروم

یکی از راهکارهای عددی برای حل کردن معادلات انتگرالی، روش عددی نیستروم است، [۲۸] که از آن تاکنون برای حل معادلات انتگرالی گوناگون، شامل فرد هولم و ولترا استفاده شده است. [۲۳-۲۹] فرم کلی یک معادله‌ی انتگرالی به صورت رابطه‌ی ۱۶ است:

$$\int_a^b k(x,t)y(t)dt = f(x) \quad (16)$$

که می‌توان آن را به مجموع ریمانی مطابق رابطه‌ی ۱۷ تبدیل کرد:

$$\sum_{j=1}^m k(x_i, t_j)y(t_j) = \frac{f(x_i)}{\Delta t}; \quad (i = 1, \dots, m) \quad (17)$$

که در آن، m بیانگر تعداد تقسیمات بازه‌ی انتگرال‌گیری و Δt نمایانگر طول بازه‌ی هر تقسیم به‌طور مساوی است. Δt در معادله‌ی ۱۷ مطابق رابطه‌ی ۱۸ محاسبه می‌شود:

$$\Delta t = \frac{b-a}{m}; \quad \begin{cases} t_j = (j - \frac{1}{r})\Delta t + a \\ x_i = (i - \frac{1}{r})\Delta t + a \end{cases} \quad (18)$$

همچنین اگر رابطه‌ی ۱۹ برقرار باشد:

$$y(t_j) = y_j; \quad f(x_i) = f_i; \quad (19)$$

می‌توان معادله‌ی ۱۷ را به صورت ماتریسی (رابطه‌ی ۲۰) بازنویسی کرد:

$$[k] \{y\} = \frac{1}{\Delta t} \{f\}; \quad \begin{cases} \{f_i\} = \{f_1, \dots, f_m\}^T \\ \{y_i\} = \{y_1, \dots, y_m\}^T \\ [k_{ij}] = [k(x_i, t_j)]_{m \times m} \end{cases}; \quad (20)$$

با حل دستگاه معادلات خطی ۲۰، می‌توان به مقادیر تابع مجهول یا $\{y(t_j)\}$ دست یافت. [۲۸] در بخش بعد، از روش عددی نیستروم برای حل معادله‌ی انتگرالی حاکم بر رفتار تیر نانو استفاده شده است.

۳. حل معادله‌ی انتگرالی با هسته‌ی نمایی طبیعی

در بخش حاضر تلاش شده است از روش‌های تحلیلی و عددی استفاده شود، تا معادله‌ی انتگرالی حاکم بر رفتار تیر نانو به ازاء تابع هسته‌ی نمایی طبیعی حل شود. برای این منظور مانند روند استفاده‌شده در نوشتار فرناندز و همکاران (۱۶، ۲۰)، [۱۹] تابع انتخاب به صورت رابطه‌ی ۲۱ در نظر گرفته شده است:

$$\bar{w}''(\eta) = \bar{w}_1''(\eta) - A\bar{w}_A''(\eta) - B\bar{w}_B''(\eta) \quad (21)$$

با جای‌گذاری رابطه‌ی ۲۱ در رابطه‌ی ۶، رابطه‌ی ۲۲ به دست می‌آید:

$$\int_0^1 e^{-\frac{1\xi-\eta}{h}} [\bar{w}_1''(\eta) - A\bar{w}_A''(\eta) - B\bar{w}_B''(\eta)] d\eta = 2h\bar{M}(\xi) \quad (22)$$

با یک بار افزودن و کاستن عبارت $(A\xi + B)$ در سمت راست رابطه‌ی ۲۲ و تفکیک عبارت‌های آن، می‌توان رابطه‌ی ۲۳ (۱، ۲ و ۳) را نوشت:

$$\begin{cases} \int_0^1 e^{-\frac{1\xi-\eta}{h}} \bar{w}_1''(\eta) d\eta = 2h\bar{M}(\xi) + A\xi + B & (23-1) \\ \int_0^1 e^{-\frac{1\xi-\eta}{h}} \bar{w}_A''(\eta) d\eta = \xi & (23-2) \\ \int_0^1 e^{-\frac{1\xi-\eta}{h}} \bar{w}_B''(\eta) d\eta = 1 & (23-3) \end{cases}$$

می‌توان با محاسبه‌ی سه تابع \bar{w}_1'' ، \bar{w}_A'' و \bar{w}_B'' و استفاده از رابطه‌ی ۲۱، به تابع انتخاب دست یافت. در ادامه، پارامتر \bar{w}_1'' با توجه به رابطه‌های ۱ - ۱۶ تا ۳ - ۱۶، مطابق رابطه‌ی ۲۴ به دست آمده است:

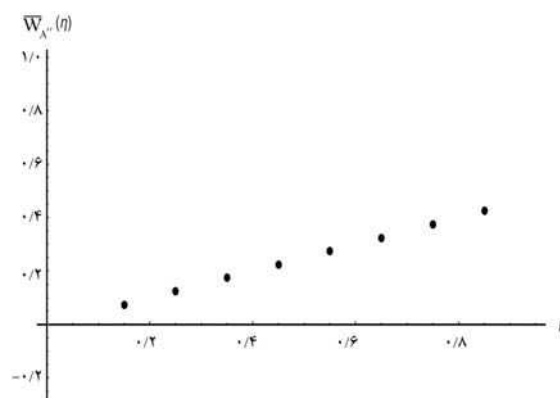
$$\bar{w}_1''(\xi) = \bar{M}(\xi) - h^2 \bar{q}(\xi) + \left(\frac{A\xi + B}{2h} \right) \quad (24)$$

بدین ترتیب، معادله‌ی انتگرالی حاکم بر تیر نانو، به سه معادله‌ی انتگرالی مجزاء تبدیل و یکی از آن‌ها محاسبه شد. درگام بعد، ابتدا از روش عددی نیستروم برای حل دو معادله‌ی ۲ - ۲۳ و ۳ - ۲۳ مطابق رابطه‌ی ۲۵ استفاده شده است:

$$\int_0^1 e^{-\frac{1\xi-\eta}{h}} \bar{w}_1''(\eta) d\eta = \xi^n \quad (n = 0, 1) \quad (25)$$

جدول ۱. نتایج حل دستگاه معادلات 20° به ازاء: $h = 1^\circ$ ، $m = 1^\circ$ و $n = 1^\circ$.

η_j	$\bar{w}_A''(\eta_j)$
$0/05$	$-4/7292$
$0/15$	$0/0745$
$0/25$	$0/1249$
$0/35$	$0/1749$
$0/45$	$0/2248$
$0/55$	$0/2748$
$0/65$	$0/3247$
$0/75$	$0/3747$
$0/85$	$0/4247$
$0/95$	$9/9790$



شکل ۳. تابع پاسخ معادله‌ی انتگرالی 25 با روش عددی نیستروم به ازاء: $h = 1^\circ$ ، $m = 1^\circ$ و $n = 1^\circ$.

که در آن، n توان ξ است، که می‌تواند 0 یا 1 باشد. مشابه رابطه‌ی 17 می‌توان رابطه‌ی 26 را نوشت:

$$\sum_{j=1}^m e^{-\frac{|\xi_i - \eta_j|}{h}} \bar{w}''(\eta_j) = \frac{\xi_i^n}{\Delta\eta} \quad (n = 0, 1); \quad (i = 1, \dots, m) \quad (26)$$

که در آن $\Delta\eta$ مطابق رابطه‌ی 27 محاسبه می‌شود:

$$\Delta\eta = \frac{1 - 0}{m} = \frac{1}{m}; \quad \begin{cases} \eta_j = \frac{1}{m} \left(j - \frac{1}{2} \right) \\ \xi_i = \frac{1}{m} \left(i - \frac{1}{2} \right) \end{cases}; \quad (27)$$

در ادامه، دستگاه معادلات خطی 20 برای چند حالت مختلف m ، h و n حل شده و نتایج آن که همان $\{y(t_j)\}$ است، در جدول 1 ارائه شده است. نخست فرض شده است: $h = 1^\circ$ ، $m = 1^\circ$ و $n = 1^\circ$. در این حالت با توجه به رابطه‌ی $23-2$ ، $\bar{w}_A'' = \bar{w}_A''$ است.

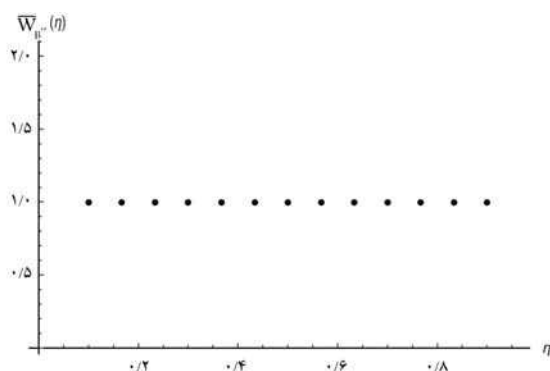
ترسیم خروجی‌های جدول 1 ، در دستگاه مختصات، نقاطی از تابع $\bar{w}_A''(\eta_j)$ را مطابق شکل 3 به دست داده است.

در ادامه، مطابق جدول 2 ، فرض شده است که: $h = 0/5^\circ$ ، $m = 15$ و $n = 0$. در این حالت با توجه به رابطه‌ی $23-3$ ، $\bar{w}_B'' = \bar{w}_B''$ است.

رسم خروجی‌های جدول 2 ، در دستگاه مختصات، نقاطی از تابع $\bar{w}_B''(\eta_j)$ در شکل 4 مشاهده می‌شود.

جدول ۲. نتایج حل دستگاه معادلات 20° به ازاء: $h = 0/5^\circ$ ، $m = 15$ و $n = 0$.

η_j	$\bar{w}_B''(\eta_j)$
$0/333$	$7/9993$
$0/1000$	$0/9985$
$0/1667$	$0/9985$
$0/2333$	$0/9985$
$0/3000$	$0/9985$
$0/3667$	$0/9985$
$0/4333$	$0/9985$
$0/5000$	$0/9985$
$0/5667$	$0/9985$
$0/6333$	$0/9985$
$0/7000$	$0/9985$
$0/7667$	$0/9985$
$0/8333$	$0/9985$
$0/9000$	$0/9985$
$0/9667$	$7/9993$



شکل ۴. تابع پاسخ معادله‌ی انتگرالی 25 با روش عددی نیستروم به ازاء: $h = 0/5^\circ$ ، $m = 15$ و $n = 0$.

در نتایج دو نمونه‌ی اخیر مشاهده می‌شود که تمامی خروجی‌ها به جز خروجی‌های اول و آخر، روی یک تابع ثابت یا خطی قرار دارند. در هر حل دستگاه معادلات نیز فقط اولین و آخرین داده، به ترتیب بسیار بزرگ و بسیار کوچک هستند. این رفتار بسیار شبیه به رفتار تابع دلتای دیراک^{۲۹} است. تابع دلتای دیراک، در یک نقطه‌ی مشخص به سمت بی‌نهایت میل می‌کند و در سایر نقاط صفر است.^[۳۴] بنابراین، اگر در تابع پاسخ معادله‌ی انتگرالی 25 ، در دو سر بازه‌ی $[0, 1]$ ، دو تابع دلتای دیراک در نظر گرفته شود، احتمالاً توجیه‌کننده‌ی خوبی برای رفتار تابع پاسخ است. از سوی دیگر، با توجه به شکل‌های 3 و 4 ، در نقاط میانی، احتمالاً تابع پاسخ، یک تابع چندجمله‌یی نیز دارد. با توجه به حدس‌های اخیر، تابع کلی 28 به عنوان پاسخ دقیق معادله‌ی انتگرالی 25 برای $n = 0$ ، 1 پیشنهاد شده

است:

$$\bar{w}''(\eta) = a\eta^2 + b\eta + c + d\delta(\eta) + f\delta(\eta - 1) \quad (28)$$

با جای‌گذاری تابع ۲۸ در رابطه‌ی انتگرالی ۲۵ و هم‌ارز قراردادن حاصل انتگرال با سمت راست تساوی، می‌توان تابع پاسخ را مطابق رابطه‌ی ۲۹ به‌دست آورد:

$$\begin{aligned} \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} [a\eta^2 + b\eta + c + d\delta(\eta) + f\delta(\eta - 1)] d\eta \\ = a \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \eta^2 d\eta + b \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \eta d\eta \\ + c \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} d\eta + d \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \delta(\eta) d\eta \\ + f \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \delta(\eta - 1) d\eta \end{aligned} \quad (29)$$

به روش انتگرال‌گیری جز به جز، می‌توان روابط ۳۰ الی ۳۲ را نتیجه گرفت:

$$\begin{aligned} \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \eta^2 d\eta &= \int_0^\xi e^{-\frac{(\xi-\eta)}{h}} \eta^2 d\eta + \int_\xi^1 e^{-\frac{(\eta-\xi)}{h}} \eta^2 d\eta \\ &= 2\xi^2 h + 4\xi h^2 - he^{\frac{(\xi-1)}{h}} - 2h^2 e^{\frac{(\xi-1)}{h}} \\ &\quad - 2h^2 e^{\frac{(\xi-1)}{h}} - 2h^2 e^{-\frac{\xi}{h}} \end{aligned} \quad (30)$$

$$\begin{aligned} \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \eta d\eta &= \int_0^\xi e^{-\frac{(\xi-\eta)}{h}} \eta d\eta + \int_\xi^1 e^{-\frac{(\eta-\xi)}{h}} \eta d\eta \\ &= 2\xi h - \left(h + h^2\right) e^{\frac{(\xi-1)}{h}} + h^2 e^{-\frac{\xi}{h}} \end{aligned} \quad (31)$$

$$\begin{aligned} \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} d\eta &= \int_0^\xi e^{-\frac{(\xi-\eta)}{h}} d\eta + \int_\xi^1 e^{-\frac{(\eta-\xi)}{h}} d\eta \\ &= 2h - he^{\frac{(\xi-1)}{h}} - he^{-\frac{\xi}{h}} \end{aligned} \quad (32)$$

در مورد تابع‌های دلتای دیراک نیز براساس خواص آن، نتایج ۳۳ و ۳۴ در دسترس قرار می‌گیرد: [۳۴]

$$\int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \delta(\eta) d\eta = \frac{1}{h} e^{-\frac{\xi}{h}} \quad (33)$$

$$\int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \delta(\eta - 1) d\eta = \frac{1}{h} e^{\frac{(\xi-1)}{h}} \quad (34)$$

اکنون با روی هم‌گذاری معادله‌های ۳۰ الی ۳۴ و با توجه به معادله‌ی انتگرالی ۲۹، می‌توان پاسخ را به‌دست آورد (معادله‌ی ۳۵):

$$\begin{aligned} \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} [a\eta^2 + b\eta + c + d\delta(\eta) + f\delta(\eta - 1)] d\eta \\ = a \left(2\xi^2 h + 4\xi h^2 - he^{\frac{(\xi-1)}{h}} - 2h^2 e^{\frac{(\xi-1)}{h}} \right. \\ \left. - 2h^2 e^{\frac{(\xi-1)}{h}} - 2h^2 e^{-\frac{\xi}{h}} \right) \\ + b \left(2\xi h - \left(h + h^2\right) e^{\frac{(\xi-1)}{h}} + h^2 e^{-\frac{\xi}{h}} \right) \\ + c \left(2h - he^{\frac{(\xi-1)}{h}} - he^{-\frac{\xi}{h}} \right) + d \left(\frac{e^{-\frac{\xi}{h}}}{h} \right) + f \left(\frac{e^{\frac{(\xi-1)}{h}}}{h} \right) \end{aligned} \quad (35)$$

در نتیجه پس از مرتب‌کردن عبارت‌های مشابه در رابطه‌ی ۳۵، می‌توان رابطه‌ی ۳۶ را نوشت:

$$\begin{aligned} \int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} [a\eta^2 + b\eta + c + d\delta(\eta) + f\delta(\eta - 1)] d\eta \\ = 2ah\xi^2 + 2bh\xi + \left(4ah^2 + 2ch \right) \\ + \left(-2ah^2 + bh^2 - ch + \frac{d}{h} \right) e^{-\frac{\xi}{h}} \\ + \left(-ch - ah - 2ah^2 - 2ah^2 - b(h + h^2) + \frac{f}{h} \right) e^{\frac{(\xi-1)}{h}} \equiv \xi^n \end{aligned} \quad (36)$$

که در آن، n برابر با ۰ یا ۱ است. در ادامه، پاسخ دو معادله‌ی انتگرالی ۲-۲۳ و ۳-۲۳ مطابق رابطه‌های ۳۷ و ۳۸ به‌دست آمده‌اند:

$$\int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \bar{w}_A''(\eta) d\eta = \xi \quad (37)$$

$$\begin{aligned} 2ah\xi^2 + 2bh\xi + \left(4ah^2 + 2ch \right) \\ + \left(-2ah^2 + bh^2 - ch + \frac{d}{h} \right) e^{-\frac{\xi}{h}} \\ + \left(-ch - ah - 2ah^2 - 2ah^2 - b(h + h^2) + \frac{f}{h} \right) e^{\frac{(\xi-1)}{h}} \\ \equiv \xi \end{aligned} \quad (38)$$

با هم‌ارز قرار دادن دو سمت رابطه‌ی ۳۸، می‌توان معادلات ۳۹ را نتیجه گرفت:

$$\begin{cases} 2ah = 0 \Rightarrow a = 0 \\ 2bh = 1 \Rightarrow b = \frac{1}{2h} \\ 4ah^2 + 2ch = 0 \Rightarrow c = 0 \\ -2ah^2 + bh^2 - ch + \frac{d}{h} = 0 \Rightarrow d = -h \\ -ch - ah - 2ah^2 - 2ah^2 - b(h + h^2) + \frac{f}{h} = 0 \\ \Rightarrow f = 1 + h \end{cases} \quad (39)$$

و تابع پاسخ دقیق به‌صورت رابطه‌ی ۴۰ درمی‌آید:

$$\bar{w}_A''(\xi) = \frac{\xi}{2h} - h\delta(\xi) + (1+h)\delta(\xi - 1) \quad (40)$$

در مورد معادله‌ی دوم نیز می‌توان رابطه‌ی ۴۱ را نوشت:

$$\int_0^1 e^{-\frac{|\xi-\eta|}{h}} \bar{w}_B''(\eta) d\eta = 1 \quad (41)$$

بنابراین، رابطه‌ی ۴۲ به‌دست خواهد آمد:

$$\begin{aligned} 2ah\xi^2 + 2bh\xi + \left(4ah^2 + 2ch \right) \\ + \left(-2ah^2 + bh^2 - ch + \frac{d}{h} \right) e^{-\frac{\xi}{h}} \\ + \left(-ch - ah - 2ah^2 - 2ah^2 - b(h + h^2) + \frac{f}{h} \right) e^{\frac{(\xi-1)}{h}} \\ \equiv 1 \end{aligned} \quad (42)$$

به‌طور مشابه، ثابت‌های مجهول با هم‌ارز قراردادن دو سمت رابطه‌ی ۴۲، روابط ۴۳ به‌دست آمده‌اند:

با جای‌گذاری رابطه‌های ۱-۴۷ و ۳-۴۷ در معادله‌ی ۴۶، معادله‌ی ۴۸ به‌دست آمد:

$$\bar{w}''(\xi) = C_2 + C_1\xi + \int_0^\xi (\xi - t)\bar{q}(t)dt - h^2\bar{q}(\xi) + \beta_1\delta(\xi) + \beta_2\delta(\xi - 1) \quad (48)$$

در ادامه، با دو مرتبه انتگرال‌گیری از معادله‌ی ۴۸، تابع‌های شیب (رابطه‌ی ۴۹) و خیز (رابطه‌ی ۵۰) به‌دست آمدند:

$$\bar{w}'(\xi) = C_2 + C_1\xi + \frac{C_1\xi^2}{2} + \frac{1}{2}\int_0^\xi (\xi - t)^2\bar{q}(t)dt - h^2\int_0^\xi \bar{q}(t)dt + \beta_1H(\xi) + \beta_2H(\xi - 1) \quad (49)$$

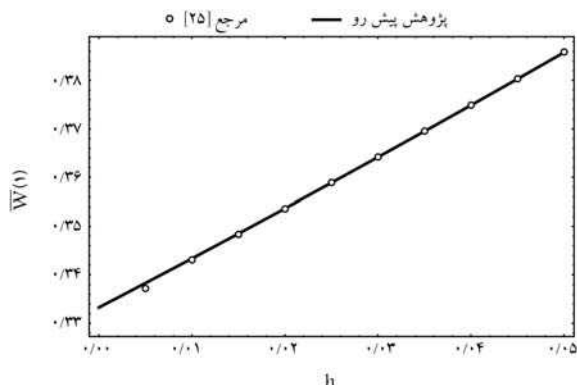
$$\bar{w}(\xi) = C_2\xi + C_1\frac{\xi^2}{2} + \frac{C_1\xi^3}{6} + \frac{1}{6}\int_0^\xi (\xi - t)^3\bar{q}(t)dt - h^2\int_0^\xi (\xi - t)\bar{q}(t)dt + \beta_1\xi H(\xi) + \beta_2(\xi - 1)H(\xi - 1) \quad (50)$$

رابطه‌ی ۵۰، تابع فرم بسته‌ی خیز تیر نانو است، که ۴ ثابت مجهول دارد؛ که پس از تعیین شرایط مرزی و بارگذاری تیر نانو تعیین می‌شوند. در بخش بعد، از رابطه‌ی اخیر برای تعیین خیز تیرهای نانو در شرایط مرزی و بارگذاری‌های مختلف استفاده شده است.

۵. نتایج عددی و تحلیل آن‌ها

در بخش حاضر، معادله‌ی ۵۰ برای چند حالت شرایط مرزی و تابع بارگذاری تعیین شده است. در بخش اول، نمودار تغییرات خیز یک نقطه از تیر نانو با پارامتر غیرموضعی ترسیم و با نتایج مشابه در مرجع [۱۹] مقایسه شده است (شکل‌های ۵ الی ۱۱). در بخش دوم، نمودار خیز تیرهای نانو در شرایط مرزی مختلف ترسیم شده‌اند (شکل‌های ۱۲ الی ۱۷). نکته‌ی مهم نمودارهای ذکرشده آن است که برای نخستین بار آن‌ها براساس تابع هسته‌ی نمایی طبیعی به‌دست آمده‌اند.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، نقطه‌های نمودار شکل ۵ مربوط به نتایج عددی [۱۹] و نمودار پررنگ به معادله‌ی به‌دست‌آمده براساس رابطه‌ی ۵۰ اشاره می‌کند.



شکل ۵. خیز نقطه‌ی پایانی تیر یک سرگیردار زیر بار متمرکز انتهایی بر اساس معادله‌ی ۵۰ و مرجع [۱۹].

$$\begin{cases} 2ah = 0 \Rightarrow a = 0 \\ 2bh = 0 \Rightarrow b = 0 \\ 4ah^2 + 2ch = 1 \Rightarrow c = \frac{1}{2h} \\ -2ah^2 + bh^2 - ch + \frac{d}{2} = 0 \Rightarrow d = 1 \\ -ch - ah - 2ah^2 - 2ah^2 - b(h + h^2) + \frac{f}{2} = 0 \\ \Rightarrow f = 1 \end{cases} \quad (43)$$

و سپس تابع پاسخ به‌صورت رابطه‌ی ۴۴ نوشته شده است:

$$\bar{w}_B''(\xi) = \frac{1}{2h} + \delta(\xi) + \delta(\xi - 1) \quad (44)$$

تابع‌های به‌دست‌آمده، پاسخ‌های دقیق و صریح معادله‌های انتگرالی ۲-۲۳ و ۳-۲۳ هستند. در بخش بعدی، پاسخ‌های به‌دست‌آمده ترکیب شده و تابع انحنا و خیز تیر نانو نیز به‌دست آمده است. شایان ذکر است که پاسخ‌های تحلیلی مندرج در دو رابطه‌ی ۴۰ و ۴۴، برای نخستین بار است که به‌دست آمده و گزارش شده‌اند. در پژوهش فرناندز و همکاران (۲۰۱۶)، [۱۹] فقط پاسخ عددی معادله‌های انتگرالی و آن هم در یک نقطه از تیر به‌دست آمده است.

۴. یافتن تابع خیز تیر نانو

تا اینجا پاسخ تمام معادلات انتگرالی رابطه‌های ۱-۲۳، ۲-۲۳ و ۳-۲۳ به‌دست آمده است. بنابراین می‌توان براساس تابع‌های مندرج در سه رابطه‌ی ۲۴، ۴۰ و ۴۴، و همچنین، براساس رابطه‌ی ۲۱، به تابع خیز دست یافت (رابطه‌ی ۴۵). تابع انحناء شامل تابع دلتای دیراک و تابع‌های شیب و خیز دارای تابع هوی‌ساید هستند.

$$\begin{aligned} \bar{w}''(\xi) &= \bar{w}_1''(\xi) - A\bar{w}_A''(\xi) - B\bar{w}_B''(\xi) \\ &= \left[\bar{M}(\xi) - h^2\bar{q}(\xi) + \left(\frac{A\xi + B}{2h} \right) \right] \\ &\quad - A \left[\frac{\xi}{2h} - h\delta(\xi) + (1 + h)\delta(\xi - 1) \right] \\ &\quad - B \left[\frac{1}{2h} + \delta(\xi) + \delta(\xi - 1) \right] = \bar{M}(\xi) - h^2\bar{q}(\xi) \\ &\quad + (Ah - B)\delta(\xi) - [A(h + 1) + B]\delta(\xi - 1) \end{aligned} \quad (45)$$

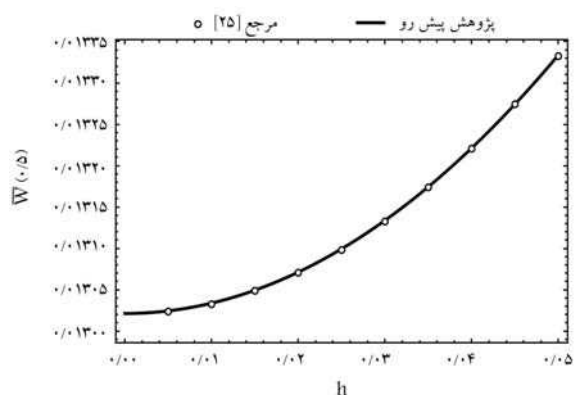
به عبارت دیگر، رابطه‌ی اخیر مطابق رابطه‌ی ۴۶ خلاصه شده است:

$$\bar{w}''(\xi) = \bar{M}(\xi) - h^2\bar{q}(\xi) + \beta_1\delta(\xi) + \beta_2\delta(\xi - 1) \quad (46)$$

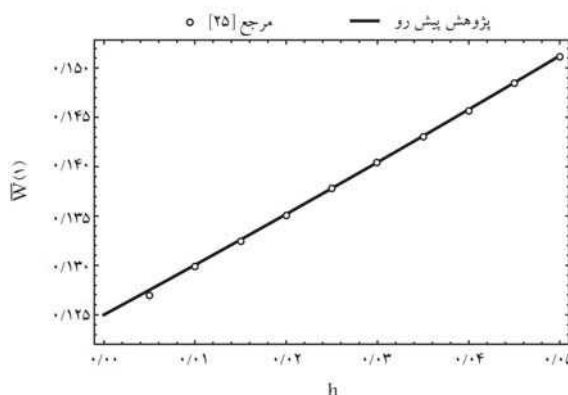
$$\begin{cases} \beta_1 = Ah - B \\ \beta_2 = -[A(h + 1) + B] \end{cases}$$

که در آن، A و B به کمک رابطه‌های (۲-۱۶) و (۳-۱۶) محاسبه می‌شوند. براساس رابطه‌ی دیفرانسیلی میان بار خارجی و لنگر خمشی می‌توان روابط ۴۷ (الی ۳) را نوشت:

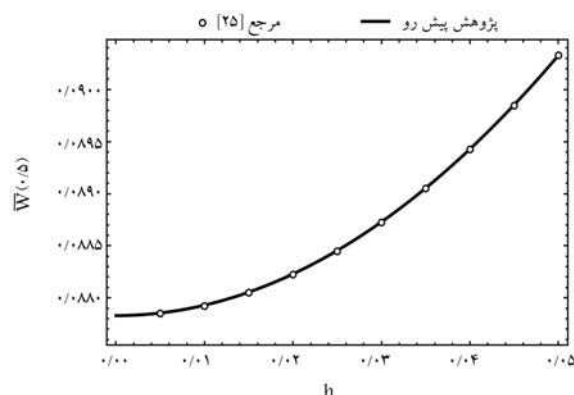
$$\begin{cases} \bar{q}(\xi) = \frac{d^2\bar{M}}{d\xi^2} & (47-1) \\ \bar{V}(\xi) = C_1 + \int_0^\xi \bar{q}(t)dt & (47-2) \\ \bar{M}(\xi) = C_2 + C_1\xi + \int_0^\xi (\xi - t)\bar{q}(t)dt & (47-3) \end{cases}$$



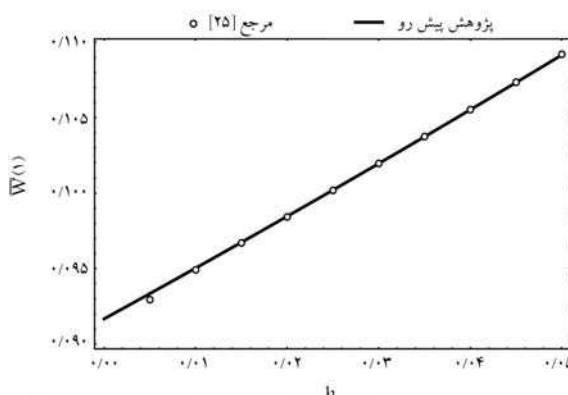
شکل ۹. خیز نقطه‌ی میانی تیر دو سر مفصل زیر بار گسترده‌ی یکنواخت براساس معادله‌ی ۵° و مرجع [۱۹].



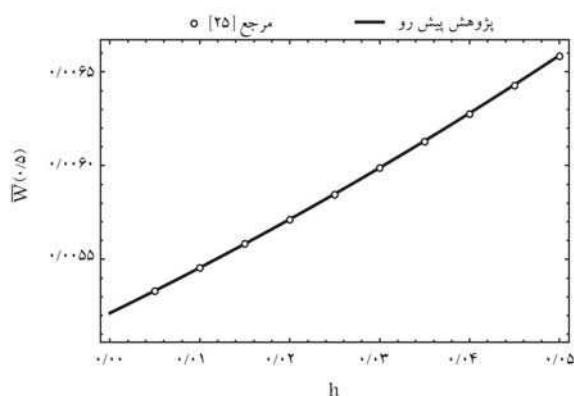
شکل ۶. خیز نقطه‌ی پایانی تیر یک سرگیردار زیر بار گسترده‌ی یکنواخت براساس معادله‌ی ۵° و مرجع [۱۹].



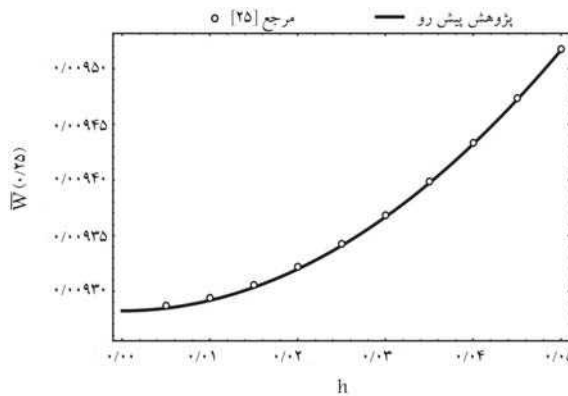
شکل ۱۰. خیز نقطه‌ی میانی تیر دو سر مفصل زیر بار گسترده‌ی کسینوسی به معادله‌ی $\bar{q}(\xi) = 2\pi^2 \cos(2\pi\xi)$ و براساس معادله‌ی ۵° و مرجع [۱۹].



شکل ۷. خیز نقطه‌ی پایانی تیر یک سرگیردار زیر بار گسترده‌ی مثلثی به معادله‌ی $\bar{q}(\xi) = \xi$ بر اساس معادله‌ی ۵° و مرجع [۱۹].



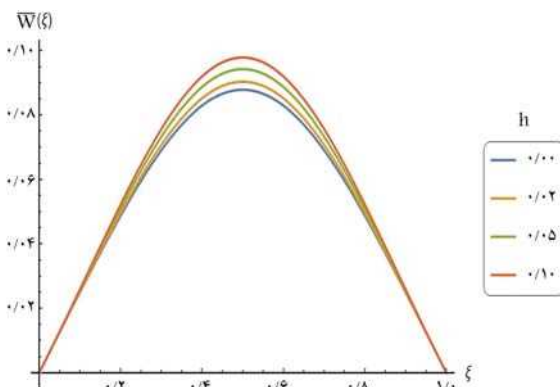
شکل ۱۱. خیز نقطه‌ی میانی تیر یک سرگیردار یک سر مفصل زیر بار گسترده‌ی یکنواخت براساس معادله‌ی ۵° و مرجع [۱۹].



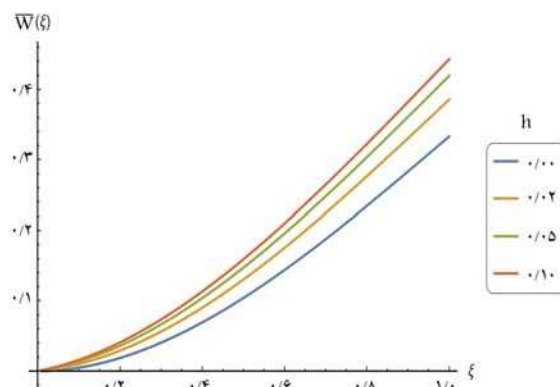
شکل ۸. خیز نقطه‌ی ۱/۴ تیر دو سر مفصل زیر بار گسترده‌ی یکنواخت براساس معادله‌ی ۵° و مرجع [۱۹].

در ادامه، با توجه به نمودارهای شکل‌های ۵ الی ۱۷، نتایجی استخراج شده است. در ابتدا، براساس شکل‌های ۵ الی ۱۷ آشکار است که با افزایش پارامتر غیرموضعی، خیز تیر افزایش یافته است. اگر فرض شود جنس و ابعاد سطح مقطع تیر نانو ثابت باشد، عامل افزایش پارامتر غیرموضعی، فقط کاهش طول تیر است. از طرفی می‌توان نتیجه گرفت که برخلاف نظریه‌ی کلاسیک، با کاهش طول تیر نانو،

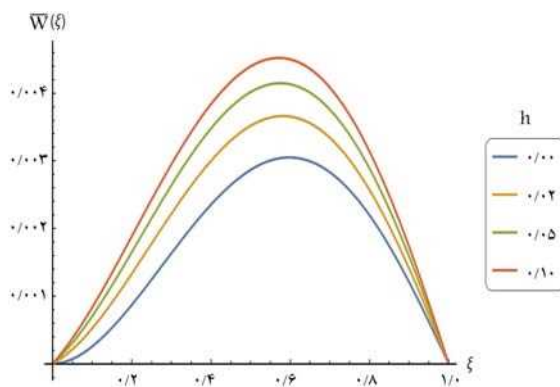
در نمودارهای اخیر، محور قائم مربوط به خیز بی‌بعد نقطه‌ی مشخصی از تیر نانو و محور افقی نشان‌دهنده‌ی پارامتر غیرموضعی بی‌بعد است. همان‌طور که در تمام آن‌ها مشاهده می‌شود، نتایج به‌دست‌آمده براساس حل معادله‌ی ۵° منطبق بر نتایج عددی مرجع [۱۹] بوده است. در ادامه، نمودارهای خیز تیرهای نانو با شرایط مرزی و بارگذاری‌های مختلف ارائه شده‌اند.



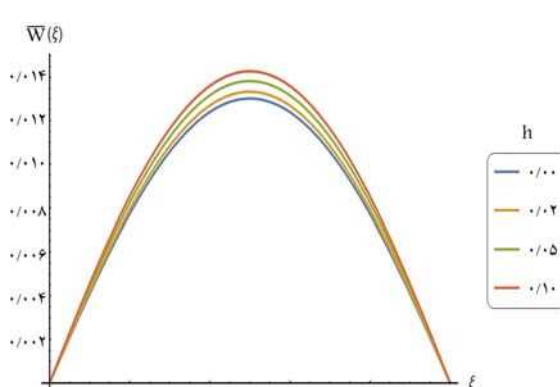
شکل ۱۵. نمودار خیز تیر دو سر مفصل زیر بار گسترده‌ی کسینوسی به معادله‌ی $\bar{q}(\xi) = 2\pi^2 \cos(2\pi\xi)$ و براساس معادله‌ی ۵۰.



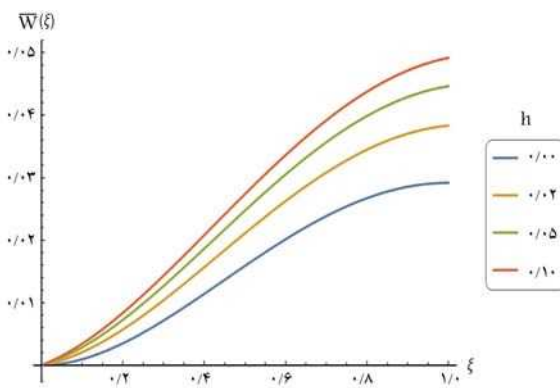
شکل ۱۲. نمودار خیز تیر یک سر گیردار زیر بار متمرکز انتهایی براساس معادله‌ی ۵۰.



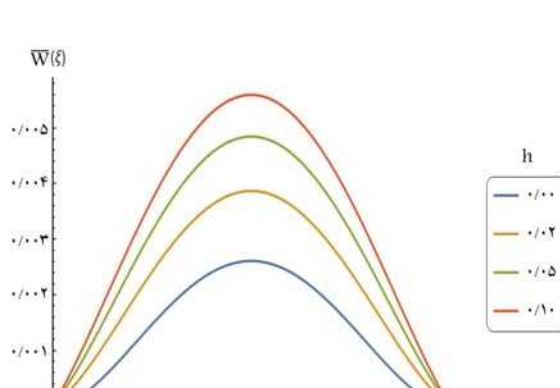
شکل ۱۶. نمودار خیز تیر یک سر گیردار یک سر مفصل زیر بار گسترده‌ی مثلثی به معادله‌ی $\bar{q}(\xi) = \xi$ براساس معادله‌ی ۵۰.



شکل ۱۳. نمودار خیز تیر دو سر مفصل زیر بار گسترده‌ی یک‌نواخت براساس معادله‌ی ۵۰.



شکل ۱۷. نمودار خیز تیر یک سر گیردار یک سر برش آزاد زیر بار گسترده‌ی مثلثی به معادله‌ی $\bar{q}(\xi) = \xi$ براساس معادله‌ی ۵۰.



شکل ۱۴. نمودار خیز تیر دو سر گیردار زیر بار گسترده‌ی یک‌نواخت براساس معادله‌ی ۵۰.

ایجاد می‌شود. این تذکر لازم است، که مطابق رابطه‌ی ۴۹، تابع شیب تیر نانو، دو تابع هوی‌ساید در دوانتهای خود دارد. تابع هوی‌ساید به صورت رابطه‌ی ۵۱ تعریف می‌شود: [۳۴]

$$H(\xi) = \int_{-\infty}^{\xi} \delta(\xi) d\xi \quad (51)$$

که براساس آن، مقدار تابع هوی‌ساید به ازاء مقادیر مثبت، ۱؛ به ازاء مقادیر

خیز آن متناسباً کاهش نیافته و در نتیجه مجموعاً، خیز تیر افزایش پیدا کرده است. در ادامه، به علت تناقضی که در شکل‌های ۱۲، ۱۴، ۱۶ و ۱۷ رخ داده است، اشاره شده است. براساس شکل‌های مذکور، کاملاً مشهود است که شیب تیر نانو در تکیه‌گاه‌ها صفر نیست. این در حالی است که در تیرهای نانو، تکیه‌گاه گیردار یا برش‌آزاد وجود دارد. این تناقض فقط به هنگام استفاده از تابع هسته‌ی نمایی طبیعی

منفی، $^{\circ}$ ؛ و به ازاء $^{\circ}$ مساوی $1/2$ است. این ناپیوستگی تابع هوی ساید در نقطه‌یی که مقدار کمانک جلوی آن را صفر می‌کند، باعث ایجاد تناقض مذکور در تیرهایی می‌شود که دست‌کم یکی از دو انتهای آن‌ها، شرط مرزی شیب صفر را دارند.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، نظریه‌ی غیرموضعی گرادیان تنش ارینگن،^[۱] برای تحلیل تیر نانو اویلر - برنولی استفاده شده است، که برای تیرهای نانو منجر به معادله‌ی انتگرالی شد؛ که برای تابع هسته‌ی آن، تابع نمایی طبیعی در نظر گرفته شد. در ادامه، برای نخستین بار، پاسخ معادله‌ی انتگرالی اخیر و معادله‌ی دیفرانسیل معادل آن، مستقیماً و با ترکیب روش‌های عددی نیستروم و روش‌های تحلیلی در دسترس قرار گرفت.

بر این اساس، ابتدا مبانی نظری تئوری کشسانی غیرموضعی گرادیان تنش و معادله‌ی انتگرالی مزبور تشریح و سپس مبانی ریاضی حل یک معادله‌ی انتگرالی به روش عددی نیستروم ارائه و از آن، برای حل عددی معادلات انتگرالی حاکم بر تیرهای نانو استفاده شده است. در گام بعدی، با توجه به نتایج روش عددی نیستروم، روش تحلیلی حل معادله‌ی انتگرالی دنبال شد و تابع انحناء و سپس تابع خیز تیر نانو با فرم بسته به دست آمد. همچنین، برای اطمینان از درستی رابطه‌ی نهایی، رابطه‌ی به دست آمده برای تیرهای نانو با شرایط مرزی و بارگذاری‌های مختلف استفاده و نتایج آن با یافته‌های پیشین مقایسه شده است. شایان ذکر است، در پی آشکار شدن تناقضی در نتایج عددی، علت آن تناقض نیز روشن شد. به دست آوردن تابع پاسخ دقیق در مقایسه با روش‌های عددی، این امکان را در اختیار پژوهشگران قرار می‌دهد که بتوانند با دقت‌های بالاتر و با صرف زمان کمتر و بدون نیاز به روش‌های طولانی عددی به تحلیل تیرهای نانو بپردازند.

پانویس‌ها

1. Eringen
2. Romano & Barretta
3. Mindlin
4. Papargyri
5. Nilsson
6. Atomic Force Microscopy
7. Patti
8. Sapsathiarn & Rajapakse
9. Shenoy & Miller
10. Sumelka & Stempin
11. Kröner
12. Eringen
13. Edelen
14. Bessel Functions
15. Peddieson
16. Shindo & Wang
17. Wang & Liew
18. Abu-Hilal
19. Fernandez-Saez
20. Kukla & Zamojska
21. Yuan
22. Kiani & Žur
23. Tuna & Kirca
24. Romano & Barretta
25. Nyström
26. Volterra and Fredholm Integral Equations
27. Eringen
28. Polyanin & Manzhirov
29. Dirac Delta Function

منابع (References)

1. Eringen, A.C., 1983. On differential equations of nonlocal elasticity and solutions of screw dislocation and surface waves. *Journal of Applied Physics*, 54(9), pp. 4703-

4710. doi.org/10.1063/1.332803.
2. Romano, G. and Barretta, R., 2017. Stress-driven versus strain-driven nonlocal integral model for elastic nanobeams. *Composites Part B: Engineering*, 114, pp. 184-188. doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.01.008.
3. Mindlin, R.D., 1964. Micro-structure in linear elasticity. *Archive for Rational Mechanics and Analysis*, 16(1), pp. 51-78. doi.org/10.1007/BF00248490.
4. Papargyri-Beskou, S., Tsepoura, K.G., Polyzos, D. and Beskos, D., 2003. Bending and stability analysis of gradient elastic beams. *International Journal of Solids and Structures*, 40(2), pp. 385-400. doi.org/10.1016/S0020-7683(02)00522-X.
5. Sapsathiarn, Y. and Rajapakse, R.K.N.D., 2012. A model for large displacements of nanobeams and experimental comparison. *IEEE Transactions on Nanotechnology*, 11(2), pp. 247-254. doi.org/10.1109/TNANO.2011.2160457.
6. Miller, R.E. and Shenoy, V.B., 2000. Size-dependent elastic properties of nanosized structural elements. *Nanotechnology*, 11(3), pp. 139-147. doi.org/10.1088/0957-4484/11/3/301.
7. Nilsson, S.G., Sarwe, E.L. and Montelius, L., 2003. Fabrication and mechanical characterization of ultrashort nanocantilevers. *Applied Physics Letters*, 83(5), pp. 990-992. doi.org/10.1063/1.1592303.
8. Nilsson, S.G., Borrisse, X. and Montelius, L., 2004. Size effect on Young's modulus of thin chromium cantilevers. *Applied Physics Letters*, 85(16), pp. 3555-3557. doi.org/10.1063/1.1807945.
9. Patti, A., Barretta, R., De Sciarra, F.M., Mensitieri, G., Menna, C. and Russo, P., 2015. Flexural properties of multi-wall carbon nanotube/polypropylene composites: Experimental investigation and nonlocal modeling. *Composite Structures*, 131, pp. 282-289. doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.05.002.

10. Stempin, P. and Sumelka, W., 2020. Space-fractional Euler-Bernoulli beam model-theory and identification for silver nanobeam bending. *International Journal of Mechanical Sciences*, 186, pp. 111-119. doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2020.105902.
11. Kröner, E., 1967. Elasticity theory of materials with long cohesive forces. *International Journal of Solids and Structures*, 3(5), pp. 731-742. doi.org/10.1016/0020-7683(67)90049-2.
12. Eringen, A.C., 1972. Linear theory of nonlocal elasticity and dispersion of plane waves. *International Journal of Engineering Science*, 10(5), pp. 425-435. doi.org/10.1016/0020-7225(72)90050-X.
13. Eringen, A.C. and Edelen, D., 1972. On nonlocal elasticity. *International Journal of Engineering Science*, 10(3), pp. 233-248. doi.org/10.1016/0020-7225(72)90039-0.
14. Peddieson, J., Buchanan, G.R. and McNitt, R.P., 2003. Application of nonlocal continuum models to nanotechnology. *International Journal of Engineering Science*, 41(3-5), pp. 305-312. doi.org/10.1016/S0020-7225(02)00210-0.
15. Wang, Q. and Shindo, Y., 2006. Nonlocal continuum models for carbon nanotubes subjected to static loading. *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 1(4), pp. 663-680. doi.org/10.2140/jomms.2006.1.663.
16. Wang, Q. and Liew, K.M., 2007. Application of nonlocal continuum mechanics to static analysis of micro-and nano-structures. *Physics Letters A*, 363(3), pp. 236-242. doi.org/10.1016/j.physleta.2006.10.093.
17. Abu-Hilal, M., 2003. Forced vibration of Euler-Bernoulli beams by means of dynamic Green functions. *Journal of Sound and Vibration*, 267(2), pp. 191-207. doi.org/10.1016/S0022-460X(03)00178-0.
18. Ghannadial, A. and Mofid, M., 2014. Dynamic green function for response of timoshenko beam with arbitrary boundary conditions. *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 42(1), pp. 97-110. doi.org/10.1080/15397734.2013.836063.
19. Fernandez-Saez, J., Zaera, R., Loya, J.A. and Reddy, J., 2016. Bending of Euler-Bernoulli beams using Eringen's integral formulation: A paradox resolved. *International Journal of Engineering Science*, 99, pp. 107-116. doi.org/10.1016/j.ijengsci.2015.10.013.
20. Kukla, S. and Zamojska, I., 2007. Frequency analysis of axially loaded stepped beams by Green's function method. *Journal of Sound and Vibration*, 300(3-5), pp. 1034-1041. doi.org/10.1016/j.jsv.2006.07.047.
21. Kiani, K. and Pakdaman, H., 2018. Nonlocal vibrations and potential instability of monolayers from double-walled carbon nanotubes subjected to temperature gradients. *International Journal of Mechanical Sciences*, 144, pp. 576-599. doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2018.06.018.
22. Kiani, K. and Pakdaman, H., 2020. On the nonlocality of bilateral vibrations of single-layered membranes from vertically aligned double-walled carbon nanotubes. *Physica Scripta*, 95(3), p. 035221. doi.org/10.1088/1402-4896/ab43b6.
23. Yuan, Y., Xu, K. and Kiani, K., 2020. Torsional vibration of nonprismatically nonhomogeneous nanowires with multiple defects: Surface energy-nonlocal-integro-based formulations. *Applied Mathematical Modelling*, 82, pp. 17-44. doi.org/10.1016/j.apm.2020.01.030.
24. Kiani, K. and Žur, K.K., 2021. Vibrations of double-nanorod-systems with defects using nonlocal-integral-surface energy-based formulations. *Composite Structures*, 256, pp. 113028. doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.113028.
25. Tuna, M. and Kirca, M., 2016. Exact solution of Eringen's nonlocal integral model for bending of Euler-Bernoulli and Timoshenko beams. *International Journal of Engineering Science*, 105, pp. 80-92. doi.org/10.1016/j.ijengsci.2016.05.001.
26. Romano, G. and Barretta, R., 2016. Comment on the paper "Exact solution of Eringen's nonlocal integral model for bending of Euler-Bernoulli and Timoshenko beams" by Meral Tuna & Mesut Kirca. *International Journal of Engineering Science*, 100(109), pp. 240-242. doi.org/10.1016/j.ijengsci.2016.09.009.
27. Polyanin, P. and Manzhirov, A.V., 2008. *Handbook of Integral Equations*. Chapman and Hall/CRC. doi.org/10.1201/9781420010558.
28. Delves, L.M. and Mohamed, J.L., 1985. *Computational Methods for Integral Equations*. CUP Archive.
29. Abdou, M.A., Mohamed, K.J. and Ismail, A.S., 2002. Toeplitz matrix and product Nyström methods for solving the singular integral equation. *Le Matematiche*, 57(1), pp. 21-37.
30. Tong, M.S., Qian, Z.G. and Chew, W.C., 2010. Nyström method solution of volume integral equations for electromagnetic scattering by 3D penetrable objects. *IEEE Transactions on Antennas and Propagation*, 58(5), pp. 1645-1652. doi.org/10.1109/TAP.2010.2044350.
31. Occorsio, D. and Russo, M.G., 2014. Nyström methods for Fredholm integral equations using equispaced points. *Filomat*, 28(1), pp. 49-63. doi.org/10.2298/FIL1401049O.
32. Bremer, J. and Gimbutas, Z., 2012. A Nyström method for weakly singular integral operators on surfaces. *Journal of Computational Physics*, 231(14), pp. 4885-4903. doi.org/10.1016/j.jcp.2012.04.003.
33. Dick, J., Kritzer, P., Kuo, F.Y. and Sloan, I.H., 2007. Lattice-Nyström method for Fredholm integral equations of the second kind with convolution type kernels. *Journal of Complexity*, 23(4-6), pp. 752-772. doi.org/10.1016/j.jco.2007.03.004.
34. Kanwal, R.P., 2012. *Generalized Functions: Theory and Applications*. Springer Science & Business Media.

راهنمای نگارش مقالات مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف

مجله‌ی علمی و پژوهشی «شریف» از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه‌ی پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتلای سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه‌ی مجموعه‌ی مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدیع در زمینه‌های علمی و فنی بوده و در مجله‌ی دیگری به چاپ نرسیده باشند؛ مقاله‌های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات، ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می‌رسند.

۲. مقالات مبتنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفته، دارای یکی از مشخصات زیر:

۱.۲. با نقد و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظریه‌ی جدیدی پرداخته و به نتایج تازه‌ی دست یافته باشند.

۲.۲. به اختصار و در زمینه‌های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.

۳.۲. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار برجسته‌ی علمی و فنی باشند.

* مشخصات مقالات ارسالی:

مقاله به صورت دوستونی (طول سطر ۸٫۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تمامی معادلات، علائم ریاضی، رابطه‌ها الزاماً فقط در محیط MathType ارائه شود) و منضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنما به نشانی سایت مجله <http://journal.sharif.ir> به دفتر مجله ارسال شود.

* ضمن معرفی نویسنده مسؤول مقاله، نشانی پست الکترونیکی کلیه نویسندگان قید شود.

* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندگان و ذکر نویسنده مسؤول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندگان، نشانی پست الکترونیکی ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه، چکیده انگلیسی در حد یک صفحه A4 کامل (قلم Times فونت ۱۲) و کلمات کلیدی فارسی و انگلیسی ارائه شود.

* سایر اجزای اصلی مقاله، نظیر مقدمه، عناوین بخش‌های اصلی و زیربخش‌ها، نتیجه‌گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه -- با احتساب شکل و نمودار -- باشد.

* کلیه‌ی عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل‌ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل‌ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

نکته: از آنجا که مطالب مجله در ستون‌های ۸٫۵ سانتی‌متری آراسته می‌شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی‌متر با ضخامت کادر ۸px و خط نمودار ۶px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل‌ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 یا پسوندد JPG یا Tif امکان پذیر است.

* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متداول فارسی می‌باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه‌ی لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

یادآوری مهم و ضروری: با توجه به یکسان سازی شکل‌های کلیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کانتور (فشار، سرعت، تنش و...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل‌های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

* کلیه‌ی منابع مورد استفاده، شماره‌بندی (از شماره یک و به‌طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه منابع مورد استفاده به زبان انگلیسی ارائه شود. با توجه به مثال‌های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه‌ی (In Persian) داخل پاورقی قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples:

Journals:

Mirghafoori, S.H., Sadeghi Arani, Z. and Jafarnejad, A. "Forecasting success of commercialization of innovative ideas using artificial neural networks; the case of inventors and innovations in Yazd province", *Journal of Science and Technology Policy*, 4(1), pp. 63-76 (In Persian) (2011).

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G. "The preforation of circular plat with four sided pyramidally - headed square-section punches", *Int. J. of Mech. Sci.*, 20 (3), pp.801-820 (1990).

Books:

Hindmarsh, J. "The electrical-circuit viewpoint", *In Electrical Machines and their Applications*, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp. 57-130, Pergamon Press, Oxford, UK (1975).

Proceedings and reports:

Walker, L.K. and Morgan, J.R. "Field performance of firm silty clay", *9th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, 1, Tokyo, Japan, pp.341-346 (1977).

Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. "Design and construction of stone columns", Report SCEGIT 83-10, Georgia Inst. of Tech., Atlanta, GA, submitted to Fed. Highway Admin (1983).

Bhandari, R.K.M. "Behavior of tank founded on soil reinforced with stone columns", *VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Helsinki (1983).

nanobeams which claims that the stress tensor is associated with the strain tensor by a linear integral transformation. The kernel function of the transformation contains an attenuation function. Several candidates have been proposed for the attenuation function. In this paper, the exponential attenuation function is utilized and the corresponding integral equation is solved directly. To do so, two different methods of the Nystrom numerical method and analytical method are employed, respectively. The Nystrom numerical method is one of the numerical solutions that is extensively utilized to solve different integral equations. This method builds up a linear system of equations that is conveniently solved by the computational programs. Next, the function of the answer is predicted and then examined by the analytical method. In fact, the analytical method is the determination of the unknown constants to justify the integral equation by inserting the mentioned probable answer in the integral equation and putting both sides equivalent to each other. At last, the displacement and curvature

function of the nanobeam is determined according to the answer of the integral equation so that the mentioned integral equation converts to an equivalent differential equation that is newly proposed. On the other hand, the resultant displacement function is a closed-form function that contains some constants that should be found by utilizing the boundary conditions of the nanobeam. For the sake of verification, the offered function is employed to determine the dimensionless displacement of a specified point of the beam and compare it with the results given in the previously proposed papers. Additionally, the mentioned function is employed to analyze several nanobeams with new boundary conditions and load functions. Then, the displacement function is plotted. Lastly, a contradiction is also determined based on the displacement graphs in the previous section.

Key Words: Stress gradient elasticity theory, nystrom method, fredholm's integral equation, numerical method, equivalent differential equation.

under earthquake records shows that using the modified model instead of the model presented in the seismic code leads to responses with appropriate accuracy. In addition, by using the modified model, the time required for the time history analysis is noticeably reduced, which is important in research studies.

Key Words: Moment resisting frame, fishbone model, nonlinear soil-structure interaction, seismic performance, distributed winker springs.

A NUMERICAL ASSESSMENT OF THE HORIZONTAL SEISMIC COEFFICIENT FOR SOIL-NAILED WALLS

S. Karimi

saberkarimi@stu.yazd.ac.ir

M. Hazeghian (corresponding author)

m.hazeghian@yazd.ac.ir

K. Barkhordari

kbarkhordari@yazd.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Yazd University

DOI:10.24200/J30.2024.62608.3235

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 151-163, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 19 June 2023; received in revised form 18 December 2023; accepted 23 January 2024.

Abstract

It is the objective of the present study to present a methodology for determining the horizontal seismic coefficient for soil-nailed walls based on numerical non-linear dynamic analysis. As a first step, two verification tests were simulated in order to validate the numerical modeling methodology and assumptions both in static and dynamic modes. The static validation phase involved simulating the soil-nailed wall in the Clouterre project and comparing numerical and measured profiles of horizontal displacement after excavation. The dynamic validation phase included a shaking table test on a soil-nailed wall, followed by a comparison of numerical and experimental profiles of the horizontal displacement of the wall at the end of the seismic loading. Afterwards, an in-depth explanation of the numerical modeling methodology used to calculate the seismic coefficient for soil-nailed walls was provided. Thereafter, an extensive parametric study was conducted to examine the effects of various factors on the horizontal seismic coefficient, including the wall height, soil relative density, soil cohesion, earthquake

frequency content, ground surface acceleration, and altering the soil nailing design. In the parametric study, three earthquake acceleration records were used: Ko-caeli, Avaj and Chi-Chi. The results of the parametric study showed that the ratio of the maximum horizontal seismic coefficient to the maximum ground surface acceleration (k_{hmax}/PGA) decreased on average with the increase in the wall height, the predominant frequency of earthquake motion and the maximum ground surface acceleration. Furthermore, the results indicated that the k_{hmax}/PGA ratio increased with an increase in soil relative density. Moreover, the ratio increased slightly as soil cohesion increased. Additionally, it was found that modifying the soil nailing design by increasing the diameter, reducing the horizontal spacing, and increasing the length of nails did not significantly alter the k_{hmax}/PGA ratio. The calculated horizontal seismic coefficients ($k_{hdesign}$) resulted from the parametric study ranged from 0.18 to 0.46 of the maximum ground acceleration (PGA), which is less than the commonly used range of 0.33 to 0.5 PGA.

Key Words: Soil-nailed walls, horizontal seismic coefficient, numerical modelling, dynamic analysis and $FLAC^{3D}$.

STATIC ANALYSIS OF THE STRESS-GRADIENT NANOBEAM BY BOTH OF ANALYTICAL AND THE NYSTROM NUMERICAL METHOD

M.S. Behnam Rasouli

behnamrasouli4001317159@mail.um.ac.ir

A. Aftabi Sani

aftabi@um.ac.ir

A. Karamodin (corresponding author)

a-karam@um.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Ferdowsi University, Mashhad

DOI:10.24200/J30.2023.62546.3231

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 165-175, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 27 June 2023; received in revised form 4 September 2023; accepted 20 September 2023.

Abstract

This paper deals with the static analysis of the Euler-Bernoulli nanobeam based on Eringen's nonlocal theory. This theory is used for the nanoscale structures such as

steel and 0.2% polypropylene microfibers, respectively, by volume of the binders were separately and simultaneously employed as additives in the cement composite. Experimental analyses, including compressive, flexural, and tensile strength tests, were conducted to evaluate the mechanical properties. Additionally, the ultrasonic pulse velocity (UPV) and sorptivity tests were employed to assess permeability, and the durability against chloride attack was examined using the Rapid Chloride Migration Test (RCMT). The results demonstrate that the simultaneous incorporation of nano-silica, steel microfibers, and polypropylene microfibers in the cement composite mixture resulted in a significant enhancement in compressive strength, flexural strength, flexural toughness, and tensile strength by 59.3%, 32.3%, 67.2%, and 25.9%, respectively, compared to the control sample after a curing period of 90 days. Moreover, significant decreases were observed in terms of the initial and secondary water absorption rates. Furthermore, the penetration depth of chloride ions was notably reduced from 33.6 mm (in the control composite) to 14.2 mm (in the composite containing the combined effects of nano-silica, steel microfibers, and polypropylene microfibers) after 90 days. The enhancement of mechanical properties, permeability, and durability against chloride attack in cement composite can be attributed to the synergistic mechanisms promoted by the utilization of nano-silica, steel microfibers, and polypropylene microfibers. The filling effect, nucleation sites, and pozzolanic activity of silica nanoparticles significantly contribute to the reduction of porosity and refinement of the cementitious matrix's microstructure. Simultaneously, the inclusion of steel microfibers and polypropylene microfibers reinforces the cement matrix and effectively controls existing microcracks, thereby impeding the propagation of macrocracks and brittle failure in the cement composite. Furthermore, the bridging effect of steel and polypropylene fibers aids in the control of cracks caused by plastic shrinkage during the early stages and secondary or thermal cracks, thereby further improving the properties of cement composite.

Key Words: Nano silica, steel fiber, polypropylene fiber, mechanical characteristics, durability.

MODIFICATION OF SOIL MODELING AND USING IT IN THE FISH-BONE MODEL

A.H. Jafarieh (corresponding author)
ah.jafari@umz.ac.ir

Dept. of Civil Engineering
Faculty of Engineering and Technology
University of Mazandaran, Babolsar
H. Khosravi
khosravi@nit.ac.ir
Dept. of Civil Engineering
Babol Noshirvani University of Technology
T. Fazelifar
tahafazelifar74@gmail.com
Dept. of Civil Engineering
Faculty of Engineering and Technology
University of Mazandaran, Babolsar
DOI:10.24200/J30.2023.62829.3244

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 2, Page 139-150, Original Article
© Sharif University of Technology

- Received 21 August 2023; received in revised form 7 November 2023; accepted 12 November 2023.

Abstract

The basic design of any structure requires sufficient and detailed modeling of each structural element. It must be taken into consideration that the modeling of each member of the structure and performing nonlinear dynamic analysis due to the presence of multiple degrees of freedom, is time-consuming. Therefore, a wide range of structures cannot be investigated. To resolve this issue, researchers have recommended using simplified equivalent models to study a wide range of structures, provided that the equivalent ones significantly reflect the behavior of the original structure. One of these models is the fishbone model, which is used for modeling moment-resisting steel structures and it also has a suitable accuracy. Additionally, the presence of soil can significantly change the response of the structure. This is despite the fact that accurate modeling of the soil will lead to an increase in degrees of freedom. In this study, the aim is to examine the seismic performance of soil-structure systems to evaluate the accuracy of the models presented in seismic codes, and after modification, provide a simplified model for placement under the fishbone frame. In this regard, first by modeling a number of foundations on distributed Winkler springs considering nonlinear behavior for the soil, the moment-rotation capacity curve of the foundations was drawn, and then the aforementioned graphs were simplified into bilinear curves through an algorithm. The bilinear models that are presented, have greater stiffness and strength compared to the model presented by the seismic code. Two equations were suggested for determining the coefficients of the bilinear model by regression. In the next step, instead of modeling vertical distributed springs beneath the foundation, a rotational spring with modified bilinear behavior was placed under the fishbone model. The analysis of the seismic response of soil-structure systems

creases with an increase in initial shear stress under constant mean net stress. The results obtained from shear tests on specimens with constant matric suction and mean net stress in the wetting stage show that the greater the initial shear stress, the lower the shear strength of the specimen. Also, according to the independent stress variables approach, the shear resistance parameters including c' , ϕ' , and ϕ^b have been obtained at 4.7 kPa, 32.9°, and 13.6°, respectively. In addition, regression lines through the steady-state data points, used to define the CSL of the reconstituted specimens, had an M-value of 1.19.

Key Words: Loessial soil, hydromechanical behavior, initial shear stress, reconstituted specimen, unsaturated tri-axial device.

PROTECTION OF BURIED PIPE USING SOIL BAG

A.F. Ahmadian

fahmadian@mail.kntu.ac.ir

S.N. Moghaddas Tafreshi(corresponding author)

nas_moghaddas@kntu.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

K.N. Toosi University of Technology

DOI:10.24200/J30.2023.62766.3241

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 113-126, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 5 August 2023; received in revised form 1 December 2023; accepted 2 December 2023.

Abstract

In recent years, geosynthetics have been increasingly used to reinforce soil mass on pipes under static and repetitive loads. Soilbags are also effective for managing floods and various geotechnical applications, such as roadbeds, slope stability, and retaining walls. In this paper, the investigation of the buried pipe's behavior in the unreinforced trench and reinforced trench with soil bag is considered. Therefore, a series of tests were conducted on the unreinforced and reinforced trench (reinforced by one soil bag, two soil bags in columnar arrangement with and without spacing, and three soil bags in two layers of stepped arrangement) containing a pipe with a diameter of 160 mm under static load. The results of the tests show the effect of the soil bag layer on reducing the bed settlement by enclosing the soil inside and preventing the lateral movement of the soil mass above the pipe.

Also, the bag, by distributing the stress on a wider surface and significantly reducing it in depth, reduces the transfer stress to the pipe crown and as a result, reduces the deformation of the pipe. Increasing the buried depth of the soil bag results in a reduction in deformation and pressure on the pipe crown and an increase in soil surface settlement. The columnar arrangement of two layers of soil bags with spacing provides better performance in improving pipe behavior compared to those without spacing. Moreover, the use of two layers of soil bag with a stepped arrangement leads to a reduction in surface settlement, pressure on the pipe, and pipe deformation compared to two layers of soil bag with a column arrangement. However, considering the lack of significant difference between the behavior of the stepped and column arrangements (with or without spacing), the use of a column system is recommended, as it saves 33% of the soil bag.

Key Words: Buried pipe, soilbags, reinforcement, settlement.

THE INVESTIGATION OF THE COMBINED EFFECT OF NANO-SILICA, STEEL, AND POLYPROPYLENE MICROFIBERS ON THE MECHANICAL CHARACTERISTICS, PERMEABILITY, AND CHLORIDE ATTACK RESISTANCE OF CEMENT COMPOSITE

S. Peyman

speyman@ihu.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Imam Hossein University, Tehran

DOI:10.24200/J30.2023.62861.3245

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 127-138, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 20 August 2023; received in revised form 24 November 2023; accepted 4 December 2023.

Abstract

The objective of this study was to investigate the combined impact of nano-silica, steel microfibers, and polypropylene microfibers on the mechanical properties, permeability, and resistance to chloride attack of cement composite. To achieve this goal, a 2% weight ratio of nano-silica was used as a cement substitute, while 1.0%

H. Noorbala Tafti

h.noorbalatafti16@sharif.edu

M. Mahsuli(corresponding author)

mahsuli@sharif.edu

Dept. of Civil Engineering

Sharif University of Technology

DOI:10.24200/J30.2023.62665.3238

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 87-100, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 17 July 2023; received in revised form 19 September 2023; accepted 2 October 2023.

Abstract

This paper proposes probabilistic models for predicting the yield stress of reinforcing steel bars and the compressive strength of concrete used in Iran's construction industry. The importance of this research stems from the recognition that the strength of construction materials is one of the main parameters in performance-based design, in the calibration of load and resistance factor design (LRFD) provisions, and in risk and resilience analysis of civil infrastructure. Moreover, due to the common practice of on-site casting of the concrete and a large number of rolling mill companies producing reinforcing steel bars, there is a considerable amount of uncertainty in the compressive strength of concrete and the yield stress of steel bars. In this paper, first an extensive database is compiled from concrete and steel laboratory tests. One key field of data for developing the concrete strength model is the nominal design strength of concrete, which was unavailable for a notable portion of the collected data. The database was augmented to account for the missing data using classification algorithms of k-nearest neighbors (KNN) and RBF-Kernel based on machine learning. Next, a probabilistic model is developed using Bayesian linear regression using the Rtx software to predict the compressive strength of concrete as a function of its nominal strength, curing duration, and the quality grade of the concrete manufacturer. The models are subsequently diagnosed for the quality of prediction, heteroskedasticity, and normality of the errors to ensure they are statically sound and well represent the underlying data. Next, a model reduction procedure is implemented to discard the inconclusive predictors from the model and to eliminate high correlations among the model parameters to achieve the final model form. Finally, the yield stress of reinforcing steel of Grades A-III and A-IV are modeled using Bayesian random variables whose distribution parameters are also random and are inferred from the collected data. Bayesian inference enables the quantification of epistemic uncertainties in the model parameters and hence, makes it possible to update the model using Bayesian updating as new data emerge.

Key Words: Bayesian linear regression model, probabilistic modeling, compressive strength of concrete, rebar yield stress, structure reliability.

ASSESSMENT OF UNSATURATED BEHAVIOR OF GORGAN LOESSIAL SOIL UNDER ANISOTROPIC TRIAXIAL COMPRESSION IN MEDIUM SUCTIONS RANGE

S.M. Haeri(corresponding author)

smhaeri@sharif.edu

B. Sadollahzadeh

behnam.sadollahzadeh@sharif.edu

S. Soleymani Borujerdi

saman.soleymani1369@sharif.edu

Dept. of Civil Engineering

Sharif University of Technology

DOI:10.24200/J30.2023.62479.3228

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 101-111, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 17 July 2023; received in revised form 18 September 2023; accepted 25 October 2023.

Abstract

Collapsible soils, such as loess, are classified as problematic soils and are usually stable in unsaturated conditions in nature. However, when they are exposed to a moisture increase, especially under an applied load, they undergo a sudden decrease in volume or collapse. Various aspects of the behavior of unsaturated collapsible soils including volume change, soil-water retention, and shear strength have been extensively investigated so far. However, few studies have been carried out on the effect of initial shear stress on the hydromechanical behavior of unsaturated collapsible soils. This study aims to investigate the effect of initial shear stress on the hydromechanical behavior of Gorgan loessial soil under isotropic and anisotropic triaxial compression in the medium suctions including 300 and 400 kPa using a fully automated unsaturated triaxial device. In this study, a set of stress-controlled triaxial tests were performed on reconstituted specimens of Gorgan loessial soil implementing a "suction decrease under constant mean net stress" hydromechanical stress path. The tests were conducted in medium-range suctions under different initial shear stresses. Strain-controlled triaxial shear tests were also conducted at the end of isotropic and anisotropic compression, to evaluate the shear behavior of the tested specimens. Results taken from the wetting stage indicate that the volume reduction of the specimens in-

impact load, a moving load that crosses the entire length of the bridge can be used as input excitation to detect the presence and location of damages for which there is no available data. After measuring the vibration responses of the bridge, 17 time-domain features were extracted from the raw signals, which were used to detect the presence of damage. Although feature extraction is applied to raw signals, the signal processing stage was not eliminated for damage localization. By processing the response signals of the healthy and damaged state of the bridge using experimental wavelet transform, these signals were decomposed into different modes and 5 non-parametric damage-sensitive features such as Shannon and Tsallis entropies, Root Mean Square (RMS), Shape Factor and kurtosis which are all based on statistical parameters in addition to energy, were extracted. Finally, these damage-sensitive features were presented as input to the neural network whereas the state of the bridge (healthy or damaged) was considered as its target. The obtained results showed that the proposed method can effectively detect the presence and the location of the damage in the truss bridge.

Key Words: Structural health monitoring, damage detection, ann, empirical wavelet transform, moving load.

SCENARIO CREATION OF SHARED AUTONOMOUS VEHICLES PENETRATION RATE, A QUANTITATIVE ENVIRONMENTAL ANALYSIS

A. Rahmani

alirahmani@modares.ac.ir

A.R. Mamdoohi(corresponding author)

armamdoohi@modares.ac.ir

**Faculty of Civil and Environmental Engineering
Tarbiat Modares University**

DOI:10.24200/J30.2023.62698.3240

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 77-86, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 16 July 2023; received in revised form 1 October 2023; accepted 25 October 2023.

Abstract

In 2022, the air pollution levels in Iranian cities increased by an average of 35% compared to 2019, which is concerning considering the growing transportation needs

due to population growth. However, alternative travel methods with better environmental performance can help reduce the role of transportation in creating pollution.

One potential solution is the use of shared autonomous vehicles, which have the potential to significantly reduce greenhouse gas emissions. However, estimating the exact effects of this travel method on climate change can be challenging due to various factors that come into play. To address this issue, a study was conducted using the SUMO software and random travel demand to quantitatively analysis the environmental impact of shared autonomous vehicles in a specific section of Tehran city. The analysis considered different scenarios related to the penetration rate, fleet size, and sharing policies.

Simulation-based approaches were employed to assess the environmental impact, with a particular focus on greenhouse gas emissions. The results of the study indicated that simultaneous service to two users, compared to other sharing scenarios, can reduce greenhouse gas emissions by up to 10%. This suggests that efficient sharing policies can have a positive impact on the environment.

Moreover, the study found that in scenarios where both autonomous car-sharing and private car modes exist, increasing the fleet size of shared autonomous vehicles can lead to increased congestion, resulting in higher pollutant emissions. Additionally, the penetration rate of these vehicles is crucial, as a penetration rate of 100% tends to result in almost zero greenhouse gas emissions. Regarding the impact of the fleet size of shared autonomous vehicles on fuel consumption, it can be said that increasing the fleet size in scenarios where both modes exist would lead to an increase in fossil fuel consumption and a decrease in electric fuel consumption.

Overall, this study highlights the potential environmental benefits of shared autonomous vehicles in reducing greenhouse gas emissions. By implementing efficient sharing policies, increasing fleet size and density, and aiming for high penetration rates, we can strive towards a greener and more sustainable transportation system.

Key Words: Simulation of Shared Autonomous Vehicles (SAV), ride-sharing, electric cars, environmental pollutants, intelligent transportation.

PROBABILISTIC MODELS FOR PREDICTION OF THE YIELD STRESS OF REBARS AND COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE BASED ON BAYESIAN LINEAR REGRESSION

order Taylor Galerkin element-free method is a noteworthy advancement in numerical analysis, overcoming the limitations of the standard Galerkin method and demonstrating superior accuracy and stability in the solution of pure convection problems. This approach provides an efficient and accurate method for numerical analysis and has the potential to be extended to other areas of research, including computational fluid dynamics, heat transfer, and structural mechanics.

Key Words: Pure convection problem, high-order Taylor-Galerkin element-free method, finite element method, high-order terms.

INVESTIGATION OF NUMERICAL MODELS OF CAVITATION PHENOMENON IN ITS PREDICTION IN NOZZLES

F. Kalateh (corresponding author)

f.kalateh@gmail.com

S. Kouzehgar Ghiasi

sajjadghiasi@yahoo.com

E. Aminvash

ehsan.aminvash1994@gmail.com

Faculty of Civil Engineering

University of Tabriz

DOI:10.24200/J30.2023.62623.3236

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 53-61, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 2 July 2023; received in revised form 18 September 2023; accepted 4 October 2023.

Abstract

Cavitation is a phenomenon during which, with the movement of the flow and the reduction of the liquid pressure to the saturated vapor pressure of the liquid in susceptible areas, bubbles of air are formed during the flow. The microjet becomes full of energy with the fluid, which when these micro jets collide with the walls, causing vibration and noise and destructive effects such as structural erosion of ship propellers, pump blades, and dams, as well as reducing efficiency, and malfunction of hydraulic devices. This research aims to study different simulation models of the cavitation phenomenon and compare them in the way of cavitation cloud creation and expansion and the effect of this phenomenon on the flow. The present research has been analyzed numerically using ANSYS FLUENT software. In this

research, an attempt has been made to study and compare different cavitation models in various geometries. Also, in one example, the results of the numerical model have been compared with the results of the laboratory model. The results showed that the formation of cavitation phenomenon in 10 cm throat compared to 5 cm by 5.88%, in 10 cm throat compared to without throat by 64.71%, and in 5 cm throat compared to without throat by 5.62% has changed.

Key Words: Cavitation, two-phase flow, computational fluid dynamics, saturated vapor pressure.

EXPERIMENTAL STUDY ON DAMAGE DETECTION OF A TRUSS BRIDGE UNDER MOVING LOAD USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORK AND EMPIRICAL WAVELET TRANSFORM

S. Shahmohammadi

siavash.shahmohammadi@gmail.com

M. Mahmoudi Sahebi (corresponding author)

m.mahmoudi@srut.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Shahid Rajaee Teacher Training University,

Tehran

DOI:10.24200/J30.2023.62521.3229

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 63-76, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 8 July 2023; received in revised form 19 October 2023; accepted 8 November 2023.

Abstract

Civil structures are always considered one of the most valuable properties of each country. Many factors can lead to local damages in different parts of structures during their operational life. These damages are reflected in the vibration responses of structures. This research aims to detect the existence and determine the location of damage in a truss bridge under a moving load using an artificial neural network and experimental wavelet transform. For this purpose, a two-dimensional truss bridge was built in the laboratory to investigate this research's objectives. Earlier experimental studies in damage detection were subjected to excitations such as impact loads and electrodynamic shakers. Since the appearance of damage effects in the vibration responses of the structure mainly depends on the applied location of the

DOI:10.24200/J30.2023.62385.3224

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 2, Page 29-38, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 7 June 2023; received in revised form 16 September 2023; accepted 2 October 2023.

Abstract

In some regions with hot and dry climate conditions, the temperature varies greatly between day and night. Therefore, the materials used in construction projects are exposed to a large number of thermal cycles daily. In this research, the application of sodium alginate polymer as an eco-friendly additive for soil stabilization and improvement of its geotechnical characteristics is studied. The study involves conducting geotechnical tests on both control and stabilized soil samples (with and without sodium alginate polymer) such as standard compaction test, swelling tests, and measuring Atterberg limits, while specimens were subjected to the same temperature variations as those recorded in the Khuzestan province, in the southwest of Iran. In fact, this study aims to investigate the effect of temperature ranges on the changes in the swelling potential of high plasticity clayey soils stabilized with sodium alginate polymer. Consolidation tests were carried out on compacted clay samples - containing different concentrations of sodium alginate polymer with treatment durations of 1 and 14 days - in accordance with method C of ASTM standard. The temperature range considered in this research was 23 to 45° due to the simulation of the temperature in Khuzestan province in the spring and autumn seasons. Observations indicated an increase in the swelling potential up to %13 in a sigmoidal manner with the repetition of temperature ranges and the stabilization of swelling changes, or so-called aging of swelling, which occurs with the repetition of temperature fluctuations. Additionally, the samples were analyzed using X-ray Diffraction (XRD), and X-ray Fluorescence (XRF) techniques to investigate the changes in their compositions. These methods revealed the formation of palygorskite minerals in specimens. This mineral intensifies the soil's swelling potential and is considered one of the contributing factors to the observed increase in swelling in the stabilized soil samples containing sodium alginate polymer.

Key Words: Swelling potential, clay soils, expansive soils, swelling pressure, sodium alginate.

NUMERICAL SOLUTION FOR ONE-DIMENSIONAL PURE-CONVECTION PROBLEMS

USING THE HIGH-ORDER TAYLOR-GALERKIN ELEMENT-FREE METHOD

S. Espahbodi Nia

samanesp@yahoo.com

A. Rahmani Firouzjaei (corresponding author)

rahmani@nit.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Babol Noshirvani University of Technology

DOI:10.24200/J30.2023.62549.3232

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 2, Page 39-51, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 19 June 2023; received in revised form 19 October 2023; accepted 22 October 2023.

Abstract

The present study proposes a novel approach for solving one-dimensional pure convection problems, utilizing a high-order Taylor Galerkin element-free method. The standard Galerkin method has limitations in solving such problems due to the predominance of convective terms over diffusion terms, leading to unstable and fluctuating analysis results over time. To address this issue, high-order stabilizing terms can be added to the standard Galerkin method. However, due to the limitations in the derivability of the standard Galerkin shape function, it is not possible to incorporate high-order terms in the equation. In this context, the proposed high-order Taylor Galerkin element-free method enables the inclusion of stabilizing terms with high-order derivatives in the equations, utilizing the moving least-squares (MLS) shape function and exponential weight function, which exhibit the continuity of all their derivatives. This approach provides a promising solution for addressing the limitations of the finite element method and achieving more accurate and stable analysis results for one-dimensional pure convection problems. The accuracy of the numerical simulation was evaluated using two one-dimensional pure convection benchmark problems: the Gaussian wave motion problem and the classical water hammer problem, both analyzed up to the fourth-order. The results of the numerical simulations demonstrated that increasing the number of stabilizing terms led to improved accuracy and decreased fluctuations. Therefore, it can be concluded that the stability terms up to the fourth-order in the equations display acceptable accuracy for these two problems. This development has significant implications for the analysis of fluid mechanics and other related phenomena. By enabling a more comprehensive analysis of fluid dynamics, researchers can investigate complex fluid dynamics with greater precision and detail, yielding valuable insights into a wide range of physical processes. In conclusion, the proposed high-

tiered configuration. This change in the trend of the k_h distribution, which was due to the increase in the dimensions of wedge failure in the lower half and a decrease in dimensions in the upper half of the wall required a larger coefficient in the upper layers of the tiered walls.

Key Words: Pseudo-Static coefficient, two-tiered mechanically stabilized earth wall, shaking table test, horizontal slice method.

DETERMINATION OF STRUCTURAL PROPERTIES USING STRUCTURAL MODAL PROPERTIES AND OPTIMIZATION ALGORITHMS: GENETIC ALGORITHM, PARTICLE SWARM OPTIMIZATION AND TEACHING-LEARNING-BASED OPTIMIZATION

Sh. Amanat

amanat.shahab@ut.ac.ir

School of Civil Engineering

College of Engineering, University of Tehran

H. Kharrazi

hamed.kharrazi@sharif.edu

Dept. of Civil Engineering

Sharif University of Technology

M. Bitaraf(corresponding author)

maryam.bitaraf@ut.ac.ir

School of Civil Engineering

College of Engineering

University of Tehran

DOI:10.24200/J30.2023.62232.3212

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 17-28, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 28 May 2023; received in revised form 30 July 2023; accepted 19 August 2023.

Abstract

This paper investigates the accuracy and convergence rate of different metaheuristic algorithms in determining the stiffness of structural elements using structural modal parameters and defining a suitable objective function. To achieve this purpose, three different structures, including a three-story one-dimensional frame, a six-story one-dimensional frame and a two-dimensional truss, were investigated. The metaheuristic algorithms, employed in this study, were Genetic Algorithm, Particle Swarm Optimization, and Teaching-learning-based Optimization. The objective function utilized in this study consists of two terms; the first part involves the squared

difference between the first frequency of the structure obtained from the responses of the investigated structure and the first frequency obtained from the hypothetical stiffness matrix in each generation of algorithms. The second part measures the norm of the difference between the first mode shape of the structure obtained from the responses of the investigated structure and the first mode shape obtained from the hypothetical stiffness matrix in each generation of algorithms. By minimizing the objective function, the Genetic Algorithm, Particle Swarm Optimization, and Teaching-learning-based Optimization determined the element stiffness of the three-story, six-story and truss structures, thus demonstrating the high efficiency of metaheuristic algorithms in resolving unknown parameters of structures. The average run time for the Genetic Algorithm was 3.38 seconds, 4.47 seconds, and 15.73 seconds for the three respective problems. For Particle Swarm Optimization, the times were 3.76 seconds, 6.47 seconds, and 16.76 seconds. The Teaching-learning-based Optimization achieved times of 1.92 seconds, 4.51 seconds, and 12.76 seconds. The Teaching-learning-based Optimization exhibited the highest convergence rate and the lowest error compared to the Genetic Algorithm and Particle Swarm Optimization. For example, in the two-dimensional truss, the values of the objective function in the last iteration of the Genetic Algorithm, Particle Swarm Optimization, and Teaching-learning-based Optimization were 0.012, 6×10^{-4} and 4×10^{-4} , respectively. The Particle Swarm Optimization demonstrated an acceptable convergence rate and error compared to the Genetic algorithm. The Genetic Algorithm, however, displayed a significant error rate in determining the stiffness of structural elements compared to the other two algorithms.

Key Words: Structural health monitoring, genetic algorithm, particle swarm optimization algorithm, teaching-learning-based optimization algorithm.

EVALUATION OF TEMPERATURE VARIATION EFFECTS ON THE SWELLING CHARACTERISTICS OF FINE-GRADED SOILS IMPROVEMENT WITH SODIUM ALGINATE IN CONSTANT VOLUME CONDITION

M. Behzadipour

mohammadbehzadipour9@yahoo.com

N. Khayat(corresponding author)

navid.khayat@iaui.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Ahvaz Branch, Islamic Azad University

Abstracts of Papers in English

ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL STUDY ON TWO-TIERED MSE WALLS

M. Yazdandoust (corresponding author)

m.yazdandoust@qom.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

University of Qom

A.H. Rasouli Jamnani

rasouly.amirhosein@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Varamin Branch, Islamic Azad University

DOI:10.24200/J30.2023.62396.3221

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 40, Issue 2, Page 3-15, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 17 May 2023; received in revised form 16 October 2023; accepted 31 October 2023.

Abstract

A pseudo-static coefficient is required for pseudo-static analysis of mechanically stabilized earth (MSE) walls, but there are no clear criteria for its selection. The current study assessed the horizontal pseudo-static coefficient (k_h) for MSE walls by considering the effects of a tiered configuration and reinforcement type. For

this purpose, by selecting two reinforcement types (steel strip and geogrid), six two-tiered MSE walls with three different offset distances and two integrated MSE walls (without tier) were prepared and then were shaken using shaking table tests to determine the geometry of the slip surfaces and the force distribution along the reinforcements at the failure stage. The physical models then were simulated using the limit-equilibrium horizontal slice method to estimate the value of k_h required to establish slip surfaces and reinforcement forces similar to those observed in shaking table tests. Because the equivalent pseudo-static coefficients obtained, were corresponding to the failure stage, they were considered as the upper bound values. The analytical models used a new formulation of the horizontal slice method (HSM) based on the slip surfaces observed in the shaking table tests. This formulation made it possible to determine the distribution of k_h along the wall height as a function of the reinforcement type, offset distance, and PGA. It was found that, as the offset distance increased, the pseudo-static coefficient required for the upper and lower halves of the tiered wall models increased and decreased, respectively. This was observed in both types of reinforcement, but was more prominent in walls reinforced with metal strips. Moreover, the distribution of k_h along the wall height showed that a lower pseudo-static coefficient was required for the upper layers of the integrated walls, but the reverse was true when using a

Civil Engineering

Sharif

1

**Spring
2024**

Editor-in-Chief: Mirmosadegh Jamali

This Journal is published under the auspices of Sharif University of technology, Office of the Vice-Chancellor-in-Charge of Research.

The Journal is published quarterly in Farsi language, aims at establishing a relationship between scientists active in different branches of science and technology and, in particular, at providing a forum for exchange of knowledge between scientists and technologists related to scientific problems prevailing in contemporary society. The journal also strives to present practical and theoretical analyses of these issues and facilitates the circulation of modern scientific findings by scientists and researchers for practical application. In addition, “**Sharif**” publishes original papers focusing on issues of specific concern to universities, including research, technological advancements, and topics related to matters of higher education.

P.O.BOX 11155-8639 AZADI AVENUE, TEHRAN, I.R. IRAN

Phone: (98-21) 66005419 - 66164093 Fax: (98-21) 66012983

Web: <http://journal.sharif.ir/>

[http:// www. globalsciencejournals.com](http://www.globalsciencejournals.com)

E-mail: pajouhesh@sharif.edu

CONTENTS

- 3 **INVESTIGATION ON THE BEHAVIOR OF TWO-TIERED MSE WALLS AS BRIDGE ABUTMENTS**
M. Yazdandoust and A. Bahrani Balfeh Taimouri
- 17 **OPTIMIZING THE GEOMETRY OF HUNCHBACKED BLOCK-TYPE GRAVITY QUAY WALLS USING NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSES AND SUPERVISED MACHINE LEARNING TECHNIQUE**
B. Ebrahimian and A.R. Zarnousheh Farahani
- 33 **THE EFFECT OF FIBER LENGTH AND COMPOSITION ON THE COMPRESSIVE AND FLEXURAL STRENGTH OF CONCRETE**
A. Hemmati, D. Nazari and A. Momenabadi
- 43 **EVALUATING THE EFFECT OF ADDING RECYCLED FIBERS ON THE STRENGTH OF SANDY SOIL STABILIZED WITH CEMENT AGAINST FREEZE-THAW CYCLES**
A. Dadfarin, Y. Shams Maleki and M. Esna-Ashari
- 55 **MEASURING THE VOLUME OF WATER PENETRATION INTO CONCRETE AND COMPRESSIVE STRENGTH UNDER ACUTE CONDITIONS WITHOUT BREAKAGE OF THE SAMPLE USING NEW TESTS**
M. Naderi, A. Saberi Varzaneh and S. Wali Din
- 65 **FRAGILITY CURVES PRODUCTION FOR STEEL STRUCTURES BY SEISMIC IMPROVEMENT OF THE HIGH-DIMENSIONAL MODEL REPRESENTATION METHOD**
P. Asadi and H. Abbasi
- 77 **INVESTIGATION OF THE EFFECT OF FAR-FIELD GROUND MOTION RECORDS ON THE SEISMIC RESPONSE OF MID-RISE HYBRID CONCRETE-STEEL BUILDINGS**
A. Kiani, A. Kheyroddin, M.A. Kafi and H. Naderpour
- 91 **INVESTIGATION OF MECHANICAL BEHAVIOR OF ALUMINUM FOAM UNDER UNIAXIAL TESTS USING VORONOI TESSELLATION METHOD**
A. Rezaei Sameti
- 99 **NUMERICAL STUDYO SEMI-SUPPORTED STEEL COMPOSITE SHEAR WALL AT THE EDGES UNDER NEAR AND FAR-FAULT LOADING**
S. Momeni, N. Siahpolo and A.R. Jahanpour

RESEARCH NOTES:

- 113 **SEISMIC EVALUATION OF SELF-CENTERING THIN STEEL PLATE SHEAR WALLS, SUBJECTED TO SEISMIC SEQUENCES**
M. Gholhaki and M. Tajik
- 125 **SPLITTING TENSILE STRENGTH OF CEMENT-STABILIZED AND SURGICAL FACE MASK FIBER-REINFORCED SAND**
H. Mola Abasi
- 135 **EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF HELICAL-SOIL NAILED WALLS**
M. Yazdandoust, R. Mollaei and H.R. Saba
- 149 **INVESTIGATING THE STATIC AND CYCLIC UNDRAINED BEHAVIOR OF THE TIRE-SAND MIXTURE**
M. Raveshi and R. Noorzad
- 159 **INVESTIGATING THE MECHANICAL BEHAVIOR OF CONCRETE CONTAINING RECYCLED CONCRETE AND RUBBER MATERIALS AS A FOUNDATION ISOLATOR**
F. Ayenehchi and H. Shariatmadar

APPENDIX

- 178 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**