



نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۲۰

- ۱ مطالعه ویژگی‌های قوس بحرانی در مصالح دانه‌ای با استفاده از دستگاه
توسعه یافته در چپه
علی احمدی - سید احسان سیدی حسینی‌نیا
- ۱۹ بررسی عملکرد طول تیر پیوند تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در سیستم
دیوار برشی فولادی کوبله با اتصال صلب
مجید قلعه‌کی - محمدباقر قدکساز
- ۳۳ تأثیر نیروی بالادست بر انسداد و ظرفیت تخلیه سرریز کلید بایانویی
محمد پشته‌شیرانی - مجید رحیم‌پور - محمد مهدی احمدی
- ۳۵ تأثیر شکل منبع تخلیه بر مشخصات جریان در تخلیه سطحی پساب‌های با
شناوری منفی
فاطمه شاجری - ندا شیخ رضازاده نیکو - محسن سعیدی
جمال محمدولی سامانی - احمد شاجری
- ۶۱ بررسی مهم‌ترین خواص فیزیکی و مکانیکی سیمان سرپاره فسفر
علی الهوردی - مصطفی مهن‌روستا
- ۷۷ آزمایش رسانایی الکتریکی اصلاح‌شده برای سنجش مقاومت بتن
درمقابل نفوذ یون‌های کلرید
امیررضا پیلوار - علی اکبر رمضان‌پایور - حسین رجایی
- ۹۳ ارزیابی اثرات توپوگرافی بر تفرق امواج لرزه‌ای با استفاده از روش
المان موزی (یادداشت پژوهشی)
محسن ایثاری - رضا تارنژاد
- ۱۰۹ مدل‌سازی عددی خاک دانه‌ای به‌سازی شده به‌روش بیولوژیکی
در بستر واه (یادداشت پژوهشی)
وحید نظامی - سعید خرقانی - نیما مهران‌نیا



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

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

ویراستار ادبی : الهام دهقان

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

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

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

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

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

چاپ : چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	علی احمدی - سید احسان سیدی حسینی نیا	مطالعه ویژگی های قوس بحرانی در مصالح دانه ای با استفاده از دستگاه توسعه یافته دریچه
۱۹	مجید قلعه کی - محمدباقر قدکساز	بررسی عملکرد طول تیر پیوند تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی در سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با اتصال صلب
۳۳	محمد پشته شیرانی - مجید رحیم پور - محمد مهدی احمدی	تأثیر شیروانی بالادست بر انسداد و ظرفیت تخلیه سرریز کلید پیانویی
۴۵	فاطمه شاجری - ندا شیخ رضازاده نیکو محسن سعیدی - جمال محمدولی سامانی - احمد شاجری	تأثیر شکل منبع تخلیه بر مشخصات جریان در تخلیه سطحی پساب های با شناوری منفی
۶۱	علی الهوردی - مصطفی مهین روستا	بررسی مهم ترین خواص فیزیکی و مکانیکی سیمان سر باره فسفر
۷۷	امیررضا پیلوار - علی اکبر رمضانیاپور - حسین رجایی	آزمایش رسانایی الکتریکی اصلاح شده برای سنجش مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون های کلرید
۹۳	محسن ایثاری - رضا تازی نژاد	ارزیابی اثرات توپوگرافی بر تفرق امواج لرزه ای با استفاده از روش المان مرزی (یادداشت پژوهشی)
۱۰۹	وحید نظامی - سعید خرقانی - نیما مهران نیا	مدل سازی عددی خاک دانه ای به سازی شده به روش بیولوژیکی در بستر راه (یادداشت پژوهشی)

مطالعه ویژگی‌های قوس بحرانی در مصالح دانه‌ای با استفاده از دستگاه توسعه یافته دریچه*

علی احمدی^(۱)سید احسان سیدی حسینی‌نیا^(۲)

چکیده هدف این مقاله، بررسی آزمایشگاهی رخدادهای مرتبط با پدیده قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای با استفاده از دستگاه توسعه یافته دریچه می‌باشد. بدین منظور، با تمرکز بر روی ویژگی‌های قوس پایدار در آستانه انهدام و زمان پس از انهدام قوس‌زدگی، می‌توان به نتایج نوینی دست یافت. قوس بحرانی برای یک محیط دانه‌ای، آخرین قوس پایدار متناظر با دریچه‌ای است که عرض آن به‌ازای یک زاویه بستر معین، دارای حداکثر مقدار ممکن است. حداکثر عرض دریچه برحسب زاویه اصطکاک داخلی و زاویه بستر مصالح دانه‌ای، حدوداً ۴/۷ تا ۸/۷ برابر قطر متوسط ذرات مشاهده شده است. اگرچه عرض قوس بحرانی دارای مقدار بیشینه ممکن است، اما ارتفاع قوس بحرانی نسبت به گام پیشین آزمون، نه تنها افزایش نمی‌یابد، بلکه از مقدار آن کاسته شده است. ضمناً، پس از انهدام قوس، مصالح دانه‌ای باقی مانده درون جعبه تقریباً به‌صورت متقارن در روی دو ریل افقی طرفین دریچه قرار می‌گیرند و آرایش هر یک، با تقریب بسیار خوبی نسبت به آرایش اولیه پیش از انجام آزمایش، ثابت و بدون تغییر باقی می‌ماند.

واژه‌های کلیدی مصالح دانه‌ای، دریچه، قوس، بحرانی، انهدام.

Study on the Features of Critical Arch in Granular Materials by the Developed Trapdoor Apparatus

A. Ahmadi

E. Seyedi Hosseini

Abstract This paper experimentally discusses events being relevant to the arching effect in granular materials by the developed trapdoor apparatus. A focus on the features of stable arch at two moments when an arch is on the verge of collapse in addition to the time after the collapse. The critical arch for a granular medium is the last stable arch belonging to a trapdoor with maximum possible width at a particular base angle. The maximum trapdoor width is observed 4.7 to 8.67 times the average particles diameter depending on the internal friction angle and base angle values. The critical arch has the maximum width in proportion to previous run, whereas its height not only increases but will get smaller. After arch collapses, particles remained in the test box, are approximately located on the horizontal rails symmetrical. Besides, their arrangement remains almost constant compared to early one.

Key Words Granular Materials, Trapdoor, Arch, Critical, Collapse.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۸/۱۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۹/۲۱ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته مکانیک خاک و پی، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

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

Email: eseyedi@um.ac.ir

مقدمه

محیط دانه‌ای را می‌توان مجموعه‌ای از ذرات مجزا دانست که در تماس با یکدیگر قرار دارند. مقاومت برشی مصالح دانه‌ای که مطابق معیار کولمب، عامل چسبندگی در آنها صفر است، متأثر از پارامتر زاویه اصطکاک داخلی ذرات تشکیل‌دهنده محیط می‌باشد. در شرایطی که در یک محیط دانه‌ای با حذف پی‌درپی ذرات، ساختاری پایدار ایجاد شود، اندرکنش متقابل ذرات با یکدیگر، آنها را از فروپاشی در برابر تنش‌های وارد از مصالح مجاور حفظ می‌کند [1]. از آنجایی که در اکثر موارد مشاهده‌شده، شکل این ساختار شبیه به یک قوس یا کمان است، پژوهشگران نام قوس‌زدگی را برای این پدیده برگزیده‌اند. قوس‌زدگی در یک محیط دانه‌ای همگن تحت بارگذاری همسان با بسیج شدن مقاومت برشی ایجاد می‌شود [2] و سبب شکل‌گیری قوسی پایدار می‌گردد که فشار وارد بر محیط دانه‌ای را از نواحی نرم‌تر به مناطق سخت‌تر سازه منتقل می‌کند [3]. به عبارت دیگر، اگر اجزای محیط که در آستانه از دست دادن تعادل استاتیکی خود هستند، از نواحی متعادل پیرامون برای بقای ایستایی خود به‌عنوان یک تکیه‌گاه استفاده کنند، در آنها میل به پایداری ایجاد می‌شود و در این شرایط قوس‌زدگی رخ می‌دهد [4]. نخستین بار گو و ژو [3] به بررسی پدیده قوس‌زدگی به‌عنوان یک قوس پایدار در مصالح دانه‌ای به‌شکل یک مس‌ثلث سطح آزاد پرداخته‌اند. اخیراً نیز مطالعه آزمایشگاهی احمدی و سیدی حسینی‌نیا [5] با ساخت دستگاه توسعه‌یافته دریچه، قوس‌زدگی را در نمونه‌هایی از مصالح دانه‌ای در حالت کرنش مستوی مورد پژوهش قرار داده است. در مقاله مذکور روابطی میان ابعاد قوس پایدار و عرض دریچه به‌ازای شتاب‌های ثقل مختلف و پارامترهای مصالح دانه‌ای ارائه گردیده است.

قوس‌زدگی یکی از جامع‌ترین پدیده‌های طبیعی است که تحت شرایطی در هر دو محیط میدانی و آزمایشگاهی برای مصالح ازجمله خاک اتفاق می‌افتد.

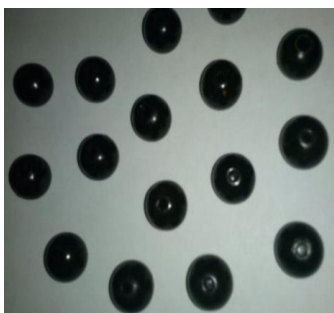
با این وجود، ماهیت پدیده قوس‌زدگی تاکنون به‌معنای انتقال بار و ایجاد تغییرات فشار در محیط‌های مرتبط با سازه‌های مهندسی ژئوتکنیک مورد مطالعه قرار گرفته است. از آن جمله می‌توان به موضوع انتقال فشار در خاک در تماس با دیوار نگهدارنده صلب [6]، دیواره‌های ساحلی [7]، تغییرات ظرفیت باربری شالوده‌های چندگانه در خاک ماسه‌ای [8]، بررسی بازتوزیع تنش‌ها در محدوده حفاری‌شده تونل به‌کمک روش‌های عددی [9] و آزمایشگاهی [10]، مطالعه موردی بر روی قوس‌زدگی در خاک بالای تونل حفرشده در خاک ماسه‌سنگ [11]، بررسی اثر قوس‌زدگی بر روی ظرفیت باربری پی‌های مرکب مسلح‌شده با لایه‌های ژئوسینتتیک در دو جهت افقی و قائم [12]، قوس‌زدگی در شیب‌های خاک مسلح‌شده با شمع [13] و خاکریزهای مسلح‌شده با ستون‌های سنگی [14] اشاره نمود. به‌منظور پرهیز از طولانی شدن ذکر پیشینه پژوهش‌های صورت‌گرفته، توصیه می‌شود برای آشنایی بیشتر با پدیده قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای، مراجع [15,16] مطالعه گردند.

نتایج نشان داده‌شده در اثر قبلی نویسندگان [5]، حاصل از بررسی اثر قوس‌زدگی در محیط دانه‌ای قبل از انهدام قوس پایدار بر روی دریچه بوده است. هدف این نوشتار، تمرکز بر روی دو رخداد قابل تأمل در آزمون توسعه‌یافته دریچه است که یکی مربوط به آستانه انهدام قوس پایدار است و دیگری پس از فروپاشی قوس، در ساختار مصالح دانه‌ای ملاحظه گردیده است. با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی به‌کمک دستگاه توسعه‌یافته دریچه [5] و بررسی دقیق نتایج، می‌توان به پاسخ مناسبی در جهت توجیه تأثیرات پدیده قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای دست یافت. نتایج به‌دست آمده می‌توانند در تحلیل رفتار ذرات یک محیط دانه‌ای حین خروج از سیلوها و قیف‌های نگهداری، تغییرات تنش در مصالح و همچنین ابعاد ایمن یک بازشوی پایدار استاتیکی در محیط غیرچسبنده بدون نیاز به مهار کاربرد داشته باشند.

بسیج‌شدگی مقاومت برشی در حالت بحرانی (Critical State) واقع می‌شود و براساس معیار کولمب، زاویه اصطکاک داخلی آنها برابر ϕ_{cs} است که این مقدار معادل زاویه ریپوز آن مصالح می‌باشد. برای محاسبه زاویه ریپوز نیز چند روش وجود دارد که در این پژوهش از روشی مشابه روش کیف در استاندارد ASTM C 1444-00 استفاده شده است. نظیر این کار در محاسبه زاویه اصطکاک داخلی در مطالعه گو و ژو [3] نیز انجام شده است.



الف) مجموعه سنگریزه



ب) گوی‌های پلاستیکی

شکل ۱ مصالح دانه‌ای مصرفی

توجه شود که الزامی در استفاده از گوی‌های شیشه‌ای در مدل‌سازی وجود نداشته است. هدف مقاله حاضر در استفاده از گوی‌های پلاستیکی فقط ساختن یک محیط دانه‌ای با ذرات یک‌اندازه بوده و جنس یا زبری سطح دانه‌ها در تشکیل قوس در نظر گرفته نشده است. از طرفی هدف دیگر، مقایسه نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش بر روی گوی‌های پلاستیکی با گوی‌های شیشه‌ای و سایر مصالح دانه‌ای بوده است. مشابه این کار در مطالعه گو و ژو [3] نیز انجام شده است و با

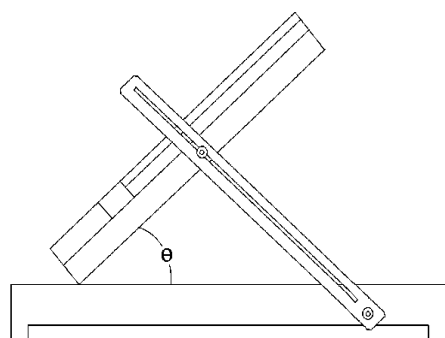
محیط دانه‌ای آزمایش

مصالح دانه‌ای مصرفی در پژوهش کنونی، همان موارد استفاده‌شده در مرجع [5] شامل مجموعه سنگریزه (Rockfills) و گوی‌های پلاستیکی (Beads) با دو آرایش (Array) شل (Loose) و متراکم (Dense) هستند. مجموعه سنگریزه (شکل ۱-الف) ترکیبی از مصالح خشک درشت‌دانه و غیرچسبده است که قطر متوسط ذرات (d_{50}) آن برابر ۰/۹ سانتی‌متر، زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) معادل ۴۱/۳ درجه و چگالی (ρ) آن ۱/۵۸ گرم بر سانتی‌متر مکعب تعیین شده است. از سوی دیگر، گوی‌های پلاستیکی (شکل ۱-ب) مجموعه‌ای از دانه‌های هم‌اندازه با شکل هندسی کره و فاقد عامل چسبندگی هستند. درحقیقت این نوع مصالح، نمونه‌ای از یک محیط دانه‌ای همگن را شبیه‌سازی می‌کنند. قطر هر دانه از گوی‌های پلاستیکی دقیقاً ۱/۲ سانتی‌متر است و از آنجا که کلیه دانه‌ها یک‌اندازه هستند، قطر میانگین مجموعه با قطر هر دانه یکسان و برابر ۱/۲ سانتی‌متر است. با ایجاد دو چیدمان منظم در قرارگیری گوی‌ها می‌توان به دو الگوی تراکم دست یافت که از نظر درجه تراکم، زاویه اصطکاک داخلی و چگالی با یکدیگر متفاوت هستند. آرایش شل (شکل ۲-الف) و آرایش متراکم (شکل ۲-ب) نام‌هایی هستند که برای هر الگو انتخاب شده‌اند [5] و در هر گام از انجام آزمون قابل تولید می‌باشند. این ویژگی سبب می‌شود که در هر گام آزمایش، آرایش شل یا آرایش متراکم گوی‌ها با گام دیگر کاملاً یکسان باشد و مقایسه نتایج به‌دست‌آمده امکان‌پذیر گردد. چگالی گوی‌های پلاستیکی در آرایش شل، ۰/۹۷ گرم بر سانتی‌متر مکعب و زاویه اصطکاک داخلی آنها ۳۰/۷ درجه اندازه‌گیری شده است. گوی‌های پلاستیکی در آرایش متراکم دارای چگالی به مقدار ۱/۰۴ گرم بر سانتی‌متر مکعب و زاویه اصطکاک داخلی ۳۷/۴ درجه هستند. زاویه اصطکاک مصالح با اندازه‌گیری زاویه ریپوز (Angle of Repose) هر یک از آنها انجام شده است. از آنجایی که برای مصالح دانه‌ای که در معرض جریان دانه‌ای (Granular Flow) قرار می‌گیرند، زاویه اصطکاک داخلی آنها در

ضخامت درونی جعبه آزمایش طوری تنظیم می‌شود که مصالح فقط در یک لایه درون جعبه قرار گیرند. از طرفی، مطابق شکل (۴)، بستر اصلی دستگاه به‌عنوان یک سطح شیب‌دار نسبت به راستای افق زاویه‌ای به اندازه θ می‌سازد. به‌منظور اعمال مقادیر متفاوت شتاب ثقل مؤثر به ذرات، این بستر می‌تواند مطابق شکل (۵)، بر روی مقادیر صفر تا ۹۰ درجه نسبت به افق ثابت شود.



شکل ۳ بخش‌های اصلی دستگاه توسعه‌یافته دریاچه



شکل ۴ زاویه بستر اصلی دستگاه (θ) نسبت به افق

مراجعه به آن مقاله می‌توان مشاهده نمود که در کنار گوی‌های شیشه‌ای یک اندازه، از ذرات یک‌اندازه ZrO_2 (غیرشیشه‌ای) نیز استفاده شده است.



الف) آرایش شل



ب) آرایش متراکم

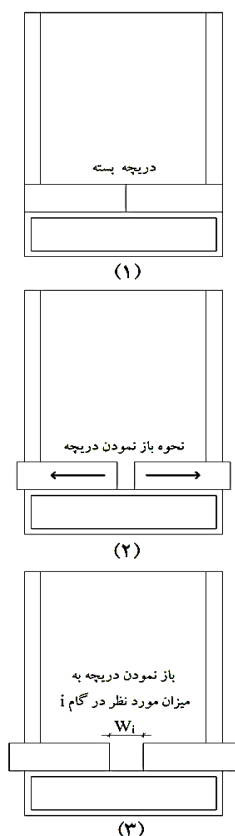
شکل ۲ نحوه چیدمان آرایش‌های شل و متراکم برای گوی‌های پلاستیکی

روش انجام آزمایش

در مرجع [۵] در رابطه با ساختار دستگاه توسعه‌یافته دریاچه، کاربرد آن در شناخت پدیده قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای و نیز روش انجام آزمون، اطلاعات مناسب و کاملی ارائه شده است. با این حال، در این بخش توضیحی اجمالی پیرامون دستگاه مذکور و چگونگی انجام آزمایش ارائه می‌شود.

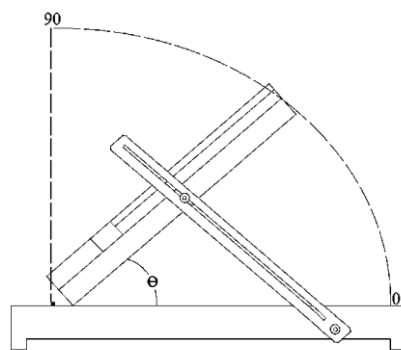
دستگاه توسعه‌یافته دریاچه نمونه‌ای ترکیبی و اصلاح‌شده از دستگاه ترزاقی [۵] و دستگاه گو و ژو [۳] است که بخش‌های اصلی آن مطابق شکل (۳) شامل «بستر اصلی متحرک، جعبه آزمایش، بستر تکیه‌گاهی، دستک‌های شیاردار، دو ریل افقی مدرج متحرک و یک مخزن تحتانی برای ذخیره مصالح تخلیه‌شده می‌باشد. فرض آزمایش دریاچه این است که شرایط کرنش مستوی برای محیط دانه‌ای برقرار گردد. بدین منظور،

برای انجام گام بعد، 0.2 سانتی متر به عرض دریچه (مربوط به گام قبل) افزوده می شود و سپس مراحل فوق دوباره اجرا می گردند. باید دانست که فرایند آزمون تا لحظه ای ادامه می یابد که همچنان قوس پایدار بر روی دریچه ایجاد گردد. بنابراین، زمانی که دیگر قوس زدگی در ذرات محیط مشاهده نشود، آزمون متوقف خواهد شد و گام پیش از انهدام قوس، به عنوان آخرین گام آزمون خواهد بود [۵].



شکل ۶ راستای حرکت ریل های افقی و نمایش عرض دریچه در هر گام آزمون

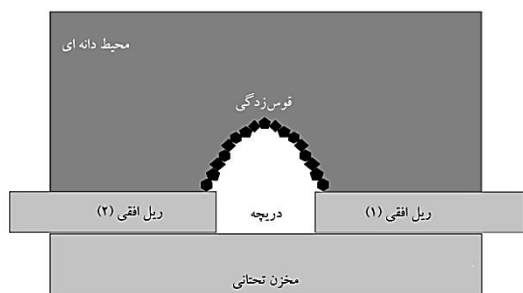
با اجرای ۲۷۶ گام آزمون بر روی گوی های پلاستیکی در آرایش شل (به ازای ده زاویه بستر شامل ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۴۵، ۵۰، ۶۰، ۷۰، ۸۰ و ۹۰ درجه نسبت به افق)، ۳۱۶ گام آزمون بر روی گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم (به ازای ده زاویه بستر شامل ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۴۵، ۵۰، ۶۰، ۷۰، ۸۰ و ۹۰ درجه نسبت به افق) و ۱۴۲ گام آزمایش بر روی سنگریزه ها (به ازای چهار زاویه بستر شامل ۱۰، ۴۰، ۷۰ و ۹۰ درجه



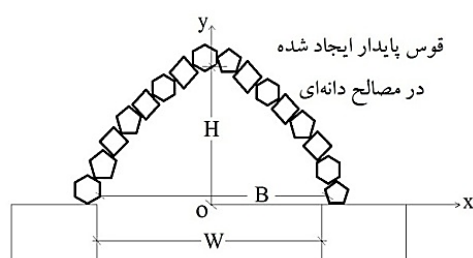
شکل ۵ دامنه حرکت بستر اصلی دستگاه (صفر تا ۹۰ درجه)

برای انجام یک گام آزمون، نخست ضخامت درونی جعبه تنظیم و سپس بستر اصلی دستگاه بر روی زاویه (θ) مورد نظر بسته می شود. در ادامه، دو ریل افقی به صورت کاملاً متقارن و به مقدار مورد نیاز بسته به شماره گام (متغیر بین صفر تا ۳۰ سانتی متر) از یکدیگر دور می شوند (شکل ۶). سپس در فضای ایجاد شده یک قطعه پلاستیکی فشرده مکعب مستطیلی شکل قرار می گیرد (که این قطعه، هم درپوش دریچه آزمایش است و هم از تخلیه مصالح به درون مخزن تحتانی پیش از شروع گام جلوگیری می کند). پس از آن، مصالح دانه ای وارد جعبه می گردند و در نهایت، درپوش به طرف پایین منتقل و به طور کامل برداشته می شود. در هر گام، یک قوس پایدار استاتیکی در محیط ایجاد می شود. شکل (۷) مراحل تدریجی انجام یک گام آزمون را نشان می دهد. در اینجا منظور از قوس پایدار، مجموعه ای از ذرات محیط است که با کنار یکدیگر قرار گرفتن آنها، شکل تقریبی یک کمان یا قوس تداعی می شود. شکل (۸) نمونه ای از تصاویر مربوط به قوس زدگی را ارائه می نماید. لازم به ذکر است که در رابطه با قوس زدگی، مرز بیرونی قوس پایدار مورد بررسی قرار می گیرد (شکل ۹). بر این اساس، اطلاعات مربوط به هر قوس شامل عرض و ارتفاع قوس، عرض دریچه متناظر باتوجه به موقعیت دستگاه مختصات دکارتی و زاویه بستر اصلی برای هر نوع مصالح دانه ای به نحوی که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، قرائت و ثبت می گردند. با ثبت داده ها گام مذکور به پایان می رسد.

نسبت به افق) و در مجموع ۷۳۴ گام آزمایش، اطلاعات مشاهده‌شده مربوط به قوس‌زدگی ثبت شده‌اند [۵].



شکل ۹ نمایش مرز ذرات شرکت‌کننده در قوس‌زدگی

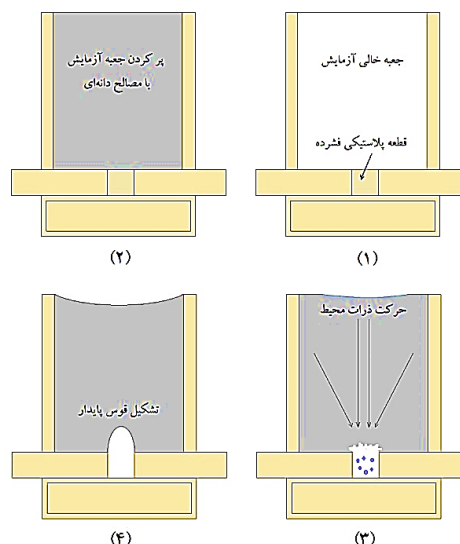


شکل ۱۰ نحوه اندازه‌گیری اطلاعات مربوط به قوس‌زدگی

نتایج و تفسیر

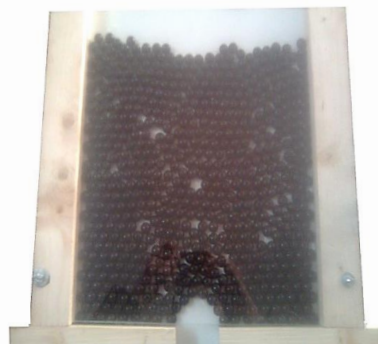
براساس داده‌های خام آزمایشگاهی، نتایج متعددی قابل استخراج و بررسی هستند که با دقت در روند وقوع هر یک، امکان تفسیر دلیل هر کدام از آنها وجود خواهد داشت. مشاهدات تجربی نشان داده‌اند که با افزایش عرض دریچه، به مقدار عرض قوس افزوده می‌گردد. همچنین، افزایش عرض دریچه سبب افزایش در ارتفاع قوس گردیده‌است [۵]. این نتایج و سایر موارد مستخرج از پژوهش [۵] برای قوس‌زدگی تا مرحله «قبل از انهدام قوس پایدار» در مصالح دانه‌ای بیان گردیده‌اند. با این وجود، می‌توان با تمرکز بر روی ویژگی‌های قوس پایدار در لحظه «آستانه انهدام» و رخدادهای «پس از انهدام» به نتایج نوین قابل توجهی دست یافت.

باید توجه داشت که چگالی به نوعی نمایش‌دهنده تراکم مصالح و ابعاد ذرات یک پارامتر هندسی از مجموعه محیط دانه‌ای است. در این مقاله، برای مطالعه شکل هندسی قوس پایدار، تأثیر وزن مخصوص یا



شکل ۷ مراحل طی شده در انجام یک گام آزمون: (۱) تنظیم عرض

دریچه و قرار دادن قطعه پلاستیکی فشرده (آکاستیو) در محل دریچه، (۲) وارد نمودن مصالح دانه‌ای در جعبه آزمایش، (۳) برداشتن قطعه پلاستیکی (دریچه)، (۴) ثبت اطلاعات مربوط به قوس‌زدگی پس از تشکیل قوس پایدار



شکل ۸ نمونه‌ای از تصاویر قوس‌زدگی در مصالح

ظرفیت نهایی پدیده قوس زدگی برای انتقال فشار استاتیکی محیط دانه‌ای اطراف قوس به دو تکیه‌گاه آن است. از این‌رو، آشنایی با ویژگی‌های ظاهری و مکانیکی قوس بحرانی و تفسیر سازوکار تشکیل آن، کمک شایانی به درک جامع‌تر اثر قوس زدگی در مصالح دانه‌ای خواهد نمود. شکل (۱۱) نمونه‌ای از تصویر قوس‌های بحرانی در مصالح دانه‌ای را نشان می‌دهد.



الف) گوی‌های پلاستیکی با آرایش شل



ب) گوی‌های پلاستیکی با آرایش متراکم



پ) مجموعه سنگریزه

شکل ۱۱ نمونه‌ای از قوس‌های بحرانی

ویژگی‌های قوس بحرانی. بدیهی است در آخرین گام آزمون، متناظر با حداکثر عرض دريچه، عرض قوس نیز دارای مقدار بیشینه خود می‌باشد. از این‌رو، انتظار

درجه تراکم مصالح با مقایسه نتایج به‌دست‌آمده از گوی‌های پلاستیکی در دو آرایش متراکم و شل که هر دو دارای ابعاد ذرات (d_{50}) یکسان بوده‌اند، بررسی شده است. از سوی دیگر، برای سنجش میزان تأثیر زاویه اصطکاک داخلی نسبت به اندازه دانه‌ها بر روی ابعاد قوس، از مقایسه نتایج حاصل از سنگریزه‌ها (d_{50}) کوچک‌تر) با گوی‌های پلاستیکی در حالت متراکم (d_{50}) بزرگ‌تر) استفاده شده است. تأثیر این پارامترها در عرض بحرانی دريچه براساس قطر متوسط ذرات محیط نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

آستانه انهدام قوس پایدار

منظور از آستانه انهدام قوس، آخرین گام آزمون است. به عبارت دیگر، آستانه انهدام لحظه‌ای است که در آن قوس پایدار نهایی بر روی دريچه تشکیل می‌شود و پس از آن با کوچک‌ترین افزایش در اندازه عرض دريچه، دیگر هیچ‌گونه قوس زدگی در مصالح دانه‌ای رخ نخواهد داد. بررسی‌های انجام شده حاصل از انجام آزمون‌های آزمایشگاهی دريچه نشان می‌دهند که مدت زمان رسیدن به لحظه آستانه انهدام قوس در مصالح دانه‌ای آزمایش‌شده متفاوت است و به عوامل گوناگونی وابسته است که یافتن دلیل آنها نیازمند بحث و تفسیر زیادی می‌باشد. در ادامه به بررسی جامعی پیرامون این موضوع پرداخته می‌شود.

تعریف قوس بحرانی. براساس تعریف نوشتار حاضر، قوس بحرانی (Critical arch) قوس پایدار استاتیکی مربوط به آخرین گام آزمون است. این بدان معنا است که در این حالت، دريچه دارای حداکثر عرض ممکن (نسبت به گام‌های قبلی) خواهد بود. به بیان دیگر، اگر عرض دريچه از عرض دريچه متناظر با قوس بحرانی بیشتر شود، قابلیت قوس زدگی در مصالح دانه‌ای از بین خواهد رفت. بنابراین، قوس بحرانی در واقع نشان‌دهنده

دریچه و عرض قوس دارای مقادیر بیشینه خود هستند، اما ارتفاع قوس بحرانی، بیشینه نیست بلکه نسبت به گام قبل مقداری افت نموده است. این پدیده در کار پژوهشی گو و ژو [3] مشاهده نشده است. البته دلیل احتمالی آن، این است که در دستگاه آزمون گو و ژو [3] تنها از چند دریچه با عرض ثابت استفاده شده، درحالی که عرض دریچه در دستگاه توسعه‌یافته دریچه متغیر است.

از آنجایی که در آخرین گام آزمون، عرض دریچه حداکثر مقدار خود را دارد، نرخ خروج مصالح دانه‌ای از دریچه نیز به بالاترین مقدار ممکن افزایش می‌یابد. این پدیده سبب بروز دو رخداد هم‌زمان خواهد شد؛ اول این‌که، قفل‌شدگی دانه‌ها در یکدیگر سریع‌تر و بسیج شدن تنش‌های برشی بین ذرات محیط در فاصله قائم کمتری نسبت به دریچه انجام می‌شود، بنابراین تاج قوس هم در همان تراز واقع می‌گردد. دوم این‌که، به‌منظور ثابت ماندن حجم فضای خالی موجود زیر سطح قوس ایجادشده، قوس مجبور است از ارتفاع خود بکاهد. زیرا همواره حجم مصالح تخلیه شده با مجموع حجم فضای خالی زیر قوس و حجم حاصل از نشست سطح رویه مصالح فوقانی برابر است. لازم به‌ذکر است که این مسئله، یافته‌ای جدید در رابطه با پدیده قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای می‌باشد.

با مشاهده شکل (۱۲) باید بیان نمود که به‌طور کلی برای تمامی مصالح دانه‌ای استفاده شده در این پژوهش، هرچه زاویه بستر اصلی دستگاه بیشتر باشد، حداکثر عرض دریچه یا همان عرض بحرانی دریچه (W_{cr}) برای ایجاد قوس‌زدگی کمتر شده است. به عبارت دیگر، با افزایش شیب قرارگیری ذرات محیط دانه‌ای نسبت به افق، عرض بحرانی دریچه کوچک‌تر خواهد بود. مقایسه داده‌ها با یکدیگر نشان می‌دهند که به‌ازای یک زاویه بستر ثابت دل‌خواه در بازه ۱۰ تا ۹۰ درجه نسبت به افق، همواره خواهیم داشت:

$$W_{cr}(\text{Rockfills}) > W_{cr}(\text{Beads-Dense}) > W_{cr}(\text{Beads-Loose})$$

این مسئله باتوجه به پارامتر زاویه اصطکاک داخلی

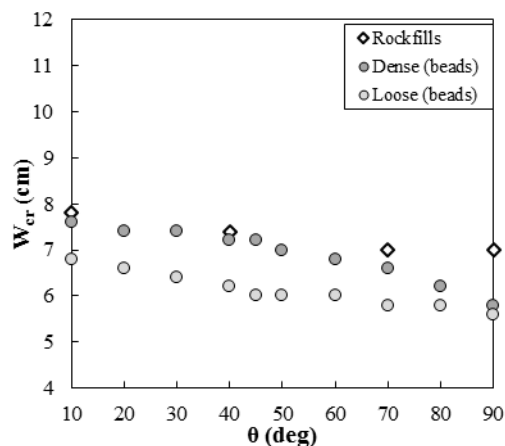
می‌رود قوس تشکیل‌شده، ساختاری کاملاً حساس نسبت به تنش‌های درونی (موجود در مصالح) یا تنش‌های القایی خارجی (نظیر فشار ناشی از ارتعاشات یا ضربه‌های کوچک احتمالی به جعبه) باشد. بنابراین، باید تا حد امکان، تمامی مراحل اجرای آزمون با کمال دقت و آرامش و با پرهیز از اعمال هرگونه ارتعاش و لرزش به دستگاه آزمایش انجام شوند.

توجه به این نکته ضروری است که اگر در یک گام از آزمایش قوس‌زدگی مشاهده نشود، بدین معنی نیست که آزمون خاتمه پیدا کرده است؛ بلکه لازم است برای کنترل نتایج، ابتدا همان گام آزمون دوباره تکرار شود و سپس حداقل سه گام بعدی اجرا گردد. چنانچه در طول این سه مرحله قوس پایدار تشکیل نشد، آنگاه انجام آزمون متوقف می‌شود. در این حالت، عرض دریچه گام پیشین (قبل از سه گام کنترلی) نمایانگر عرض دریچه بحرانی است و بنابراین قوس تشکیل‌شده هم بحرانی بوده است. اما اگر در یکی از گام‌های سه‌گانه کنترل، یک قوس پایدار بر روی دریچه تشکیل شد، باید همه گام‌های آزمون تکرار شوند، زیرا احتمالاً در یکی از شرایط آزمایش مانند نحوه قرارگیری مصالح در جعبه و یا محکم کردن بستر اشکالی وجود داشته است که با انجام کنترل‌ها رفع شده‌اند. از طرفی، بروز خطاهای انسانی در ایجاد ارتعاش‌های کوچک ناشی از لرزش دست یا اعمال ضربه به جعبه آزمایش نیز ممکن است سبب ایجاد مشکل در فرایند تشکیل قوس پایدار گردیده باشند. در این حالت، ضروری است تا با فراهم نمودن شرایط نسبتاً ایده‌آل، به اجرای آزمون پرداخت.

در آزمایش‌های صورت‌گرفته در این مطالعه، پس از عدم تشکیل قوس به‌ازای یک عرض دریچه معین، برای اطمینان بیشتر به‌جای سه گام کنترل، چهار گام دیگر آزمون انجام گردیده، اما در هیچ‌یک از آنها قوس‌زدگی مشاهده نشده است. به عبارت دیگر، همه گام‌های آزمایش در صحت و دقت کامل صورت گرفته‌اند.

مشاهدات حاکی از آن هستند که اگرچه در آخرین گام آزمون یا همان لحظه تشکیل قوس بحرانی، عرض

به طور هم زمان دارای اثر مستقیم بر روی عرض بحرانی دریچه هستند، گرچه می توان اثر زاویه اصطکاک داخلی را تا حدودی بیشتر از اثر قطر متوسط دانه ها دانست.



شکل ۱۲ عرض بحرانی (حداکثر) دریچه به ازای زاویه های بستر

شکل (۱۳) نشان می دهد که با افزایش زاویه بستر اصلی دستگاه، عرض بحرانی قوس (B_{cr}) کاهش یافته است. از طرف دیگر، به ازای کلیه مقادیر زاویه بستر (از ۱۰ تا ۹۰ درجه)، عرض قوس بحرانی تشکیل شده در سنگریزه ها بزرگتر از گوی های پلاستیکی در هر دو آرایش است. به عنوان نمونه، عرض قوس بحرانی ایجاد شده در سنگریزه ها، گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم و گوی های پلاستیکی با آرایش شل، بر روی زاویه بستر ۱۰ درجه به ترتیب ۷/۶، ۶/۵ و ۶/۳ سانتی متر مشاهده گردیده است.

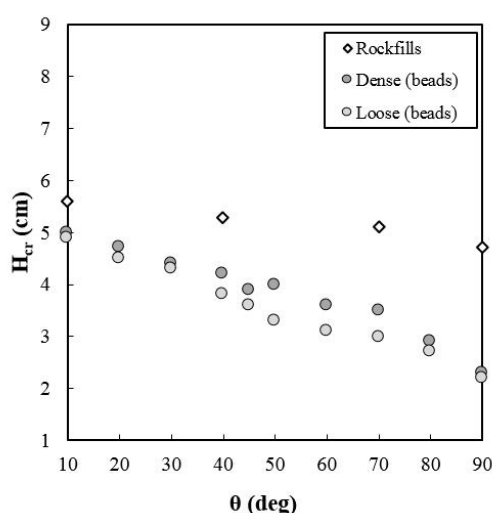
با این حال، عرض قوس بحرانی برای گوی های اندکی متفاوت است. در بازه ۱۰ تا ۵۰ درجه زاویه بستر، عرض قوس بحرانی ایجاد شده در آرایش متراکم بیشتر از آرایش شل است، اما در بازه ۵۰ تا ۹۰ درجه، قوس بحرانی برای هر دو آرایش تقریباً با عرض یکسانی پدیدار گردیده است. به عبارت دیگر، با وجود تفاوت در زاویه اصطکاک داخلی گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم (۳۷/۴ درجه) و آرایش شل (۳۰/۷ درجه)، به ازای مقادیر مختلف زاویه بستر در بازه ۵۰ تا ۹۰ درجه، نمودار تغییرات عرض بحرانی قوس برای

مصالح قابل توجه است. از آنجایی که با افزایش مقدار زاویه اصطکاک داخلی مصالح دانه ای، قفل شدگی ذرات در یکدیگر و بسیج شدگی تنش های برشی و در نتیجه قابلیت قوس زدگی و انتقال بار بیشتر می شود، عرض دریچه متناظر با قوس بحرانی نیز آزادی بیشتری برای رسیدن به مقدار حداکثر بیشتر دارد. به عنوان مثال، بر روی زاویه بستر ۱۰ درجه، با توجه به اندازه زاویه اصطکاک داخلی ۴۱/۳، ۳۷/۴ و ۳۰/۷ درجه به ترتیب برای سنگریزه ها، گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم و آرایش شل، عرض بحرانی دریچه متناظر با مصالح دانه ای نام برده به ترتیب برابر ۷/۸، ۷/۶ و ۶/۸ سانتی متر مشاهده شده است. علاوه بر تأثیر مستقیم زاویه اصطکاک داخلی مصالح دانه ای بر روی W_{cr} باید توجه داشت که با وجود تفاوت در مقدار زاویه اصطکاک داخلی مجموعه سنگریزه (۴۱/۳ درجه) و گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم (۳۷/۴ درجه)، نمودار تغییرات عرض بحرانی دریچه بر حسب زاویه بستر مصالح دانه ای مربوط به سنگریزه ها و گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم تقریباً بر یکدیگر منطبق هستند. دلیل این واقعه را باید به تأثیر قطر متوسط ذرات محیط ارتباط داد. هرچه قطر متوسط ذرات بزرگتر باشد، بر روی یک زاویه بستر معین، ذرات کمتر دچار تغییر مکان های دورانی و انتقالی در حین تخلیه می شوند و در نتیجه، دستیابی دریچه به عرض بیشتر محتمل تر خواهد شد. به عنوان مثال، بر روی زاویه بستر ۱۰ درجه نسبت به افق، اگر چه مقدار زاویه اصطکاک داخلی سنگریزه (۴۱/۳ درجه) نسبت به گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم (۳۷/۴ درجه) بزرگتر است، اما از آنجایی که قطر متوسط سنگریزه ها (۰/۹ سانتی متر) از گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم (۱/۲ سانتی متر) کوچکتر است، همین امر باعث کاهش عرض بحرانی دریچه در مجموعه سنگریزه نسبت به گوی های پلاستیکی با آرایش متراکم گردیده تا جایی که منجر به مرز انطباق دو نمودار بر یکدیگر شده است. بنابراین، باید اینچنین نتیجه گیری نمود که زاویه اصطکاک داخلی و قطر متوسط ذرات مصالح دانه ای

قوس بحرانی در سنگریزه‌ها بزرگ‌تر از گوی‌های پلاستیکی با آرایش متراکم می‌باشد و ارتفاع قوس بحرانی در گوی‌های پلاستیکی با آرایش متراکم تقریباً بزرگ‌تر از گوی‌های پلاستیکی با آرایش شل است. به عبارت دیگر، در کلیه زوایای قرارگیری بستر نسبت به افق داریم:

$$H_{cr(Rockfills)} > H_{cr(Beads-Dense)} > H_{cr(Beads-Loose)}$$

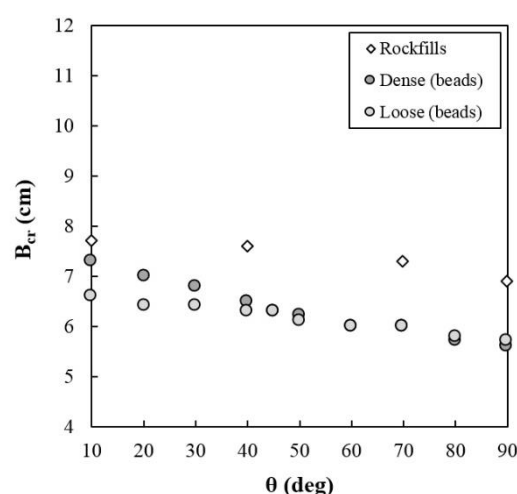
به عنوان مثال، در حالتی که بستر دستگاه با راستای افق زاویه قائم می‌سازد، ارتفاع قوس بحرانی تشکیل شده بر روی دریچه در سنگریزه‌ها، گوی‌های پلاستیکی با آرایش متراکم و شل به ترتیب برابر ۴/۷، ۲/۳ و ۲/۲ سانتی متر می‌باشد.



شکل ۱۴ ارتفاع بحرانی قوس به ازای زاویه‌های بستر

مطابق مشاهدات انجام شده در شکل‌های (۱۲)، (۱۳) و (۱۴) چنین استنباط می‌شود که در آستانه انهدام قوس پایدار، ابعاد قوس و عرض دریچه دارای رابطه مستقیم با پارامتر زاویه اصطکاک داخلی و قطر متوسط مصالح هستند. مقدار زاویه اصطکاک داخلی با افزایش بسیج‌شدگی مقاومت برشی بین ذرات محیط و در نتیجه قابلیت قوس‌زدگی بیشتر می‌شود و همین امر سبب

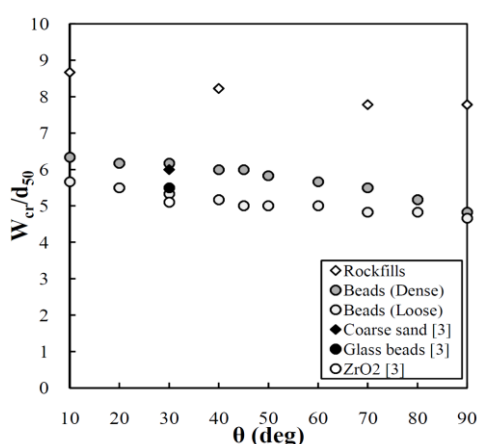
گوی‌های پلاستیکی در هر دو آرایش، با تقریب خوبی بر یکدیگر منطبق هستند. از مجموع موارد ذکر شده نتیجه گرفته می‌شود که برای هر نوع مصالح دانه‌ای در بازه دلخواه بین ۱۰ تا ۹۰ درجه نسبت به افق، پارامتر زاویه اصطکاک داخلی محیط در عرض قوس بحرانی دارای بیشترین تأثیر است. برای یک محیط دانه‌ای همگن (دارای ذرات هم‌اندازه) نیز در حالتی که زاویه بستر در بازه ۱۰ تا ۵۰ درجه نسبت به افق واقع شود، پارامتر زاویه اصطکاک داخلی محیط در عرض قوس بحرانی بیشترین تأثیر را دارد. اما در بازه ۵۰ تا ۹۰ درجه که شتاب ثقل اثر بیشتری در حرکت رو به پایین مصالح بر روی بستر شیب‌دار به نسبت دامنه ۱۰ تا ۵۰ درجه دارد، نقش انداز قطر دانه‌های تشکیل‌دهنده محیط در قفل‌شدگی ذرات و به تبع آن اندازه عرض بحرانی از پارامتر زاویه اصطکاک داخلی پررنگ‌تر است.



شکل ۱۳ عرض بحرانی (حداکثر) قوس به ازای زاویه‌های بستر

شکل (۱۴) نمودار تغییرات ارتفاع قوس بحرانی به ازای زاویه‌های مختلف بستر را نمایش می‌دهد. با مراجعه به این شکل مشاهده می‌شود که با افزایش زاویه بستر مصالح دانه‌ای، از ارتفاع بحرانی قوس (H_{cr}) کاسته شده است. همچنین با انجام آزمایش بر روی مصالح به ازای یک زاویه بستر ثابت، ارتفاع

مشاهده می‌شود کمترین عرض بحرانی دریچه، ۴/۷ برابر قطر متوسط ذرات و مربوط به یک قوس پایدار در آستانه انهدام است که در گوی‌های پلاستیکی با آرایش شل و در حالت قرارگیری بستر بر روی زاویه ۹۰ درجه نسبت به افق تشکیل شده است. حال آن‌که، بزرگ‌ترین عرض بحرانی دریچه، ۸/۶۷ برابر قطر متوسط ذرات و متعلق به شرایط تشکیل یک قوس پایدار در آستانه انهدام است که در مجموعه سنگریزه بر روی زاویه بستر به اندازه ۱۰ درجه ظاهر شده است.



شکل ۱۵ نسبت عرض بحرانی (حداکثر) دریچه به قطر متوسط ذرات به‌ازای زاویه‌های بستر

البته در ارائه رابطه (۱) باید توجه داشت که هدف این مقاله، بررسی تأثیر شکل ذرات و تیزگوشگی آنها به‌عنوان متغیر مستقل نبوده است و تأثیر این عوامل با ارتباط دادن اثر آنها بر روی پارامترهای زاویه اصطکاک داخلی، وزن مخصوص (درجه تراکم)، قطر متوسط ذرات و در نتیجه نقش آنها در شکل هندسی قوس ایجاد شده مورد مقایسه و بررسی قرار گرفته است.

نتایج مطالعه آزمایشگاهی حاضر، کار تحقیقاتی بر روی چند نوع مصالح دانه‌ای دیگر را شامل ماسه متراکم، مجموعه گوی‌های شیشه‌ای با قطر متوسط ۵/۵ میلی‌متر و ذرات ZrO_2 که با زاویه بستر ۳۰ درجه توسط گو و ژو [3] انجام شده تأیید می‌کند. مقایسه نتیجه‌ها در شکل (۱۵) نشان داده شده است. با دقت

افزایش ابعاد قوس و عرض دریچه متناظر می‌گردد. این بدان معنی است که عرض و ارتفاع قوس بحرانی هم زیادتر می‌شود. اما زاویه قرارگیری بستر مصالح دانه‌ای نسبت به افق تأثیر عکس بر روی ابعاد قوس و عرض دریچه دارد. با افزایش زاویه قرارگیری بستر محیط نسبت به افق، «اثر شتاب ثقل» بر روی مجموعه مصالح دانه‌ای بیشتر می‌شود. نخست، این امر سبب می‌شود که دبی خروج مصالح دانه‌ای از دریچه زیادتر شود. بنابراین، به دریچه اجازه کمتری برای باز شدن تا حد رسیدن به حداکثر مقدار در مقایسه با یک زاویه بستر کوچک‌تر داده خواهد شد. از این‌رو، حداکثر عرض دریچه یا همان عرض بحرانی دریچه کمتر است و به تبع آن عرض قوس بحرانی هم کوچک‌تر خواهد بود. دوم این‌که، با افزایش اثر شتاب گرانش، به قوس بحرانی ایجاد شده فشار سربار بیشتری اعمال می‌شود. در این حالت اگر قوس به‌صورت یک تیر خمیده تحت بارگذاری گسترده از محیط پیرامونی در نظر گرفته شود، تغییر مکان رو به پایین (خیز) بیشتری پیدا می‌کند و به عبارت دیگر، کاهش ارتفاع می‌یابد.

باید توجه نمود که تمرکز ویژه بر روی مفهوم قوس بحرانی، برای نخستین بار در پژوهش حاضر انجام شده است.

پیش‌بینی حداکثر عرض دریچه یک مخزن مرتبط با مصالح دانه‌ای با توجه به ویژگی‌های محیط از اهمیت بالایی برخوردار است. اگر قطر متوسط مجموعه به‌عنوان یک پارامتر مشخص از مصالح دانه‌ای در نظر گرفته شود، می‌توان مطابق شکل (۱۵) نسبت حداکثر عرض دریچه (عرض دریچه بحرانی) را به قطر متوسط اجزای محیط محاسبه نمود. با مراجعه به شکل مذکور، رابطه (۱) قابل بیان است:

$$4.7 \leq \frac{W_{cr}}{d_{50}} \leq 8.67 \quad (1)$$

در این رابطه:

W_{cr} : عرض دریچه بحرانی (حداکثر عرض دریچه).

d_{50} : قطر متوسط ذرات محیط دانه‌ای.

آستانه انهدام قوس پایدار نشان می‌دهد که نتایج حاصل از گوی‌های پلاستیکی با آرایش شل و متراکم به‌عنوان مدلی برای شبیه‌سازی ذرات تشکیل‌دهنده یک محیط دانه‌ای در رابطه با شناخت اثر قوس‌زدگی در آستانه انهدام قوس پایدار قابل اعتماد هستند.

پس از انهدام قوس پایدار

هدف از بررسی وضعیت مصالح دانه‌ای پس از انهدام قوس‌زدگی، تحلیل رفتار اجزای محیط و احتمالاً یافتن سازوکارهای جدید در رابطه با مکانیک محیط‌های گسسته است. همان‌طور که پیشتر بیان گردید، اگر دریچه بیشتر از عرض حداکثر یا همان عرض بحرانی دریچه باز شود، به‌هیچ‌وجه قوس پایدار در محیط ایجاد نمی‌گردد و مصالح دانه‌ای تا جایی که امکان دارد از محل دریچه خارج می‌شوند و به درون مخزن تحتانی سقوط می‌کنند. درواقع این لحظه، پایان قوس‌زدگی در محیط دانه‌ای را تداعی می‌کند. اما این نکته که حد تخلیه مصالح دانه‌ای تا کجا ادامه می‌یابد، موضوعی است که در این بخش به آن پرداخته می‌شود.

وضعیت مصالح تخلیه‌شده. پیش از انهدام قوس پایدار و همچنین در آستانه آن، مطابق شکل (۱۶)، حجم مصالح تخلیه‌شده که در مخزن تحتانی سقوط می‌کنند، برابر است با مجموع حجم واقع در فضای خالی سطح زیر قوس تشکیل‌شده تا تراز بالایی دریچه ($y=0$)، به‌اضافه حجمی که در اثر نشست سطح فوقانی مصالح دانه‌ای ایجاد می‌شود. رابطه (۲) این تعادل حجم را بیان می‌نماید:

$$V_d = V_s + V_a \quad (2)$$

V_d : حجم مصالح تخلیه‌شده در مخزن تحتانی.
 V_s : حجم فضای خالی ناشی از نشست سطح فوقانی مصالح.
 V_a : حجم فضای خالی محدود به قوس پایدار و تراز بالایی دریچه.

با تشکیل قوس پایدار، تخلیه مصالح دانه‌ای از

بیشتر در این شکل یک نکته مهم قابل بیان است و آن این که عرض بحرانی دریچه برای مجموعه سنگریزه در پژوهش حاضر هم نسبت به گوی‌های پلاستیکی با دو آرایش و هم در مقایسه با مصالح مورد استفاده در مطالعه گو و ژو [3] بزرگ‌تر است. علت احتمالی این موضوع، بزرگ‌تر بودن چگالی (ρ) مجموعه سنگریزه نسبت به سایر مصالح مورد بررسی است که تأثیر خود را این‌گونه بروز داده است.

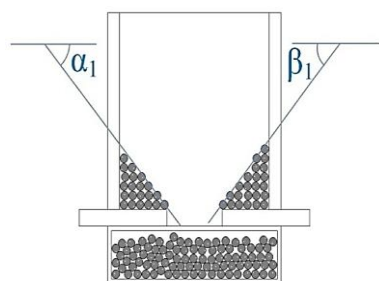
براساس مطالب بیان‌شده، می‌توان دو کاربری برای پدیده قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای تعریف نمود. با بهره‌گیری از پدیده قوس‌زدگی به‌عنوان یک «عامل مثبت» در انتقال بار، می‌توان با توجه به عرض حفره‌ای که قرار است در مصالح دانه‌ای ایجاد گردد، ابعاد ایمن آن را بدون نیاز به حایل‌بندی در شرایط برقراری کرنش مستوی محاسبه نمود. به‌عنوان مثال، می‌توان ابعاد مربوط به محل عبور یک سازه مدفون نظیر یک لوله یا تونل بدون حایل در خاک ماسه‌ای را محاسبه نمود. از سوی دیگر، می‌توان شرایطی را ایجاد کرد تا از بروز پدیده قوس‌زدگی به‌عنوان یک «عامل مزاحم» در ایجاد قوس پایدار بر روی خروجی مصالح جلوگیری شود. بارها مشاهده شده است که در اثر ایجاد قوس‌زدگی در ذرات موجود در مخازن نگهداری مصالح نظیر سیلوها و قیف‌ها، فرایند تخلیه آنها از محل خروجی متوقف می‌شود و با مشکل روبه‌رو می‌گردد. بنابراین، باید شرایطی را فراهم آورد تا مصالح امکان تشکیل قوس پایدار بر روی محل خروجی را نداشته باشند. با توجه به مطالب بیان شده در این بخش، اگر عرض خروجی مصالح، اندکی بزرگ‌تر از عرض بحرانی دریچه انتخاب شود، به‌هیچ‌وجه قوس‌زدگی ایجاد نخواهد شد و ذرات مخزن بدون بروز مشکل تخلیه می‌گردند. از این‌رو، می‌توان برای کاربرد عملی مفهوم عرض بحرانی دریچه به طراحی ابعاد دهانه خروجی مخزن سازه‌هایی مانند سیلوها و قیف‌های ذخیره‌کننده مصالح دانه‌ای نظیر مخازن نگهداری غلات و مواد غذایی با ماهیت غیرچسبنده نظیر دانه‌های گندم یا جو اشاره نمود. بررسی نتایج به‌دست آمده پیرامون وقایع مرتبط با

وضعیت مصالح باقی مانده در جعبه. مشاهدات

آزمایشگاهی نشان می‌دهند که پس از انهدام قوس پایدار، مصالح دانه‌ای باقی مانده درون جعبه آزمایش تقریباً به صورت متقارن بر روی دو ریل افقی طرفین دریاچه قرار می‌گیرند. به عنوان نمونه به شکل (۱۸) مراجعه شود. از مجموع شکل (۱۶) و (۱۸) می‌توان نتیجه گرفت که:

$$V_{r(1)} \approx V_{r(2)}$$

نکته قابل توجه دیگر آن است که آرایش هر یک از این توده‌ها، با تقریب بسیار خوبی نسبت به آرایش اولیه، ثابت و بدون تغییر باقی می‌ماند. بنابراین می‌توان هر یک از آنها را «توده ایستای مصالح» نامید. شکل (۱۹) زاویه راستای مرز خارجی توده ایستای مصالح باقی مانده نسبت به افق را به صورت شماتیک نمایش داده است. در این شکل، α_i زاویه شیب توده مصالح واقع بر روی ریل سمت چپ نسبت به افق و β_i زاویه شیب توده مصالح بر روی ریل سمت راست دریاچه نسبت به افق است. به عبارت دیگر، در شکل (۱۹)، شش زاویه شامل زاویه شیب مرز توده ایستای گوی‌های پلاستیکی با آرایش شل (α_1)، آرایش متراکم (α_2) و مجموعه سنگریزه (α_3) واقع بر روی ریل سمت چپ نسبت به افق و زاویه شیب مرز توده ایستای گوی‌های پلاستیکی با آرایش شل (β_1)، آرایش متراکم (β_2) و مجموعه سنگریزه (β_3) واقع بر روی ریل سمت چپ نسبت به افق قابل رؤیت هستند.



الف) گوی‌های پلاستیکی با آرایش شل

دریاچه متوقف می‌شود و این تعادل حجم برقرار می‌گردد، اما پس از انهدام قوس، مطابق شکل (۱۷)، حجم مصالح درون مخزن تحتانی از رابطه (۳) قابل محاسبه است:

$$V_d = V_t - (V_{r(1)} + V_{r(2)}) \quad (3)$$

در این رابطه:

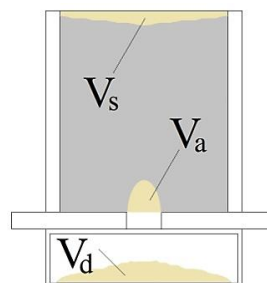
V_d : حجم مصالح تخلیه شده در مخزن تحتانی.

V_t : حجم کل مصالح درون جعبه آزمایش پیش از انجام آزمون.

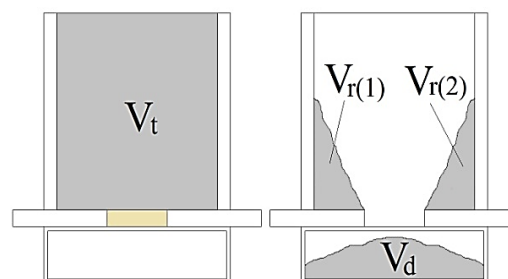
$V_{r(1)}$: حجم مصالح باقی مانده در جعبه آزمایش، واقع در سمت چپ دریاچه.

$V_{r(2)}$: حجم مصالح باقی مانده در جعبه آزمایش، واقع در سمت راست دریاچه.

باتوجه به حجم مصالح تخلیه شده در هر گام آزمایش می‌توان به تحلیل فشار استاتیکی اعمالی به قوس ناشی از مصالح موجود در جعبه و سازوکار انتقال بار حاصل از پدیده قوس زدگی پرداخت.



شکل ۱۶ محاسبه حجم مصالح تخلیه شده در هر گام آزمون پیش از انهدام قوس پایدار



شکل ۱۷ محاسبه حجم مصالح تخلیه شده در هر گام آزمون پس از انهدام قوس پایدار

اندازه‌گیری زوایای تشکیل‌شده نشان می‌دهد که با افزایش شتاب ثقل مؤثر بر محیط ناشی از افزایش زاویه بستر اصلی (θ)، زاویه توده ایستای مصالح نسبت به افق (α_i و β_i) افزایش یافته است. جدول (۱) اندازه زاویه توده ایستا نسبت به افق را برای مصالح دانه‌ای آزمایش نشان می‌دهد. مطابق این جدول، مشاهده می‌شود که در هر محیط، مقادیر هر دو زاویه به‌ازای یک زاویه بستر اصلی معین، با تقریب بسیار خوبی با یکدیگر برابر هستند. به عبارت دیگر، برای هر محیط دانه‌ای به‌ازای یک زاویه بستر معین مشاهده شده است که:

$$\alpha_i \approx \beta_i \quad i=1, 2, 3$$

به منظور سادگی، می‌توان به‌جای بررسی زوج (α_i, β_i) ، میانگین مقادیر α_i و β_i را محاسبه نمود و مطابق شکل (۲۰) در قالب پارامتر γ مورد مطالعه قرار داد. در شکل (۲۱) مقادیر اندازه‌گیری‌شده برای زاویه توده ایستا نسبت به افق (γ) در مصالح دانه‌ای نشان داده شده‌اند. با برازش بهترین منحنی (Trendline) از میان داده‌های مربوط به مقادیر زاویه توده ایستای قرائت‌شده در شکل (۲۱)، می‌توان به‌طور تجربی رابطه (۴) را با $R^2 = 0.934$ استخراج نمود:

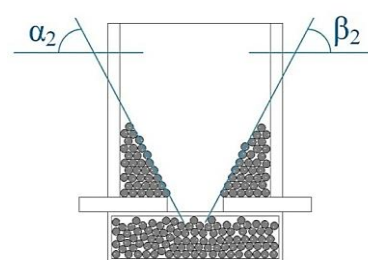
$$\gamma \approx \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left(\frac{\theta}{32.6}\right)^{0.14} \quad (4)$$

در این رابطه:

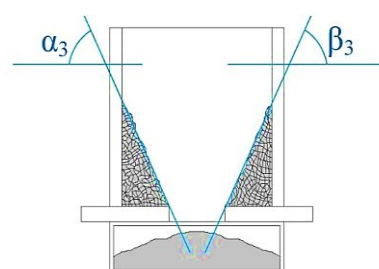
γ : زاویه توده ایستای مربوط به مصالح باقی‌مانده در جعبه نسبت به افق برحسب درجه.

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی مصالح دانه‌ای برحسب درجه.

θ : زاویه قرارگیری بستر اصلی دستگاه نسبت به افق برحسب درجه.



ب) گوی‌های پلاستیکی با آرایش متراکم



پ) مجموعه سنگریزه

شکل ۱۹ نمایش شماتیک زاویه توده‌های ایستا نسبت به افق

جدول ۱ مقادیر زاویه توده ایستای مصالح دانه‌ای نسبت به افق به‌ازای زاویه‌های بستر

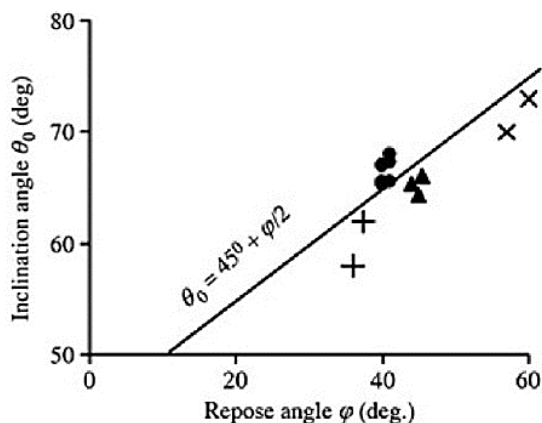
θ (deg)	Beads (Loose)		Beads (Dense)		Rockfills	
	α_1	β_1	α_2	β_2	α_3	β_3
10	51	50	54	55	56	55
20	55	55	61	61	-	-
30	60	61	63	62	-	-
40	62	61	66	66	68	68
45	63	63	67	67	-	-
50	64	65	68	69	-	-
60	66	66	70	70	-	-
70	68	69	71	72	74	75
80	69	69	73	73	-	-
90	70	70	74	75	77	77

توجه ۱: واحد تمامی اعداد جدول درجه است.

توجه ۲: اعشار اعداد رو به بالا گرد شده‌اند.

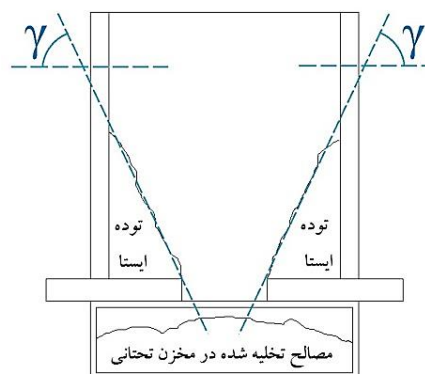
توجه ۳: برای مجموعه سنگریزه‌ها آزمون فقط بر روی زوایای بستر ۱۰، ۴۰، ۷۰ و ۹۰ درجه انجام شده است.

البته اندازه و شرایط بروز این زاویه فقط در شرایط وجود قوس زدگی بررسی شده است. نتایج پژوهش حاضر نشان می‌دهد که توده ایستا هم در شرایط وقوع قوس زدگی و هم پس از انهدام قوس پایدار، دارای زاویه‌ای برابر با مقدار به دست آمده از رابطه (۴) است.

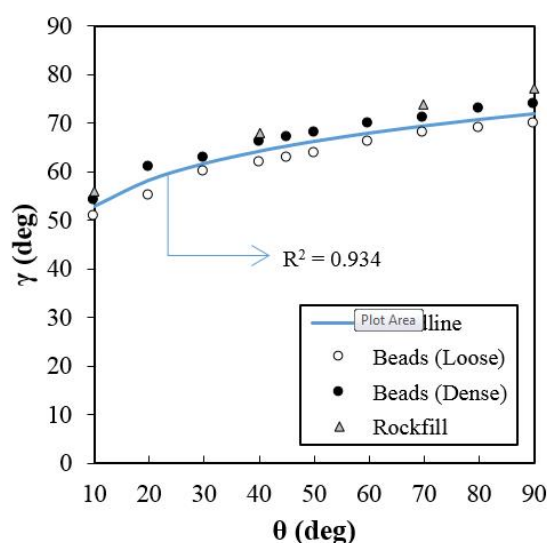


شکل ۲۲ رابطه زاویه انحراف توده ایستا [3]

برای صحت‌سنجی رابطه (۴)، اگر مقدار ۳۰ درجه، یعنی زاویه بستر دستگاه آزمون گو و ژو [3]، برای θ جایگزین شود، زاویه توده ایستا نسبت به افق برحسب درجه برابر $(45^\circ + \phi/2) \times 0.9884$ به دست می‌آید. به عبارت دیگر، می‌توان گفت که $\gamma(\theta=30\text{degree}) \approx \theta_0$. این رابطه نشان می‌دهد که رابطه (۴) با تقریب بسیار خوبی رابطه زاویه انحراف توده ایستا در کار گو و ژو [3] را تأیید می‌کند. البته با مراجعه به شکل (۲۳) که در آن، مقادیر زاویه توده ایستا نسبت به افق به کمک رابطه (۴) برای مصالح دانه‌ای با زاویه اصطکاک داخلی در بازه ۳۰ تا ۶۰ درجه قابل تخمین هستند، نیز صحت این ادعا اثبات می‌شود.



شکل ۲۰ راستای توده ایستا نسبت به افق برای یک محیط دانه‌ای



شکل ۲۱ مقادیر زاویه توده ایستای مصالح به ازای زاویه‌های بستر

براساس رابطه (۴)، زاویه γ تابع زاویه اصطکاک داخلی مصالح و شتاب مؤثر بر محیط دانه‌ای است و راستای قرارگیری بخشی از محیط را نشان می‌دهد که در حین تخلیه شدن مصالح به درون دریچه، ذرات موجود در آن ناحیه بدون تغییر قابل توجه نسبت به وضعیت ابتدایی باقی می‌مانند. در مطالعه گو و ژو [3]، پارامتری به نام زاویه انحراف (Inclination angle) مرز توده ایستا (Stagnant mass) وجود دارد که مبین وضعیت قرارگیری مصالح در حین تخلیه شدن از دریچه می‌باشد و مطابق شکل (۲۲)، رابطه‌ای به صورت

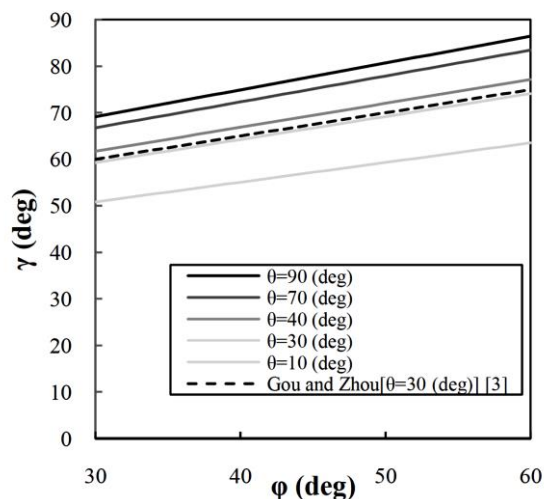
پلاستیکی با سنگریزه‌ها حاکی از آن است که در رابطه با قوس زدگی پس از انهدام قوس پایدار نیز، گوی‌های پلاستیکی در هر دو آرایش به‌خوبی رفتار اجزای یک محیط دانه‌ای واقعی را مدل‌سازی نموده‌اند. نتایج به‌دست آمده در این بخش، مفاهیم جدیدی در بحث مکانیک یک محیط دانه‌ای با ماهیت اجزای مجزا ارائه نمود که می‌تواند پایه‌گذار شناخت بیشتر رفتار مصالح دانه‌ای گردد.

نتیجه‌گیری

نتایج به‌دست آمده از مشاهدات آزمایشگاهی در رابطه با اثر قوس زدگی در دو حالت زمانی متمایز قابل بیان هستند:

الف) در آستانه انهدام قوس و پایان قوس زدگی؛ برای هر یک از مصالح و به‌ازای هر زاویه بستر اصلی دستگاه نسبت به افق، به آخرین قوس پایدار ایجادشده بر روی دریچه‌ای با حداکثر عرض ممکن، قوس بحرانی گفته می‌شود. حداکثر عرض ممکن برای باز شدن دریچه برحسب زاویه اصطکاک داخلی و زاویه بستر مصالح دانه‌ای، حدوداً $4/7$ تا $8/67$ برابر قطر متوسط ذرات محیط، مشاهده شده است. به بیان دیگر، در صورتی که عرض دریچه از این حد بیشتر شود، دیگر هیچ‌گونه قوسی تشکیل نخواهد شد. از این‌رو، قوس بحرانی ظرفیت نهایی پدیده قوس زدگی را برای انتقال فشار استاتیکی از مصالح دانه‌ای اطراف قوس به دو تکیه‌گاه آن نشان می‌دهد. همچنین، مشاهدات صورت گرفته حاکی از آن هستند که گرچه عرض دریچه و عرض قوس متناظر با قوس بحرانی دارای مقادیر بیشینه ممکن هستند، اما ارتفاع قوس بحرانی نسبت به گام پیشین، نه‌تنها روند افزایش خود را ادامه نمی‌دهد، بلکه در کلیه گام‌ها کاهش یافته است.

ب) پس از انهدام قوس؛ بخشی از ذرات محیط پس از



شکل ۲۳ تخمین مقدار زاویه توده ایستا به‌ازای مقادیر زاویه اصطکاک داخلی مصالح دانه‌ای در بازه ۳۰ تا ۶۰ درجه

با این وجود، زاویه توده ایستا می‌تواند به‌نوعی تداعی‌کننده زاویه دیواره شیب‌دار تحتانی و منتهی به دهانه خروجی سیلوها و قیف‌ها در حین جریان توده‌ای (mass flow) یا جریان قیفی (funnel flow) باشد (به مرجع [۱۷] مراجعه شود). مفهوم این یافته آن است که وضعیت قسمتی از مصالح دانه‌ای در دو طرف دریچه که می‌توان همه آنها را «توده ایستا» نام‌گذاری نمود، در زمان‌های متفاوت انجام آزمایش، یعنی حین تخلیه مصالح دانه‌ای، در لحظه تشکیل قوس پایدار و همچنین پس از انهدام قوس، ثابت است و مقدار زاویه راستای مرز هر یک از آنها نسبت به افق از رابطه (۴) تبعیت می‌کند. درواقع، هر یک از این توده‌های ایستا مناطقی هستند که هر کدام به‌عنوان یک سطح لغزش برای لغزیدن مصالح دانه‌ای متأثر از باز شدن دریچه به‌کار می‌روند. به‌عبارت دیگر، این سطوح لغزشی مرز بین توده ایستا و توده مصالح دانه‌ای در حال تسلیم تحت تأثیر قوس زدگی هستند. بنابراین می‌توان اینچنین نتیجه گرفت که توده ایستا منطقه‌ای از مصالح دانه‌ای است که پدیده قوس زدگی هیچ‌گونه تأثیری بر وضعیت آن ندارد. هماهنگی خوب موجود بین نتایج حاصل از گوی‌های

قوس، وضعیت «توده ایستا» ثابت و مقدار راستای مرز آن نسبت به افق قابل محاسبه است. توده‌های ایستا مناطقی هستند که هر کدام به عنوان یک سطح لغزش برای لغزیدن مصالح دانه‌ای متأثر از باز شدن دریاچه به کار می‌روند. این سطوح لغزشی مرز بین توده ایستا و توده مصالح دانه‌ای در حال جابه‌جایی رو به پایین هستند. به عبارت دیگر، توده ایستا منطقه‌ای از مصالح دانه‌ای است که پدیده قوس زدگی هیچ‌گونه تأثیری بر وضعیت آن ندارد.

فروپاشی آخرین قوس پایدار، درون مخزن تحتانی تخلیه می‌شوند. اما قسمتی از مصالح دانه‌ای درون جعبه باقی می‌ماند که تقریباً به صورت متقارن در روی دو ریل افقی طرفین دریاچه قرار می‌گیرند. آرایش هر یک از توده‌های باقی مانده در طرفین دریاچه، با تقریب بسیار خوبی نسبت به آرایش اولیه پیش از انجام آزمایش، ثابت و بدون تغییر باقی می‌ماند. در زمان‌های متفاوت انجام آزمایش، یعنی حین تخلیه مصالح دانه‌ای، در لحظه تشکیل قوس پایدار و همچنین پس از انهدام

مراجع

1. Pugnaloni, L.A. and Barker, G.C., "Structure and Distribution of Arches in Shaken Hard Sphere Deposits", *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, Vol. 337, No.3, pp. 428-442, (2004)
2. Michalowski, R.L. and Park, N., "Arching in granular soils", *First Japan-U.S. Workshop on Testing, Modeling, and Simulation*, Boston, Massachusetts, United States, (2005).
3. Guo, P. and Zhou, S., "Arch in Granular Materials as a Free Surface Problem", *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics*, Vol. 37, No. 9, pp. 1048-1065, (2012).
4. Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A, Lodder, H.J. van Tol, A.F., "Model Experiments on Piled Embankments, Part I", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 32, pp. 69-81, (2012).
5. احمدی، ع، سیدی حسینی نیا، ا، «بررسی آزمایشگاهی اثر قوس زدگی در مصالح دانه ای به کمک دستگاه تو سعه یافته دریاچه»، نشریه مهندسی عمران فردوسی مشهد، دوره ۲۷، شماره صفحه: ۱۷-۳۰، (۱۳۹۵).
6. Shelke, A., and Mishra, S., "Uplift Capacity of Single Bent Pile and Pile Group Considering Arching Effects in Sand", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 28, No. 4, pp. 337-347, (2010).
7. Jiang, Y.J. and Towhata, I., "Experimental Study of Dry Granular Flow and Impact Behavior Against a Rigid Retaining Wall", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 46, No. 4., pp. 1-17, (2012).
8. Qiu, G. and Grabe, J."Active Earth pressure shielding in quay wall constructions: numerical modeling". *Acta Geotechnica*, Vol. 7, No. 4, pp. 343-355, (2012).
9. Lee, J. and Eun, J., "Estimation of Bearing Capacity for Multiple Footings in Sand", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 6, pp. 1000-1008, (2009).
10. Zhang, Z.X., Zhang, H. and Yan, J.Y., "A Case Study on the Behavior of Shield Tunneling in Sandy Cobble Ground", *Environmental Earth Sciences*, Vol. 69, No. 6, pp. 1-10, (2012).

11. Chen, R. P., Li, J., Kong, L.G, Tang, L., "Experimental Study on Face Instability of Shield Tunnel in Sand", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 33, pp. 12-21, (2013).
12. Zhang, N., He, M. and Liu, P., "Water Vapor Sorption and its Mechanical Effect on Clay-bearing Conglomerate Selected from China", *Engineering Geology*, Vol. 141–142, pp. 1-8, (2012).
13. Zhang, L., Zhao, M. H. and He, W., "Working Mechanism of Two-direction Reinforced Composite Foundation", *Journal of Central South University of Technology*, Vol. 14, No. 4, pp. 589-594, (2007).
14. Li, S.J., Chen, J. and Feng, X.T., "Analytic Solution to Soil Arching Effect and its Application Based on Interaction of Slope Soil and Piles", *Materials Research Innovations*, Vol. 15, No. 1, pp. 578-581, (2011).
15. Deb, K., "A Mathematical Model to Study the Soil Arching Effect in Stone Column-supported Embankment Resting on Soft Foundation Soil", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 34, No. 12, pp. 3871-3883, (2010).
16. Tien , H. J., "A Literature Study of the Arching Effect", Msc thesis, *Massachusetts Institute of Technology*, (1996).
۱۷. احمدی، ع.، «بررسی آزمایشگاهی پدیده قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای به کمک دستگاه توسعه‌یافته دریچه»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه فردوسی مشهد، (۱۳۹۲).
18. Rao, K.K. and Nott, P.R., "An Introduction to Granular Flow", *Cambridge University Press*, (2008).

بررسی عملکرد طول تیر پیوند تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با اتصال صلب*

مجید قلهکی^(۱)محمدباقر قدکساز^(۲)

چکیده در سال‌های اخیر از سیستم دیوار برشی فولادی به دلیل مزایای رفتاری مناسب همچون سختی و مقاومت بالا، اقتصادی بودن و قابلیت جذب انرژی زیاد در سازه‌های بلند استفاده شده است. به دلایل معماری استفاده از دهانه‌های بزرگ معمول می‌باشد و لذا چنانچه در این دهانه‌ها نیاز به استفاده از دیوار برشی فولادی باشد، معمولاً از نوع کوپله (مزدوج) آن استفاده می‌شود. دیوار برشی فولادی کوپله از دو دیوار برشی فولادی تشکیل شده است که توسط تیر پیوند فولادی در تراز هر طبقه به یکدیگر متصل شده‌اند. در این مقاله قاب‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه دیوار برشی فولادی کوپله دارای اتصال صلب با سه طول مختلف تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و تیرهای پیوند دارای مدول مقطع پلاستیک ۱۰۰ درصد نسبت به تیر پانل با استفاده از سه زوج شتاب‌نگاشت تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS قرار گرفته و عملکرد دیوارها و تیر پیوند در برش پایه، دریفت، پرورد سازه و درجه کوپلگی (DC) مورد ارزیابی واقع شده است. نتایج نشان می‌دهد که در سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با کاهش طول تیر پیوند، برش پایه افزایش و دریفت و پرورد اصلی سازه کاهش می‌یابد. همچنین تغییرات طول تیر پیوند اثرات متفاوتی در پارامتر درجه کوپلگی دارد.

واژه‌های کلیدی دیوار برشی فولادی کوپله، تیر پیوند، تحلیل دینامیکی غیرخطی، مدول مقطع پلاستیک.

Investigation of Operation of Link Beam Length in Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling with Rigid Joint

M. Gholhaki

M. B. Ghadaksaz

Abstract In recent years, Steel Plate Shear Wall system is used in tall buildings because of its advantages such as high initial stiffness and resistance, energy-dissipation capability and economic feasibility. Due to architectural requirements, using of big bays is usual and so if the usage of steel plate shear wall is needs in these bays; its couple type is used. The Steel Plate Shear Wall with Coupling (SPSW-WC) consist of a pair of planar spsws linked together with coupling beams at the floor levels. In this research, various frames (SPSW-WC) in 3, 10, 15 stories with rigid joint with three different length link beam 1.25, 2.5 and 3.75 meter which were proportioned to have a plastic section modulus 100% of the HBE (CB/HBE ratio) at each floor level and were put by using three acceleration mapping with nonlinear dynamic analysis and ABAQUS software and the performance of the walls and link beam in base shear, drift and DC (degree of coupling) were investigated. The results show that with reduction of link beam length in Steel Plate Shear Walls with Coupling system, base shear increase and drift and period of structure decrease, also the link beam length changing has different effects on coupling degree.

Key Words Steel Plate Shear Walls with Coupling, Link Beam, Plastic Section Modulus, Nonlinear Dynamic Analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۰/۸ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۷/۲۹ می‌باشد.

Email: mgholhaki@semnan.ac.ir

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

(۲) دانش آموخته کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

مقدمه

دیوار برشی فولادی در چهار دهه اخیر در آمریکای شمالی، کانادا و ژاپن به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساخت ساختمان‌های جدید و تقویت ساختمان‌های موجود (به خصوص در ساختمان‌های بلندمرتبه) مورد استفاده قرار گرفته است. این سیستم دارای سختی مناسب برای کنترل تغییر شکل سازه است و در آن به دلیل وجود مکانیزم شکست شکل‌پذیر، اتلاف انرژی بالاست. به دلیل ملاحظات معماری، سیستم دیوار برشی فولادی به طور معمول در اطراف هسته قرار می‌گیرد و بعضاً به دلیل وجود بازشو در هسته، دو سیستم دیوار برشی فولادی در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند. از طرف دیگر باتوجه به این که آیین‌نامه آمریکا نسبت طول به ارتفاع دیوار برشی فولادی را به عدد ۲/۵ محدود کرده است، طراحان آمریکایی به استفاده از یک دهانه ساده در کنار دو دیوار برشی فولادی سوق یافته‌اند، به همین ترتیب این دو دیوار توسط یک تیر پیوند در تراز هر طبقه به یکدیگر متصل می‌شوند.

در سال‌های اخیر محققان مطالعاتی در ارتباط با دیوار برشی فولادی کوپله انجام داده‌اند که می‌توان به پژوهش آستانه اصل و همکاران [1] در دانشگاه برکلی اشاره نمود. در این پژوهش نمونه‌های ۲ و ۳ طبقه با مقیاس یک‌دوم ساخته شد و ستون‌های کناری اطراف دیوار از تیوب‌های استوانه‌ای فولادی پر شده با بتن، ساخته شدند. مقطع تیر پیوند استفاده شده با مقطع تیرهای طبقات یکسان در نظر گرفته شد و بارگذاری از نوع چرخه‌ای بود. هر دو نمونه رفتار شکل‌پذیر از خود نشان دادند و در هر دوی آنها، شکست سیستم در قسمت تیر کوپله فوقانی رخ داد.

در سال ۲۰۱۱، لی و همکارانش [2] آزمایشی تحت بار چرخه‌ای با مقیاس نمونه ۴۰٪ (۲/۵ طبقه) براساس الگوی اصلی یک ساختمان ۶ طبقه انجام دادند و نتایج آن با تحلیل‌های عددی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مقایسه گردید که حاکی از تطبیق مناسب پاسخ‌ها با نمونه

آزمایشگاهی بود.

در سال ۲۰۱۱، فاهنستوک و بورلو [3] چند قاب دیوار برشی فولادی کوپله ۶ طبقه، طراحی کردند و در نرم‌افزار انسیس تحت تحلیل بارافزون قرار دادند. همچنین نمونه‌های آزمایشگاهی ۳ طبقه از مدل‌های بررسی شده ۶ طبقه ساخته شد. در این تحقیق مقاطع تیر-های پیوند نمونه‌ها ۱۰۰٪، ۲۰۰٪ و ۴۰۰٪ ظرفیت پلاستیک تیرهای طبقات را داشتند و نتایج نشان داد که با افزایش مدول مقطع پلاستیک تیر پیوند نسبت به تیر طبقات، برش پایه افزایش می‌یابد و همچنین دررفت در طبقات پایین‌تر بیشتر می‌شود.

در سال ۲۰۱۲، فاهنستوک و بورلو [4] مطالعه دیگری انجام دادند و به بررسی رفتار و مکانیسم دیوار برشی کوپله فولادی پرداختند. در این پژوهش به ارائه روابطی برای درجه کوپلینگ (DC) اشاره شد. در این پژوهش ۳۲ ساختمان ۶ و ۱۲ طبقه با پلانی براساس الگوی ساختمانی ۹ طبقه و دو نوع طول تیر پیوند ۱/۸ و ۲/۸ متر با نسبت ۲۵٪ تا ۶۰٪ مقطع پلاستیک طبقات مدل‌سازی شد. نتایج نشان داد که با افزایش طول تیر پیوند، همیشه درجه کوپلینگ افزایش نمی‌یابد.

باتوجه به بررسی مطالعات انجام شده قبلی، نیاز به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف و با طول تیرهای پیوند متنوع برای محدوده‌های ارتفاعی مختلف از ساختمان‌ها و ارتباط بین درجه کوپلینگ و برش پایه و همچنین دررفت طبقات حس می‌گردد. لذا در این مقاله، نمونه‌هایی از دیوارهای برشی فولادی کوپله ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه که نماد ساختمان‌های کوتاه، میان و بلندمرتبه در ایران می‌باشد، در نرم‌افزار ABAQUS مدل شدند و در نمونه‌های مورد بررسی از سه طول تیر پیوند مختلف ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر با ظرفیت پلاستیک ۱۰۰ درصد نسبت به تیر طبقات استفاده شد و نمونه‌ها تحت سه شتاب‌نگاشت مختلف مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند. هدف از انتخاب سه محدوده ارتفاعی از ساختمان‌ها، بررسی تغییرات

درجه کویلینگ با ارتفاع ساختمان و دررفت و برش پایه می باشد.

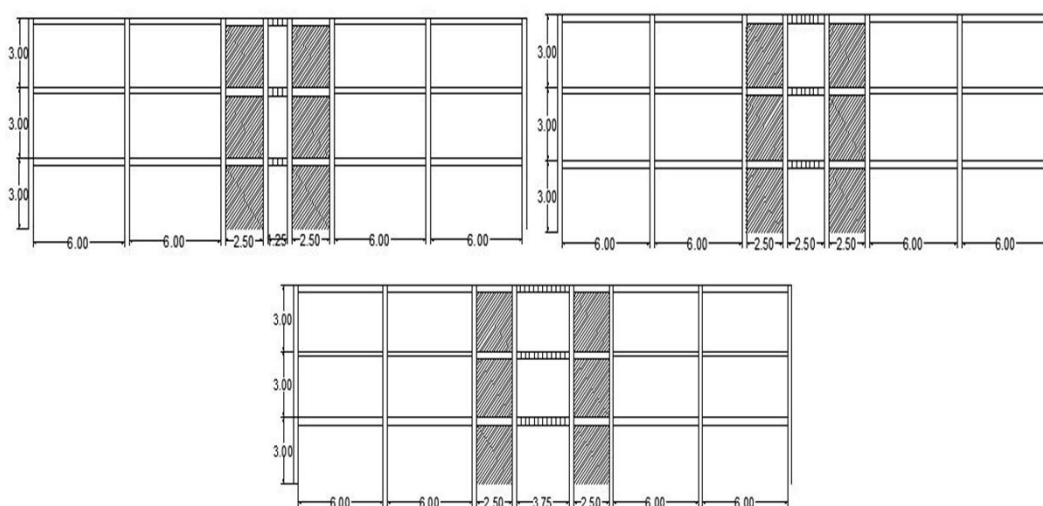
از فولاد ST37 با نسبت پواسون 0.3 و مدول الاستیسیته 210 گیگا پاسکال استفاده شده است.

فرضیات تحلیل و مدل های سازه ای

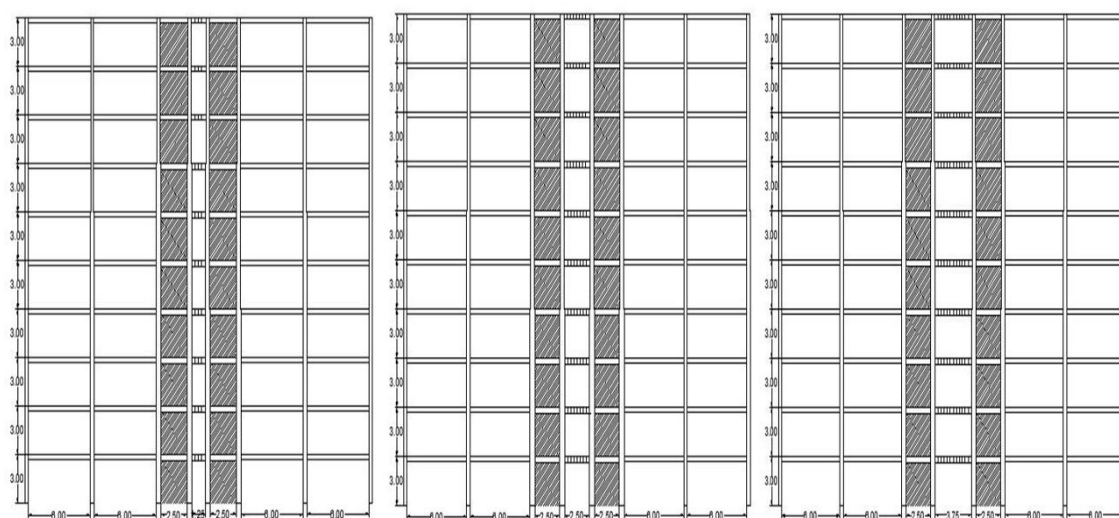
نه قاب دیوار برشی فولادی کوپله با اتصال صلب دارای ورق نازک که هر کدام دارای هفت دهانه هستند و طول تیر پیوند در آنها متفاوت است، با استفاده از روش نواری مدل سازی شدند. در این نمونه ها عرض پانل های برشی برابر $2/5$ متر و طول تیر پیوند برابر $1/25$ ، $2/5$ و $3/75$ متر متغیر است و عرض دهانه های کناری هر یک 6 متر می باشد. قاب ها در سه ساختمان 3 ، 10 و 15 طبقه فرض شده اند که در تمامی آنها ارتفاع طبقات برابر 3 متر است (شکل های ۱ تا ۳).

بارگذاری نمونه ها مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۵] صورت پذیرفته و کاربری ساختمان ها مسکونی فرض شده است. شدت بار مرده طبقات و بام، بار زنده طبقات و بام به ترتیب 600 ، 500 ، 200 و 150 کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده و توزیع نیروی جانبی ساختمان براساس استاندارد 2800 زلزله ایران، ویرایش سوم و با فرض نوع زمین تیپ 3 ، شتاب مبنای طرح 0.35 ، صورت پذیرفته است [6]. در مدل سازی ها

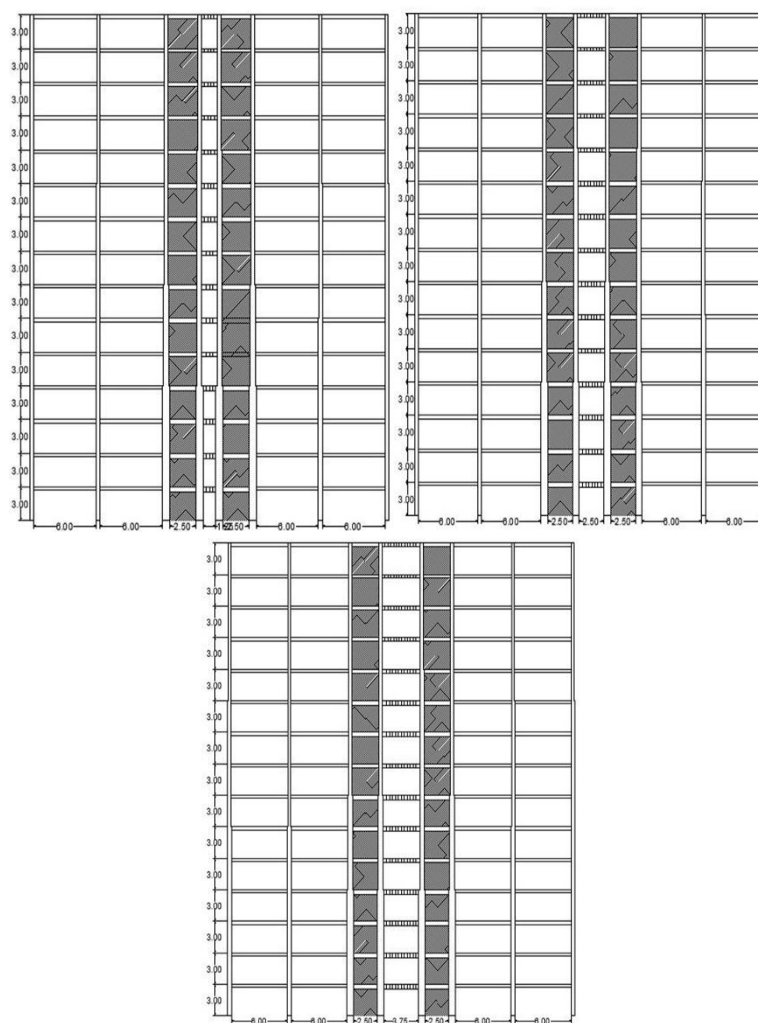
روش طراحی مدل های دیوار برشی فولادی در این مقاله، شبیه روشی است که در آیین نامه فولاد کانادا (CAN/CSA S16-01) [7] و آیین نامه فولاد امریکا (AISC 2005) [8]، به آن اشاره شده است. در این آیین نامه ها به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرابای قائم با مهارندهای صرفا کششی انجام می شود. در واقع به جای هر ورق فولادی، یک مهاربند معادل در نظر گرفته می شود. پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (براساس روابط انرژی کرنشی الاستیک)، ضخامت ورق فولادی به دست می آید. همچنین طرح تیر پیوند و طول آن به گونه ای صورت پذیرفته که هر دو حالت رفتار خمشی و برشی در مدل ها در نظر گرفته شود. لازم به ذکر است که مقاطع ستون ها از قوطی، مقاطع تیرها از تیر ورق و مقاطع مهارندهای معادل از ناودانی دویل انتخاب شده است. جداول (۱) تا (۳) خلاصه مقاطع طراحی را برای مدل های 3 ، 10 و 15 طبقه نشان می دهد.



شکل ۱ مدل ۳ طبقه با طول تیر پیوند $1/25$ ، $2/5$ و $3/75$ متر



شکل ۲ مدل ۱۰ طبقه با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر



شکل ۳ مدل ۱۵ طبقه با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر

جدول ۱ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوبله مدل ۳ طبقه

طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box۳۰x۲	۱/۷۱	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸
۲	Box۳۰x۲	۱/۷۱	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸
۳	Box۳۰x۱/۵	۱/۱۱	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸

جدول ۲ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوبله مدل ۱۰ طبقه

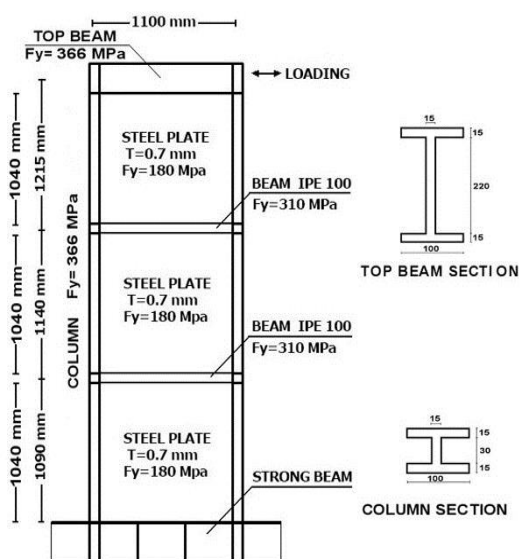
طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box۵۰x۳	۵/۳۸	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۲	Box ۵۰x۳	۵/۳۸	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۳	Box۴۰x۳	۴/۸۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۴	Box۴۰x۳	۴/۸۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۵	Box۴۰x۲	۳/۷۷	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۶	Box۴۰x۲	۳/۲۴	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۷	Box۴۰x۲	۳/۲۴	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۸	Box۳۵x۲	۲/۴۲	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۹	Box۳۵x۲	۱/۷۱	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۱۰	Box۳۵x۲	۱/۱۱	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲

جدول ۳ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوبله مدل ۱۵ طبقه

طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box۷۰x۳	۵/۳۸	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۲	Box۷۰x۳	۵/۳۸	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۳	Box۷۰x۳	۴/۸۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۴	Box۷۰x۳	۴/۸۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۵	Box۵۰x۲	۴/۲۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۶	Box۵۰x۲	۴/۲۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۷	Box۵۰x۲	۳/۷۷	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۸	Box۴۰x۲	۳/۲۴	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۹	Box۴۰x۲	۲/۰۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۰	Box۴۰x۲	۱/۷۱	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۱	Box۴۰x۲	۱/۷۱	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۲	Box۳۵x۲	۱/۳۶	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۱۳	Box۳۵x۲	۱/۳۶	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۱۴	Box۳۵x۲	۱/۱۱	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۱۵	Box۳۵x۲	۱/۱۱	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲

صحت‌سنجی و کالیبره کردن مدل

به منظور کالیبره کردن مدل‌های اجزای محدود دیوار برشی فولادی ۳ طبقه دارای ورق نازک که در سال ۲۰۰۷ توسط قلهکی [۹] مورد آزمایش قرار گرفته بود، استفاده شد (شکل ۴). دیوار مذکور دارای اتصال صلب در ورق پانل‌ها و ستون‌ها می‌باشد و به ترتیب از فولاد نرم و پر-مقاومت در ورق‌ها و ستون‌های آن استفاده شده است. نمای کلی و ابعاد تیر و ستون دیوار برشی فولادی در شکل (۴) و خصوصیات مکانیکی اجزای مورد استفاده در جدول (۴) نشان داده شده است.



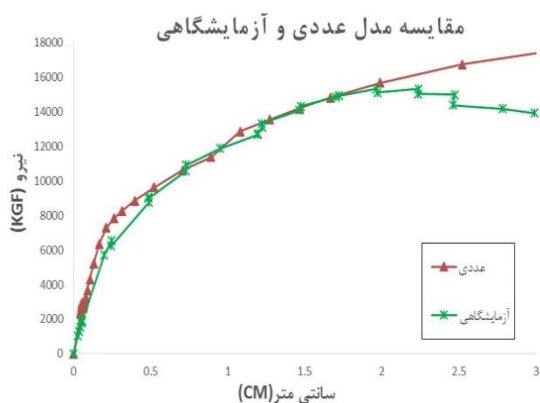
شکل ۴ نمای کلی و جزئیات نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی [۹]

جدول ۴ خصوصیات مکانیکی اجزای نمونه‌های دیوار برشی فولادی [۹]

اعضا	σ_0 (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
ورق	۱۸۰	۲۰۶
ستون	۳۶۶	۲۰۶
تیرهای میانی	۳۱۰	۲۰۶
تیر فوقانی	۳۶۶	۲۰۶

σ_0 و E به ترتیب تنش تسلیم و مدول الاستیسیته مصالح می‌باشند

پس از انجام آنالیز حساسیت نسبت به ابعاد مش-بندی، از مش ۱۰ سانتی‌متر استفاده شد. همچنین از المان‌های Shell S4R در مدل‌سازی استفاده گردید. برای سادگی از مدل پلاستیسیته دو خطی با سخت‌شوندگی سینماتیکی و تابع فون میسر استفاده گردید. شیب قسمت سخت‌شوندگی در نمودار تنش-کرنش برابر ۳ درصد قسمت الاستیک در نظر گرفته شد و همچنین با استفاده از آنالیز حساسیت و به منظور شروع کماتش میدان کششی قطری ۳ میلی‌متر اعوجاج اولیه به وسط ورق اعمال گردید. شکل (۵) مقایسه نتایج رفتاری نمونه آزمایشگاهی و اجزای محدود را که در آن از مش ۱۰ سانتی‌متری استفاده شده است نشان می‌دهد.



شکل ۵ مقایسه نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی با استفاده از مش ۱۰ سانتی‌متر

مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود

هر سیستم، مطابق با اجزای تشکیل‌دهنده آن، می‌تواند انواع مختلفی از المان‌ها را دارا باشد. در مدل‌سازی‌ها اگرچه اعضای مرزی را می‌توان با المان خطی Beam مدل کرد، ولی با توجه به امکان وقوع کماتش موضعی در آنها، ورق و اعضای مرزی با المان Shell که یک المان چهارگره‌ای دوانحنایی با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته است، مدل‌سازی شده‌اند. هر گره از این المان ۶ درجه آزادی، ۳ درجه انتقالی و ۳ درجه دورانی دارد. مدل رفتاری شامل

[6] و با فرض نوع خاک ۳ و بررسی شتاب‌نگاشت‌ها، درنهایت سه زلزله نورث‌ریچ، طبس (ایران) و لوما پریتا (کالیفرنیا آمریکا) انتخاب شده و همه نگاشت‌ها به 0.35g مقیاس شده‌اند و مشخصات این زلزله‌ها در جدول (۵) قابل مشاهده است.

برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران [6] عمل شده است. بدین صورت که پس از مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود، طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های افقی مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد توسط نرم‌افزار سیسموسیگنال به‌دست آمده و بعد از ترکیب طیف پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با روش جذر مربعات، متوسط‌گیری شده و باید در محدوده زمان‌های تناوب 0.2T و 1.5T با طیف طرح استاندارد مقایسه شود. برای بررسی محدوده بازه دوره تناوب باید پریود اصلی سازه را به‌دست آورد، که با استفاده از آنالیز مودال پریود اصلی سازه به‌دست آمده و در جدول (۶) قابل مشاهده است.

از جدول (۶) می‌توان متوجه شد که با افزایش طول تیر پیوند در سیستم دیوار برشی کوپله فولادی، پریود سازه افزایش می‌یابد. از طرف دیگر برای مقیاس کردن، در هر سازه با طول تیر پیوندهای متفاوت، پریود بزرگ‌تر ملاک عمل قرار می‌گیرد تا درنهایت ضریب مقیاس و بارگذاری سازه‌ها یکسان شوند.

رفتار غیرخطی هندسی و مصالح، مبتنی بر منحنی دوطبقی الاستوپلاستیک است که در آن فولاد مصرفی ST37 و میزان سخت‌شوندگی ۳ درصد می‌باشد و اندازه مش ۱۰ سانتی‌متر است.

مطالعه پاسخ دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، رفتار سازه به‌صورت جزئی در طول زمان زلزله مشاهده می‌گردد و این رفتار بیانگر رفتار واقعی‌تر سازه در طول زلزله نسبت به تحلیل‌های دیگر می‌باشد. در این نوع تحلیل، اثر محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر و زمان تأثیر زلزله (مدت زمان مؤثر زلزله) به‌خوبی مشاهده شده و مشخص می‌شود که چگونه دو زلزله با شتاب حداکثر یکسان اثر تخریبی متفاوتی را بر سازه دارند.

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [6]، شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها نیز حداقل برابر ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، انتخاب می‌شود. در این مقاله باتوجه به آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران

جدول ۵ مشخصات زلزله‌های انتخاب‌شده

ردیف	نام زلزله	سال	ایستگاه	خاک	فاصله	PGA (m/s ²)	Δt	مدت زمان مؤثر	بازه زمانی انتخاب‌شده
۱	Northridge	۱۹۹۴	13122 CDMG	۳	۸۲/۳	۰/۱۰۴	۰/۰۲	۱۰	۲۱-۱۱
۲	LomaPrieta	۱۹۸۹	58223 CDMG	۳	۷۲/۲	۰/۳۲۹	۰/۰۰۵	۱۱	۲۰-۹
۳	Tabas	۱۹۷۸	71 FERDOWS	۳	۹۱/۱	۰/۱۰۷	۰/۰۲	۲۶	۳۶-۱۰

جدول ۶. پریود اصلی هر سازه براساس آنالیز مودال مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه

ردیف	مدل-طول تیر پیوند	دوره تناوب	0.2T	1.5T
۱	۳ طبقه-۱/۲۵	۰/۳۰۳۵	۰/۰۶۰۷	۰/۴۵۵
۲	۳ طبقه-۲/۵	۰/۳۱۲۷	۰/۰۶۳	۰/۴۶۹
۳	۳ طبقه-۳/۷۵	۰/۳۲۶۱	۰/۰۶۵	۰/۴۸۹
۴	۱۰ طبقه-۱/۲۵	۰/۷۲۲	۰/۱۴۴	۱/۰۸۳
۵	۱۰ طبقه-۲/۵	۰/۷۵۹	۰/۱۵۲	۱/۱۳۸
۶	۱۰ طبقه-۳/۷۵	۰/۸۳۷۸	۰/۱۶۸	۱/۲۵۷
۷	۱۵ طبقه-۱/۲۵	۱/۱۶۷	۰/۲۳۳	۱/۷۵۱
۸	۱۵ طبقه-۲/۵	۱/۲۷	۰/۲۵۴	۱/۹۰۵
۹	۱۵ طبقه-۳/۷۵	۱/۳۸	۰/۲۷۶	۲/۰۷

بررسی تحلیل دینامیکی غیرخطی

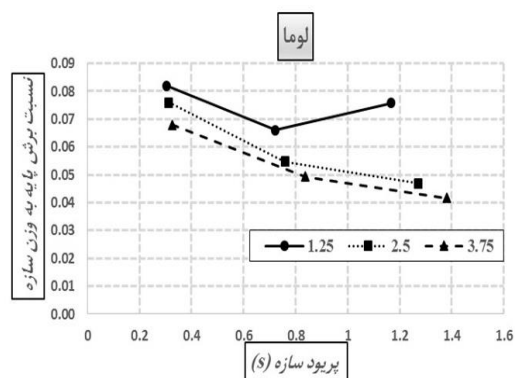
بعد از ساخت مدل‌ها در نرم‌افزار ABAQUS، مدل‌ها تحت نگاشت‌ها، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند و برش‌ها و نسبت جابه‌جایی‌ها و DC مدل‌ها به دست آمد. بر این اساس ابتدا برش پایه محاسبه و سپس نتایج دریافت طبقات و در انتها DC مورد مطالعه قرار گرفت.

برش پایه. شکل (۶) نمودار حداکثر برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه را به تفکیک نگاشت‌ها نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل ۳ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از زلزله نورتریچ در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۱۳٪ و ۲۰٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله لوما پریتا در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۴٪ و ۱۳٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله طبس در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۳٪ و ۴٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است. در مدل ۱۰ طبقه، حداکثر برش پایه حاصل از زلزله نورتریچ در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۱۰٪ و ۳۳٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله لوما پریتا در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۱۳٪ و ۱۹٪

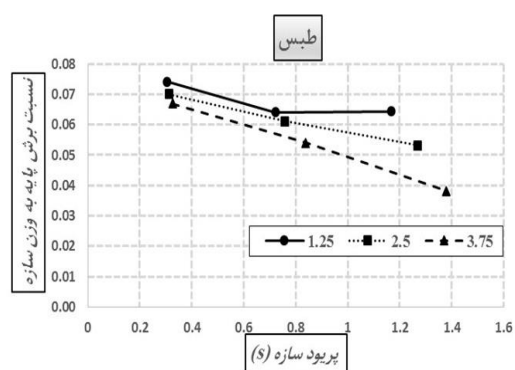
بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله طبس در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر با طول تیر پیوند ۲/۵ متر تقریباً برابر است. در مدل ۱۵ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از زلزله نورتریچ در طول تیر پیوند ۲/۵ متر به ترتیب ۳٪ و ۶٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۱/۲۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله لوما پریتا در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۵۰٪ و ۵۷٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله طبس در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۱۲٪ و ۴۵٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است.

نتایج فوق نشان می‌دهد که با افزایش طول تیر پیوند و فارغ از نوع شتاب‌نگاشت، در تمامی مدل‌ها برش پایه کاهش می‌یابد.

همان‌گونه که در شکل (۷) مشاهده می‌شود در زلزله نورتریچ، لوما پریتا و طبس در محدوده ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه نسبت برش به وزن سازه یا ضریب برش پایه (C) در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر نسبت به ۲/۵ و ۳/۷۵ متر بیشتر است. به عبارت دیگر، در تمامی مدل‌ها و فارغ از نوع شتاب‌نگاشت، افزایش پریود سازه (به دلیل افزایش طول تیر پیوند) ضریب C کاهش می‌یابد.



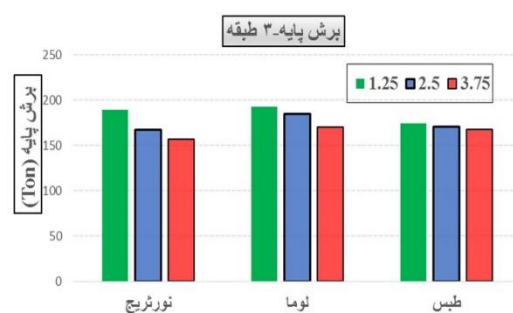
(ب)



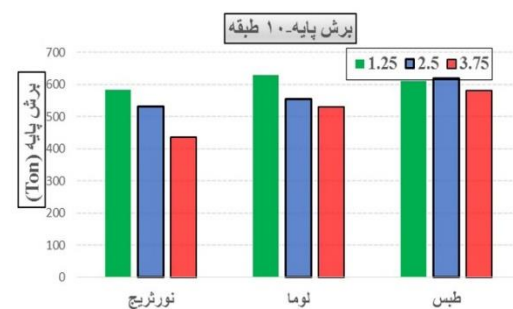
(ج)

شکل ۷ نمودار نسبت برش پایه به وزن کل سازه در برابر پریود طبیعی سازه به تفکیک زلزله‌ها در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه، (الف) زلزله نورث‌ریج، (ب) زلزله لوما پرتا، (ج) زلزله طیس

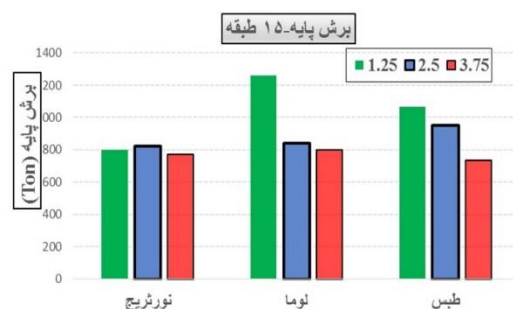
دریافت. شکل (۸) نمودار حداکثر دریافت طبقات در هر پریود سازه به تفکیک برای هر نگاشت زلزله را نشان می‌دهد. دریافت به عنوان فاکتوری مهم و قابل ارزیابی در طراحی سازه کاربرد فراوان دارد. باتوجه به شکل (۸) می‌توان مقادیر بیشترین دریافت طبقه در قاب‌های مختلف حاصل از نگاشت‌ها را در بازه پریودی ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه که پریود طبیعی قاب‌های دیوار برشی فولادی کوپله می‌باشد مورد بررسی قرار داد و همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش پریود سازه (یا به عبارت دیگر با افزایش طول تیر پیوند) و افزایش تعداد طبقات، در دیوارهای برشی فولادی کوپله، دریافت افزایش می‌یابد.



(الف)

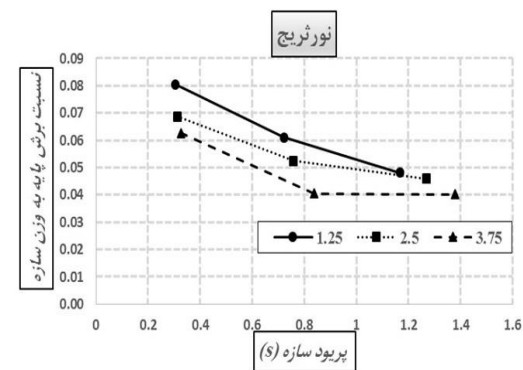


(ب)

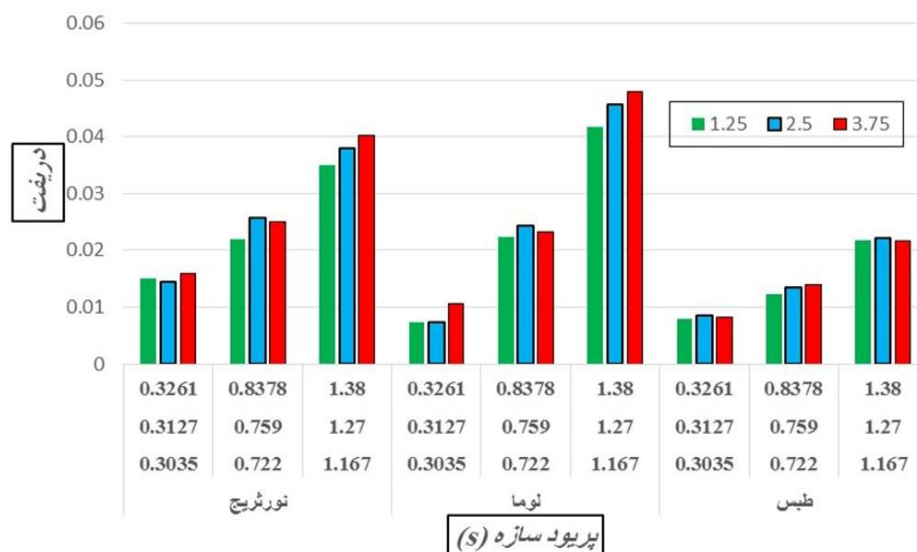


(ج)

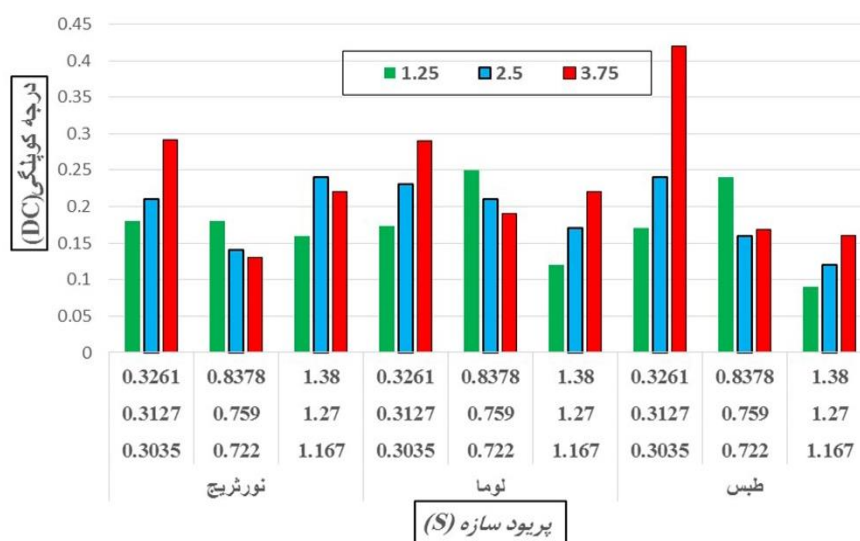
شکل ۶ نمودار حداکثر برش پایه به تفکیک شتاب‌نگاشت‌ها، (الف) مدل ۳ طبقه، (ب) مدل ۱۰ طبقه، (ج) مدل ۱۵ طبقه



(الف)



شکل ۸ نمودار حداکثر دررفت طبقات در هر پرپود سازه به تفکیک نگاشت‌ها



شکل ۹ نمودار درجۀ کوبیدگی پایه در هر پرپود سازه به تفکیک نگاشت‌ها

M_{VBE} لنگر پای هر ستون (نیوتن متر)،
 M_{PIER} لنگر کوپله در هر پانل دیوار برشی فولادی
 (نیوتن متر) می‌باشند.

شکل (۹) نمودار حداکثر درجۀ کوبیدگی پایه
 برحسب پرپود سازه به تفکیک برای نگاشت‌ها و مقادیر
 درجۀ کوبیدگی (DC) پایه در قاب‌های مختلف حاصل از
 نگاشت‌ها را مطابق با بازۀ پرپودی ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه
 (که پرپود طبیعی قاب‌های دیوار برشی فولادی کوپله

درجۀ کوبیدگی (DC). با استفاده از پژوهش فاهنستوک و
 بورلو [4] مقدار درجۀ کوبیدگی طبق رابطه (۱) بیان می-
 شود.

$$DC = \frac{M_{COUP}}{M_{TOTAL}} = \frac{M_{COUP}}{\sum M_{VBE} + \sum M_{PIER} + M_{COUP}} \quad (1)$$

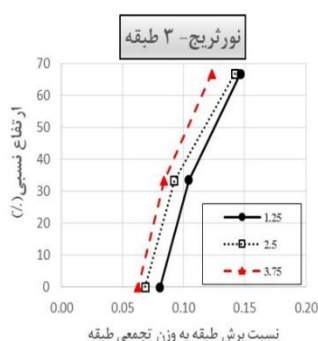
که در آن:

M_{COUP} لنگر کوپله ناشی از تیر پیوند (نیوتن متر)،

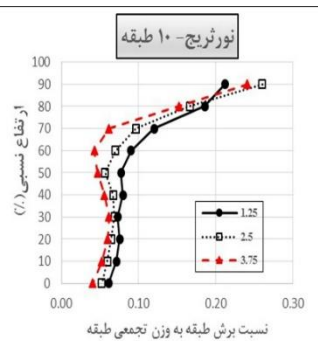
پریود ۰/۷۲۲، ۰/۷۵۹ و ۰/۸۳۷۸ که نشان‌دهنده قاب ۱۰ طبقه، به ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر می‌باشد، با افزایش طول تیر پیوند درجه کپی‌لگی کاهش یافته است. براین اساس افزایش طول تیر پیوند در دیوار برشی فولادی کوپله، اثرات مثبت و منفی متفاوت بر درجه کپی‌لگی دارد.

می‌باشد) نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در پریود ۰/۳۱۲۷، ۰/۳۲۶۱ و ۰/۳۳۵۵ که نشان‌دهنده قاب ۳ طبقه، به ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و همچنین در پریود ۱/۱۶۷، ۱/۲۷ و ۱/۳۸ که نشان‌دهنده قاب ۱۵ طبقه، به ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است، در تمام نگاشت‌های موجود با افزایش طول تیر پیوند درجه کپی‌لگی افزایش یافته درحالی‌که در

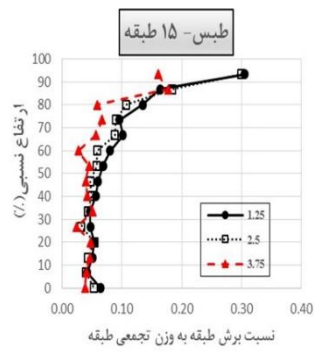
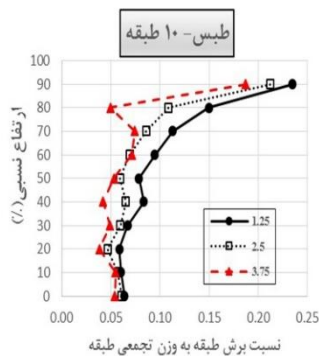
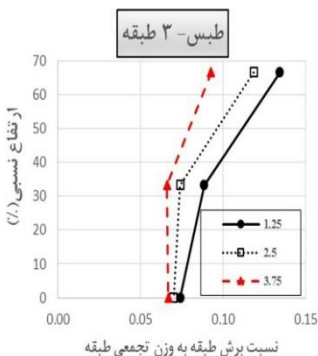
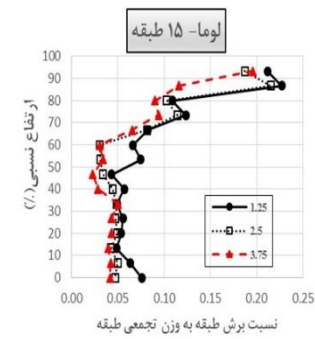
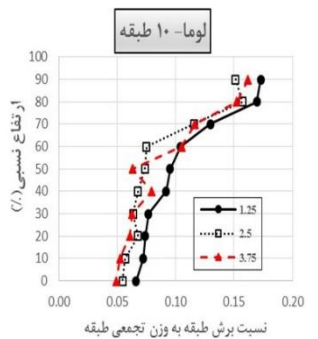
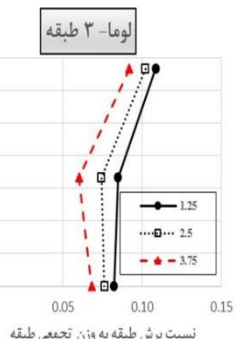
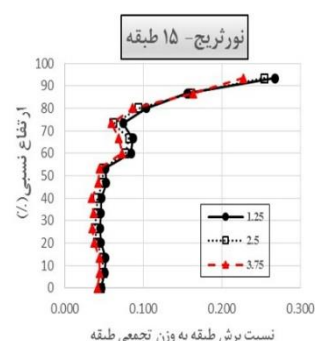
دیوار برشی فولادی کوپله - ۳ طبقه



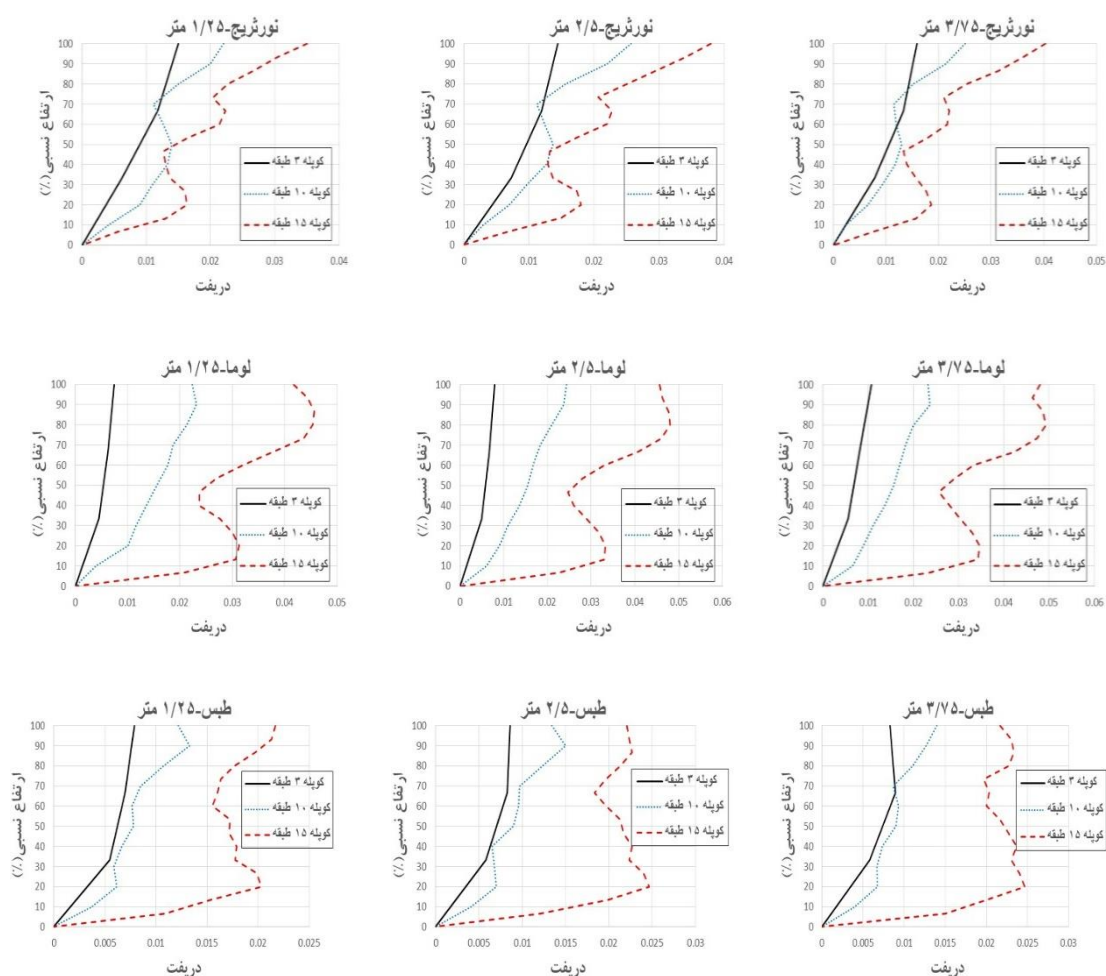
دیوار برشی فولادی کوپله - ۱۰ طبقه



دیوار برشی فولادی کوپله - ۱۵ طبقه



شکل ۱۰ نمودار نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه برای مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه به تفکیک نگاشت‌ها



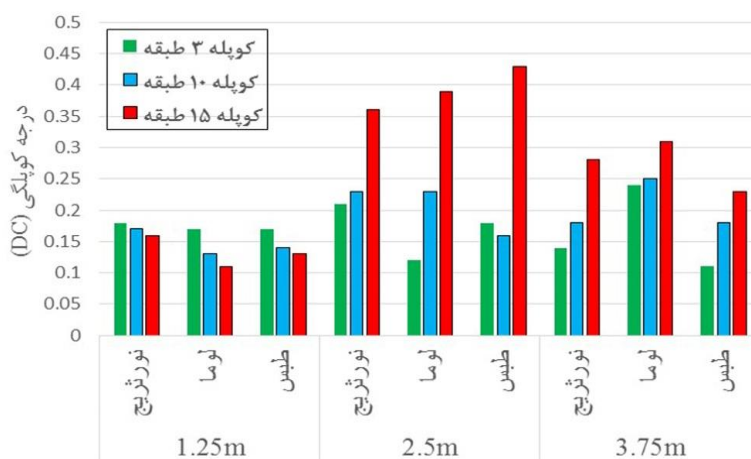
شکل ۱۱ نمودار توزیع ارتفاعی دریفت در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه به تفکیک نگاشت‌ها

ثابت این نمودارها بیان‌کننده توزیع ثابت برش طبقات به نسبت وزن مؤثر طبقات در دیوار برشی‌های فولادی کوپله با این ارتفاع می‌باشد.

توزیع ارتفاعی پارامترهای پاسخ سازه

به منظور بررسی اثر ارتفاع بر پارامترهای پاسخ سازه از ارتفاع نسبی استفاده شده است تا بتوان پارامترهای پاسخ سازه‌ای هر سه سازه با طول تیر پیوندهای مختلف را با یکدیگر مقایسه کرد. شکل‌های (۱۰) و (۱۱) به ترتیب توزیع ارتفاعی حداکثر برش و دریفت مدل‌ها و شکل (۱۲) توزیع ارتفاعی DC پایه را نشان می‌دهد.

شکل (۱۰) نمودار نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سه شتاب‌نگاشت همپایه‌شده در برابر درصد ارتفاع سازه در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در نمودارهای شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، توزیع برش طبقات به نسبت وزن مؤثر سازه همچنان، در طبقات بالاتر با افزایش همراه خواهد بود. مطابق با شکل (۱۰) در مدل ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه در تمامی نگاشت‌ها با طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر از ۲/۵ متر و ۳/۷۵ متر بیشتر است و همچنین در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر نسبت به ۲/۵ و ۳/۷۵ متر با شیبی نسبتاً موازی نسبت به هم افزایش خواهد داشت که شیب



شکل ۱۲ نمودار توزیع ارتفاعی درجه کوپلگی پایه در طول دهانه ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر به تفکیک نگاشت‌ها

نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با اتصالات تیر به ستون صلب با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. بدین منظور سه قاب خمشی با تعداد طبقات ۳، ۱۰ و ۱۵ با سه طول تیر پیوند در مدل‌ها ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌ها تحت سه زلزله نورتریج، لوما پریتا و طبس آنالیز شدند و برش پایه، دررفت، پیوند سازه و درجه کوپلگی تحت زلزله‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که:

۱. افزایش طول تیر پیوند در دیوار برشی فولادی کوپله، باعث افزایش پیوند سازه و کاهش برش پایه می‌شود و در عوض باعث افزایش دررفت سازه می‌گردد.
۲. افزایش طول تیر پیوند اثرات افزایشی و کاهشی بر

درجه کوپلگی خواهد داشت.

۳. با افزایش طول تیر پیوند، در یک‌سوم میانی ارتفاع سازه‌ها از سازه میان‌مرتبه به بلندمرتبه، برش کاهش می‌یابد و با افزایش ارتفاع در سازه‌ها برش زیاد می‌شود.
۴. در زلزله نورتریج در ۶۵٪ تا ۸۰٪ ارتفاع سازه با تغییر ارتفاع سازه از کوتاه به میان‌مرتبه دررفت کم و در ۴۰٪ تا ۵۰٪ ارتفاع سازه با تغییر سازه از میان به بلندمرتبه، دررفت افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش ارتفاع سازه‌ها دررفت افزایش می‌یابد.
۴. با افزایش تعداد طبقات در سازه، در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر، ۲/۵ متر و ۳/۷۵ متر درجه کوپلگی به ترتیب کاهش، افزایش و افزایش می‌یابد.

مراجع

1. Zhao, Q., Astaneh-Asl, A., "Cyclic Behavior of an Innovative Steel Shear Wall System", 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6 (2004).
2. Li, C.H., Tsai, K.C., Chang, J.T., Lin., "Cyclic Test of a Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure", Procedia Engineering 14, PP. 582-589, (2011).
3. Borello, Dj., Fahnestock, La., "Design and Testing of Coupled Steel Plate Shear Walls", Structures Congress, (2011).
4. Borello, Dj., Fahnestock, La., "Behavior and Mechanisms of Steel Plate Shear Walls with Coupling", Journal of Constructional Steel Research 74, PP. 8-16, (2012).

۵. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۸۸).
۶. آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
7. Canadian Standards Association (CSA), "Limit States Design of Steel Structures", CAN/CSA S16-01. Willowdale, (Ontario, Canada): CSA, (2001).
8. Seismic Provisions for Structural Steel Building, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, IL, (2005).
۹. قلهکی، مجید، «بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر آنها»، رساله دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۸۶).

تأثیر شیروانی بالادست بر انسداد و ظرفیت تخلیه سرریز کلید پیانویی*

محمد پشته‌شیرانی^(۱)مجید رحیم‌پور^(۲)محمد مهدی احمدی^(۳)

چکیده سرریز کلید پیانویی یک سازه کنترل جریان و حالت توسعه یافته سرریزهای غیرخطی است که ظرفیت تخلیه دبی بسیار بالایی دارد، به طوری که برای یک دبی ثابت، عمق آب روی این نوع سرریز کم است و همین عامل احتمال انسداد ناشی از تجمع اجسام شناور را افزایش می‌دهد. در پژوهش حاضر با استفاده از پنج هندسه مختلف از سرریز کلید پیانویی با نسبت طول شیروانی خروجی به ورودی با مقادیر $1/5$ ، $1/25$ ، 1 ، 0.5 و $Bo/Bi=0$ با هدف بررسی ظرفیت تخلیه سرریز کلید پیانویی و همچنین با استفاده از پنج نمونه چوب، انسداد ناشی از تجمع اجسام شناور و محتمل ترین مکان برای انسداد نمونه چوب‌ها در سرریزهای مذکور مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش طول تاج سرریز سبب افزایش ظرفیت تخلیه و کاهش استغراق در کلید خروجی سرریز می‌شود به طوری که مدل $PKW_{1.5}$ ($Bo/Bi=1/5$) نسبت به مدل PKW_0 دارای ۲۶ درصد افزایش ظرفیت تخلیه می‌باشد. همچنین مدل $PKW_{1.25}$ در یک هد آب ثابت نسبت به سایر مدل‌های مورد مطالعه، حساسیت کمتری به انسداد دارد و احتمال گرفتگی ناشی از نمونه چوب‌های صاف در مدل مذکور نسبت به مدل‌های $1/5$ و 1 ، 0.5 و $Bo/Bi=0$ به ترتیب $1/8$ ، $2/39$ ، $9/38$ و $7/18$ درصد کمتر می‌باشد. همچنین در کلیه مدل‌ها بیشترین انسداد در مدخل کلید خروجی صورت می‌گیرد.

واژه‌های کلیدی سرریز کلید پیانویی، ظرفیت تخلیه، شیروانی، نمونه چوب، احتمال گرفتگی.

The Effect of Upstream Overhang on the Debris Blocking and Discharge Capacity of Piano Key Weirs

M. Poshteh-Shirani

M. Rahimpour

M. M. Ahmadi

Abstract Piano Key Weir (PKW) is a flow control structure and it is a developed version of non-linear weirs that has a high discharge capacity, so that, for a specified discharge rate, the flow head above the weir is small, which may increase the likelihood of woody debris collection. In this study, the discharge capacity were investigated through 5 different geometry of the weir with the ratio exit to entrance length overhang with the values $Bo/Bi=0, 0.5, 1, 1.25$ and 1.5 and also the probability of woody debris collection using five models wood at the location of the critical zone for obstructing the debris in the said weir was studied. The results indicate that increasing the length of the spillway crest increased discharge capacity, so that $PKW_{1.5}$ than to PKW_0 has increase discharge capacity to 26 percent. Also at a constant discharge $PKW_{1.25}$ than other models in this study is less sensitive to occlusion. And likelihood of trunk woody debris collection at this model relative to the models with ratios of $Bo/Bi=0, 0.5, 1$ and 1.5 has $7/18, 2/39, 9/38$ and $8/7$ percent less respectively. Also in all models most obstruction was occurred in the entrance region of exit keys.

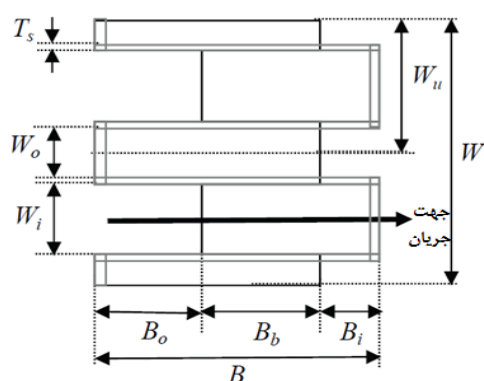
Key words Piano Key Weir, Discharge Capacity, Overhang, Sample of Wood, likelihood of Collection.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۸/۲۳ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۷/۳ می‌باشد.

(۱) کارشناسی ارشد سازه‌های آبی، گروه مهندسی آب، دانشگاه شهید باهنر، کرمان.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، گروه مهندسی آب، دانشگاه شهید باهنر، کرمان.

(۳) استادیار، گروه مهندسی آب، دانشگاه شهید باهنر، کرمان.



(ب)

شکل ۱ ساختمان سرریز کلید پیانویی نوع A، (الف) نمای کلی (سرریز، ب) پلان سرریز (پرانگل و همکاران، ۲۰۱۱)

مطابق شکل مذکور پارامترهای هندسی نشان داده شده شامل عرض سرریز W ، عرض کلید ورودی W_i ، عرض کلید خروجی W_o ، ارتفاع سرریز P ، طول سرریز B ، کل طول سرریز B_b ، طول شیروانی پایین دست سرریز (کلید ورودی) B_i ، طول شیروانی بالادست سرریز (کلید خروجی) B_o ، ضخامت صفحات ساخت سرریز T_s ، می باشند [7, 8]. از جمله پارامترهای هندسی مؤثر بر عملکرد هیدرولیکی سرریز کلید پیانویی، طول سرریز می باشد [۹]. اندرسون و همکاران [4] طی تحقیق خود به این نتیجه رسیدند که اثر شیروانی ها بر ضریب تخلیه به مراتب بیشتر از اثر شیب های کلیدها است.

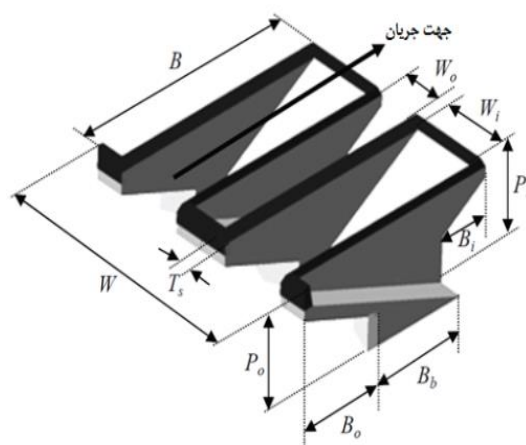
اومان و لمپیر [2]، بارکودا و همکاران [10]، طی مطالعات خود به این نتیجه رسیدند که سرریز کلید پیانویی نوع B نسبت به نوع A دارای ۱۰ درصد بازدهی بیشتر است و در صورتی تحقق می پذیرد که مقادیر $N = \frac{L}{W}$ ؛ $N \geq 1$ کل طول تاج سرریز) و P در هر دو مدل یکسان باشد. اومان و لمپیر [11] با بررسی انواع مختلف سرریز کلید پیانویی با سه نسبت $\frac{B_i}{B_o} = 2, 1, 0$ به این نتیجه رسیدند، بازدهی هیدرولیکی سرریز با $\frac{B_i}{B_o} = 0$ (تیپ B) ۱۲ درصد و $\frac{B_i}{B_o} = 1$ (تیپ A) ۷ درصد بیشتر از سرریز با $\frac{B_i}{B_o} = 2$ است، البته در حالتی که نسبت $\frac{H_t}{P} \leq 4$ (کل هد آب روی تاج سرریز) باشد. ریبیو و همکاران [12] با مقایسه سرریز کلید پیانویی با سرریز زیگزاگی به این نتیجه رسیدند که ساختار سرریز

مقدمه

ظرفیت تخلیه سرریزهای موجود را می توان با افزایش طول تاج سرریز، ضریب تخلیه، تراز آب روی سرریز یا ترکیبی از این موارد، افزایش داد. سرریزهای زیگزاگی (Labyrinth Weirs)، سازه های هیدرولیکی مناسبی برای افزایش طول تاج سرریز هستند [1]. سرریز کلید پیانویی حالت توسعه یافته سرریزهای غیرخطی (مانند سرریز کنگره ای) می باشد. این سرریز به عنوان سازه کنترل جریان در حالت جریان آزاد طراحی شده است [2]. بلانک و لمپیر [3] به منظور بهبود عملکرد سرریز زیگزاگی اولین طرح سرریز کلید پیانویی را معرفی کردند.

انواع سرریز کلید پیانویی را می توان براساس وجود و عدم وجود شیروانی های سرریز به چهار گروه تقسیم بندی کرد. سرریزی که دارای هر دو شیروانی باشد، سرریز کلید پیانویی نوع A و اگر سرریز فاقد شیروانی پایین دست، بالادست و هر دو باشد، به ترتیب نوع B، C و D می باشد [4, 5]. تاکنون دستورالعمل استاندارد برای طراحی سرریز کلید پیانویی ارائه نگردیده است. پارامترهای هندسی متعددی در طراحی سرریز کلید پیانویی و عملکرد (رابطه دبی-هد) آن مؤثر می باشند، اما باین وجود میزان اطلاعات انتشار یافته از این سرریز محدود می باشد [6].

در شکل (۱) ساختمان سرریز کلید پیانویی نوع A نشان داده شده است.



(الف)

کلید پیانویی تأثیر جزئی بر ساختار سد، دریچه‌ها و دیگر قطعات سد می‌گذارد و همچنین در یک هد ثابت، احتمال گرفتگی ناشی از اجسام شناور در سرریز کلید پیانویی کمتر از سرریز زیگزاگی می‌باشد [12].

تاکنون مطالعات اندکی بر روی پدیده انسداد تحت تأثیر اجسام شناور در سرریزهای کلید پیانویی صورت گرفته است. اجسام شناور می‌توانند شامل شاخه و برگ درختان باشند. جاری شدن سیل در مناطق نسبتاً خشک می‌تواند شاخه‌های خشکیده را با خود حمل کند و در حالت بحرانی‌تر سبب رانش زمین یا فرسایش سواحل رودخانه (Bank) و ورود درختان به رودخانه شود. انسداد ناشی از خرده‌چوب‌های شناور در سازه‌های کنترل جریان از قبیل سرریزها، باعث کاهش سطح عبور جریان و به تبع آن کاهش ضریب تخلیه سرریز و ایمنی آن می‌شود [13].

اومان و لمپیر [11] با مطالعه احتمال انسداد در سرریز کلید پیانویی دریافتند که هیچ‌یک از خرده‌های (Debris) شناور در زیر شیروانی، در طول فرایند پر شدن مخزن بالادست سرریز گیر نمی‌کنند و همچنین در زمان سرریز شدن آب از روی سرریز کلید پیانویی، خرده‌ها باعث انسداد کلید ورودی در دبی‌های کم می‌شوند و همین امر موجب می‌گردد در حالتی که $H_p > 0.5 H_t$ و P به ترتیب کل هد بالادست و ارتفاع سرریز) ضریب تخلیه ۱۰ درصد کاهش یابد [11].

هنگامی که دبی عبوری سرریز افزایش می‌یابد خرده‌ها به سمت پایین دست سرریز حرکت می‌کنند و از روی سرریز عبور می‌کنند. خرده‌چوب‌ها، اغلب با پسماندهای شهری موجود در رودخانه ترکیب می‌شوند که این امر می‌تواند سبب آسیب و مشکلات جدی در سازه‌های هیدرولیکی از قبیل سرریزها، بدنه پل‌ها و یا پایه‌های پل شود [14].

لایگیر [15] با بررسی مدل آزمایشگاهی سرریز کلید پیانویی سد گولورس (Goulours) فرانسه مشاهده کرد که افزایش عمق آب بر روی سرریز نهایتاً اجسام شناور انسداد یافته بر روی سرریز را برطرف می‌کند؛ به این صورت که دریچه اصلی سرریز قبل از سرریز مذکور خرده‌چوب‌ها

را جذب می‌کند و اغلب اجسام شناور هنگامی که عمق آب روی سرریز بیشتر از یک متر باشد از روی آن شسته می‌شوند. طراحی و ساخت کلیدهای ورودی و خروجی سرریز کلید پیانویی با عرض کم باعث افزایش پتانسیل انسداد و انباشتگی خرده‌ها می‌شود. بالا بودن ضریب تخلیه سرریز کلید پیانویی نسبت به سرریزهای خطی، بر روی پدیده انسداد تأثیر می‌گذارد، بدین صورت که در یک دبی ثابت عمق آب بر روی سرریز کلید پیانویی به مراتب کمتر از سرریزهای خطی است و همین امر موجب افزایش انسداد می‌گردد [16]. فیشر و همکاران [13] با بررسی پدیده انسداد در سرریز کلید پیانویی با سه هندسه مختلف و هشت نمونه‌چوب، مشاهده کردند که در پدیده انسداد قطر نمونه‌چوب‌ها نسبت به طول نمونه‌ها تأثیر بیشتری دارد، احتمال گرفتگی نمونه‌ها در حالتی که نسبت $\frac{D}{H} \geq 1$ قطر نمونه‌چوب) باشد برابر یک است و همچنین برای حالتی که این نسبت کوچک‌تر از $\frac{0.3}{1}$ باشد تمامی نمونه‌ها از روی سرریز عبور می‌کنند، نمونه‌چوب‌های شاخه‌دار (Rootstock) نسبت به نمونه‌های صاف نسبت به گرفتگی حساس‌تر بوده‌اند و احتمال انسداد این نمونه‌ها در حالتی که $\frac{D}{H} \geq 0.5$ باشد معادل یک و همچنین برای مقادیر $\frac{D}{H} \leq 0.1$ تمامی خرده‌ها از روی سرریز عبور می‌کنند.

منصوری و احدیان [17] با بررسی آزمایشگاهی تأثیر دیواره سپری بر انسداد سرریز کلید پیانویی با استفاده از دو نمونه‌چوب صاف و شاخه‌دار به این نتیجه رسیدند که احتمال انسداد کامل نمونه‌چوب‌های صاف و شاخه‌دار به ترتیب در نسبت $\frac{D}{H} \geq 1$ و $\frac{D}{H} \geq 0.5$ رخ می‌دهد. همچنین اگر مقدار نسبت مذکور کمتر از $\frac{0.3}{1}$ و $\frac{0.1}{1}$ باشد، به ترتیب احتمال انسداد نمونه‌چوب‌های صاف و شاخه‌دار صفر می‌باشد.

باتوجه به آنچه در بخش مقدمه ذکر شد، در این تحقیق پدیده انسداد ناشی از اجسام شناور با استفاده از پنج هندسه مختلف از سرریز کلید پیانویی و بهره‌گیری از پنج نمونه‌چوب با قطر و طول متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است.

مواد و روش‌ها

آنالیز ابعادی

باتوجه به آنچه در بخش مقدمه اشاره شد، یکی از چالش‌های پیش‌رو در طراحی سرریز کلید پیاپویی، تعداد پارامترهای هندسی مؤثر بر ظرفیت تخلیه این سرریز می‌باشد. تابع کلی پارامترهای هندسی مؤثر بر ظرفیت تخلیه سرریز کلید پیاپویی را می‌توان به صورت معادله (۱) برشمرد:

$$T_s, D, L_d, H, Q, \rho, \mu, \sigma, g, \pi) = 0 \quad (1)$$

در رابطه مزبور، ارتفاع سرریز P ، عرض سرریز W ، عرض کلید ورودی W_i ، عرض کلید خروجی W_o ، طول سرریز B ، کل فونداسیون سرریز B_b ، طول شیروانی پایین‌دست سرریز (کلید ورودی) B_i ، طول شیروانی بالادست سرریز (کلید خروجی) B_o ، ضخامت صفحات ساخت سرریز T_s ، عمق آب بالادست سرریز H ، دبی جریان Q ، قطر نمونه‌چوب‌ها D ، طول نمونه‌چوب‌ها L_d ، لزجت دینامیکی μ ، جرم واحد حجم سیال ρ ، کشش سطحی σ ، شتاب ثقل g ، احتمال انسداد سرریز π می‌باشد. با استفاده از روش آنالیز ابعادی، پارامترهای بدون بعد این تحقیق به صورت رابطه (۲) ارایه می‌شود:

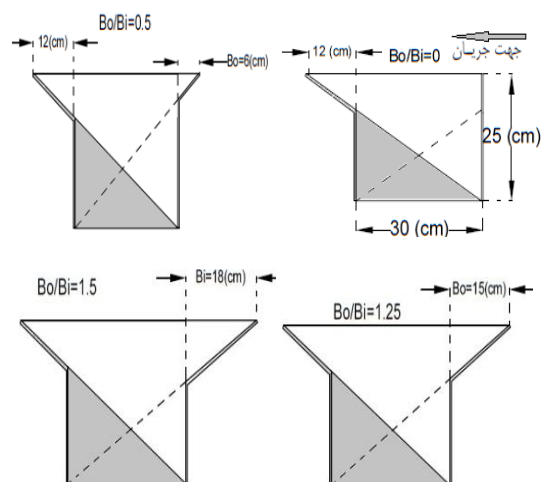
$$\pi = f\left(\frac{P}{W_o}, \frac{W_i}{W}, \frac{H}{B_o}, \frac{L_d}{H}, \frac{L_d}{D}, \frac{L_d}{H}, Re, We\right) \quad (2)$$

در رابطه فوق عدد رینولدز Re و عدد وبر We می‌باشد. در این تحقیق عدد رینولدز جریان در طول فرایند آزمایش مقداری بیش از ۲۰۰۰ دارد و جریان در محدوده متلاطم می‌باشد که در این حالت از عدد رینولدز صرف‌نظر می‌شود، همچنین ارتفاع آب روی سرریز بیش از ۳ سانتی‌متر بوده است، لذا اثر کشش سطحی و به تبع آن عدد وبر نادیده گرفته شده است. مقادیر عرض کلید ورودی، عرض کلید خروجی و ضخامت سرریز در مدل‌های مورد مطالعه این تحقیق ثابت می‌باشد در نتیجه می‌توان از پارامترهای $\frac{W_i}{W_o}$ و $\frac{T_s}{W}$ صرف‌نظر کرد. بنابراین رابطه (۳) به عنوان رابطه نهایی معرفی می‌شود.

$$\pi = f\left(\frac{P}{H}, \frac{B_i}{B_o}, \frac{D}{H}, \frac{L_d}{D}, \frac{L_d}{H}\right) \quad (3)$$

مشخصات مدل

کلیه آزمایش‌های این پژوهش در کانال آزمایشگاه مهندسی آب دانشگاه شهید باهنر کرمان به طول ۸ متر، عرض ۰/۸ متر و ارتفاع ۰/۶ متر انجام گردیده است. دیوارهای کانال از جنس شیشه و کف آن فولاد ضد زنگ است، همچنین شیب کف کانال صفر می‌باشد. مدل‌های سرریز کلید پیاپویی مورد استفاده در این تحقیق از جنس شیشه با ضخامت ۴ میلی‌متر هستند و دارای نسبت طول شیروانی خروجی به ورودی، $\frac{B_o}{B_i} = 0, 0.5, 1, 1.25, 1.5$ می‌باشند. کلیه مدل‌ها در یک متری انتهای کانال نصب شده‌اند و در شکل (۲) و جدول (۱) مشخصات هندسی سرریزهای مورد مطالعه ذکر شده است.



شکل ۲. نمایی از سرریز کلید پیاپویی با نسبت‌های $B_i/B_o = 0, 0.5, 1.25, 1.5$

جدول ۱. پارامترهای هندسی متغیر مدل‌های مورد مطالعه

B_i/B_o	۰	۰/۵	۱	۱/۲۵	۱/۵
L/W	۴/۲۲	۴/۶۹	۵/۱۶	۵/۳۹	۵/۶۲
نماد مدل	PKW ₀	PKW _{0.5}	PKW	PKW _{1.25}	PKW _{1.5}

از آنجایی که در این آزمایش‌ها نسبت $\frac{H_t}{P} < 0.6$ می‌باشد، نسبت $\frac{W_i}{W_o}$ برابر ۱/۵ در نظر گرفته شده است و به دلیل آن که نسبت به سایر مقادیر دارای بیشترین ضریب تخلیه می‌باشد [6]، لذا میزان عرض کلید ورودی و خروجی

حداکثر ۳۳ عدد از آن دسته را در فاصله حداقل ۲ متر از بالادست سرریز به طور تصادفی در قسمت های مختلف کانال رها می کنند. در هر مرحله از آزمایش بعد از انسداد نمونه ها روی سرریز مدت زمانی صبر می شود تا اطمینان حاصل گردد که نمونه های انسداد یافته در روی سرریز دیگر حرکت نمی کنند و در مرحله بعد نمونه های انسداد یافته بر روی سرریز برطرف می شوند و مورد شمارش قرار می گیرند. در این پژوهش مجموعاً ۲۵۵ آزمایش انجام شده است. در شکل (۴) پدیده انسداد در سه مدل مورد مطالعه نشان داده شده است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۴ نمایشی از انسداد در سه مدل، (الف) $Bi/Bo=1/25$ ، (ب) $Bi/Bo=0/5$ ، (ج) $Bi/Bo=0$ و نمونه چوب های شاخه دار

مدل های مورد مطالعه به ترتیب ۱۵ و ۱۰ سانتی متر می باشند.

نمونه های چوب

در این آزمایش از دو مدل چوب که یک نمونه آن شامل چوب های صاف و مدل دوم چوب های شاخه دار می باشند، برای بررسی پدیده انسداد استفاده شده است (شکل ۳). هدف از انتخاب چنین نمونه هایی نزدیکی شکل مدل های چوب مورد استفاده به حالت طبیعی بوده است. نمونه چوب های صاف از نظر قطر و اندازه خود به چهار دسته تقسیم می شوند که در جداول (۲ و ۳) سایر مشخصات این نمونه ها آورده شده است.



شکل ۳ نمایشی از نمونه چوب های مورد استفاده

جدول ۲ مشخصات نمونه چوب های صاف

دسته بندی نمونه ها	۱	۲	۳	۴
قطر نمونه، D (میلی متر)	۳	۵	۷	۱۰
طول نمونه، T (سانتی متر)	۸	۱۰	۱۲	۱۵

جدول ۳ مشخصات نمونه چوب های شاخه دار

تعداد شاخه	طول نمونه (سانتی متر)	قطر نمونه (میلی متر)	مشخصات
۲	۹	۳	حداقل
۴	۱۷/۴۳	۶/۷	متوسط
۸	۳۲	۱۴	حداکثر

روند کلی آزمایش ها در این تحقیق بدین صورت بوده است که پس از ایجاد تراز آب مدنظر روی سرریز، یک دسته چوب را انتخاب کرده و تعدادی نمونه، حداقل ۲۰ و

نتایج و بحث

نتایج حاصل در این تحقیق به سه بخش الف) ظرفیت تخلیه، ب) احتمال گرفتگی و ج) محتمل‌ترین مکان برای انسداد در سرریزهای مورد مطالعه تقسیم می‌شوند. در ادامه هر بخش به‌طور مجزا مورد بررسی قرار می‌گیرد.

ظرفیت تخلیه

با افزایش عمق آب روی سرریز مقدار دبی عبوری افزایش می‌یابد و این روند افزایش در سرریز $PKW_{1.5}$ بیشتر از سایر مدل‌ها می‌باشد، به‌طوری که در یک عمق آب ثابت روی سرریز، مدل مذکور دارای بیشترین دبی عبوری می‌باشد. میزان دبی عبوری از مدل $PKW_{0.5}$ نسبت به مدل‌های $PKW_{1.25}$ و $PKW_{1.5}$ به‌طور متوسط $23/5\%$ و $11/5\%$ درصد بیشتر می‌باشد و همچنین مدل‌های $PKW_{1.5}$ و $PKW_{1.25}$ نسبت به مدل $PKW_{0.5}$ به ترتیب 26% و 13% درصد افزایش دبی عبوری را نشان می‌دهند.

مطابق شکل (۵) در یک هد ثابت میزان دبی در واحد طول کلیه مدل‌ها تقریباً یکسان می‌باشد که به این نکته اشاره دارد که طول سرریز یک عامل مهم و تأثیرگذار در افزایش دبی عبوری می‌باشد و همین افزایش طول کلی سرریز سبب عملکرد بهتر مدل $PKW_{1.5}$ نسبت به سایر مدل‌ها شده است. این موضوع با نتایج اندرسون و تولیس [18] تطابق دارد.

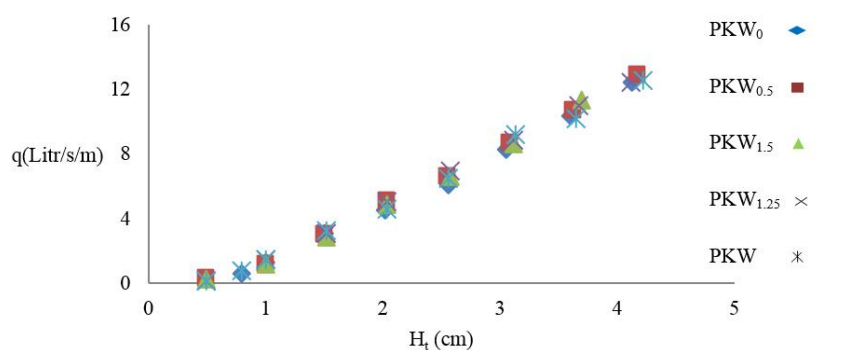
در این قسمت از تحقیق به منظور تجزیه و تحلیل ظرفیت تخلیه سرریزهای کلید پیانویی و به دلیل پیچیدگی الگوی جریان بر روی این سرریزها، بعد از انجام آزمایش‌ها و جمع‌آوری اطلاعات، از معادله (۴) که معادله عمومی سرریزها می‌باشد، استفاده شده است [19]. باتوجه به مشخص بودن بار آبی، دبی و مقطع کانال، میزان سرعت متوسط جریان و بار سرعت برآورد شد و در نهایت ضریب دبی مربوط به هر آزمایش محاسبه گردید.

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} (H_t)^{3/2} L \quad (4)$$

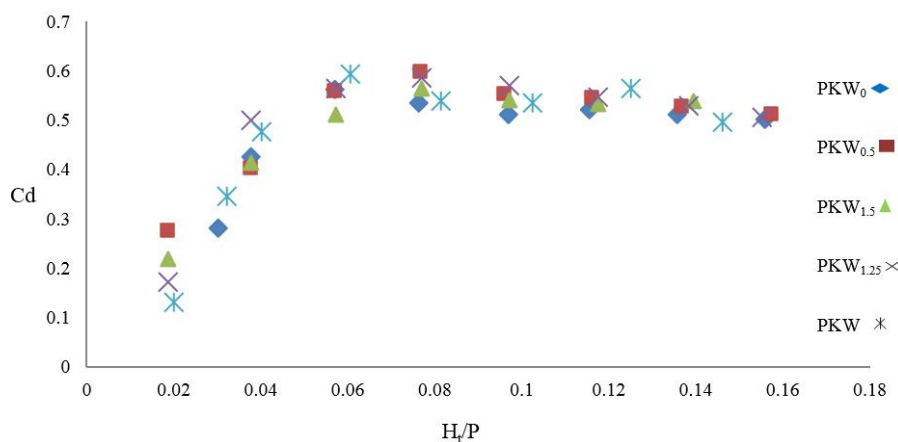
در این معادله L کل طول سرریز، H_t کل هد بالادست

و C_d ضریب تخلیه سرریز می‌باشد [3]. در شکل (۶) مقادیر ضریب تخلیه سرریزها در برابر پارامتر بی بعد $\frac{H_t}{P}$ ترسیم شده است، همان‌طور که در شکل ملاحظه می‌گردد در ابتدا با افزایش نسبت $\frac{H_t}{P}$ مقادیر ضریب تخلیه افزایش و در ادامه با افزایش این نسبت، بسته به نوع مدل، مقدار این ضریب در یک نقطه کاهش می‌یابد که بیان‌کننده این موضوع است که با افزایش عمق آب بر روی سرریز (یا کاهش ارتفاع سرریز) مقدار ضریب تخلیه به علت استغراق در کلید خروجی و کاهش توان آن برای خروج آب کاهش می‌یابد که مطابق نتایج کبیری سامانی و جواهری [7]، اندرسون و تولیس [20] می‌باشد. روند تغییرات ضریب تخلیه دو مدل PKW_0 و $PKW_{0.5}$ نسبت به پارامتر H_t/P دارای رفتار دوگانه بوده است، برای حالتی که نسبت $\frac{H_t}{P} < 0.12$ باشد مقدار ضرایب تخلیه دو مدل مذکور کمتر از مدل $PKW_{1.5}$ می‌باشد و زمانی که نسبت $\frac{H_t}{P} \geq 0.12$ حالت عکس رخ می‌دهد. مدل‌های $PKW_{1.5}$ و $PKW_{1.25}$ به ترتیب دارای 15% و $10/5\%$ درصد ضریب تخلیه بیشتر نسبت به مدل $PKW_{0.5}$ می‌باشند. در یک نتیجه‌گیری کلی می‌توان گفت که میزان دبی عبوری و همچنین ضریب تخلیه مدل $PKW_{1.5}$ بهتر از سایر مدل‌ها می‌باشد. وجود شیروانی بالادست سرریز کلید پیانویی و افزایش طول آن، سبب افزایش سطح عبور جریان می‌شود و این امر منتج به کاهش در فشردگی جریان، سرعت جریان و انرژی جریان ورودی می‌گردد.

در این تحقیق همچنین پروفیل سطح آب در طی فرایند آزمایش اندازه‌گیری شد و مشاهده گردید پروفیل سطح آب در روی مدل PKW_0 در ابتدای سرریز دارای یک انحنا می‌باشد که این انحنا و فرورفتگی در مدل $PKW_{0.5}$ کمتر می‌شود و در سایر مدل‌ها که دارای نسبت $\frac{B_0}{B_i} \geq 1$ می‌باشند، این فرورفتگی از بین می‌رود. می‌توان از این رفتار چنین برآورد کرد که وجود شیروانی در کلید خروجی با اندازه‌ای برابر و بزرگ‌تر از کلید ورودی علاوه بر ضریب تخلیه، سبب ایجاد پروفیلی یکنواخت بر روی سرریز می‌شود.



شکل ۵ نمودار دبی در واحد عرض و هد مدل PKW و مدل‌ها با نسبت Bo/Bi متغیر



شکل ۶ مقادیر Cd سرریز با نسبت طول شیروانی مختلف در برابر پارامتر بی بعد Ht/P

مقدار ۱ می‌باشد. برای حالات حد واسط $\frac{L}{H}$ و $\frac{D}{H}$ روابط (۵) و (۶) برای محاسبه پیشنهاد می‌گردد.

$$P = -0.919 \left(\frac{D}{H}\right)^2 + 2.26 \left(\frac{D}{H}\right) - 0.409 \quad (5)$$

$$R^2 = 0.822 \quad 0.2 \leq \frac{D}{H} < 1.3$$

$$P = -0.004 \left(\frac{L}{H}\right)^2 + 0.169 \left(\frac{L}{H}\right) - 0.704 \quad (6)$$

$$R^2 = 0.904 \quad 4.7 \leq \frac{L}{H} < 16.7$$

نتایج گویای این امر می‌باشند که احتمال گرفتگی با قطر و طول نمونه‌ها رابطه مستقیم دارد به‌طوری‌که با افزایش قطر یا طول نمونه‌ها این احتمال افزایش و بالعکس با افزایش عمق آب روی سرریز، کاهش می‌یابد. همچنین مدل $PKW_{1.25}$ نسبت به انسداد حساسیت کمتری دارد و احتمال گرفتگی در این مدل نسبت به مدل‌های PKW_0 ، $PKW_{0.5}$ ،

احتمال گرفتگی

به‌منظور بررسی پدیده انسداد در سرریزهای مذکور از پارامتر بی‌بعد احتمال گرفتگی (π) استفاده شده است، که برابر با تعداد نمونه‌های انسداد یافته بر روی سرریز به کل نمونه‌های ره‌اشده می‌باشد. احتمال گرفتگی نمونه‌چوب‌ها در برابر دو پارامتر بی‌بعد $\frac{Ld}{H}$ و $\frac{D}{H}$ ، قطر و طول متوسط نمونه‌چوب، به‌ترتیب در اشکال (۷) و (۸) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهند در تمامی مدل‌ها، زمانی که نسبت $\frac{D}{H}$ برابر ۱ شود نمونه‌ها در آستانه انسداد از روی سرریز قرار می‌گیرند و در این نسبت درصد عبوری نمونه‌ها قابل توجه نمی‌باشد و چنان‌که احتمال گرفتگی به‌طور متوسط ۰/۹ می‌باشد. احتمال گرفتگی صفر ($P=0$) در نسبت $\frac{L}{H} < 0.2$ و $\frac{D}{H} < 4.7$ حاصل می‌شود و همچنین در نسبت $\frac{Ld}{H} > 16.6$ و $\frac{D}{H} > 1.2$ احتمال گرفتگی دارای

$$P = 3.455 \left(\frac{D}{H} \right) - 0.547 \quad (7) \quad \text{PKW و PKW}_{1.5} \text{ به ترتیب } ۱۸/۷، ۳۹/۲، ۷/۸ \text{ و } ۳۸/۹ \text{ درصد}$$

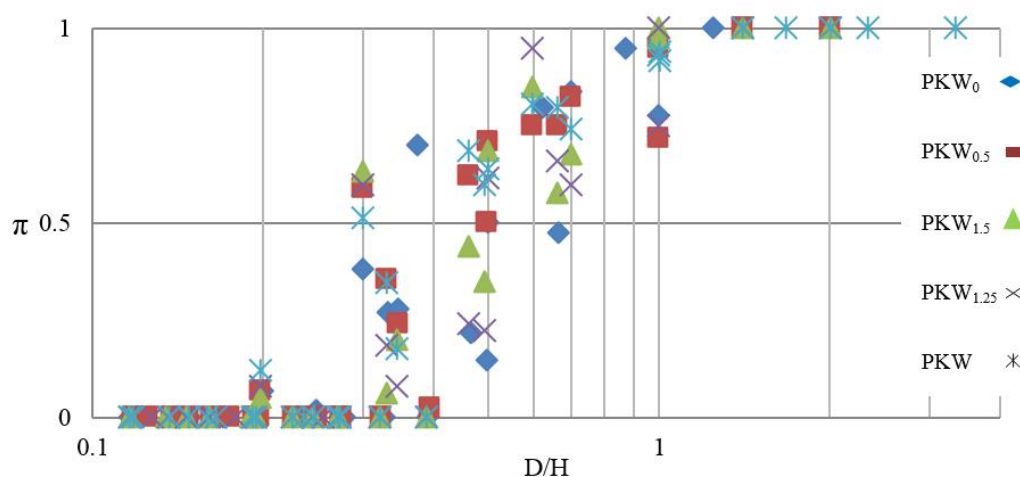
$$R^2 = 0.912 \quad 0.16 \leq \frac{D}{H} \leq 0.44 \quad \text{کمتر می باشد.}$$

$$P = 0.128 \left(\frac{L_d}{H} \right) - 0.507 \quad (8) \quad \text{در اشکال (۹ و ۱۰) احتمال گرفتگی نمونه های}$$

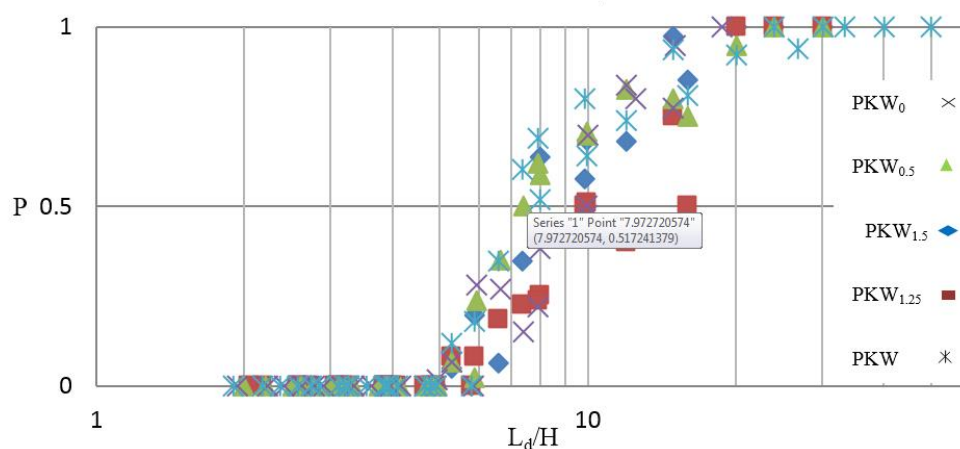
$$R^2 = 0.908 \quad 4 \leq \frac{L_d}{H} \leq 11.7 \quad \text{شاخه دار در برابر پارامتر بی بعد } D/H \text{ و } L_d/H \text{ ترسیم شده}$$

است. مطابق اشکال مذکور احتمال گرفتگی صفر در نسبت $\frac{D}{H} < 0.1$ و $\frac{L_d}{H} < 4$ و احتمال گرفتگی یک در نسبت $\frac{D}{H} > 0.44$ و $\frac{L_d}{H} > 11.7$ حاصل می شود. نتایج حاضر با نتایج منصوری و احدیان (۱۳۹۴) مطابقت دارند. برای حالات حد واسط $\frac{L}{H}$ و $\frac{D}{H}$ احتمال انسداد نمونه های شاخه دار را به ترتیب می توان از روابط پیشنهادی (۷ و ۸) محاسبه کرد.

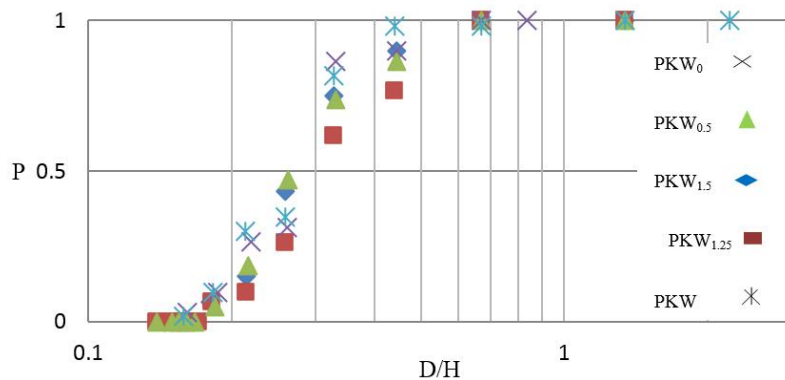
نتایج نشان می دهند که مدل $\text{PKW}_{1.25}$ نسبت به انسداد ناشی از نمونه چوب های شاخه دار حساسیت کمتری دارد به طوری که احتمال گرفتگی در این مدل نسبت به مدل های PKW_0 ، $\text{PKW}_{0.5}$ ، $\text{PKW}_{1.5}$ و PKW به ترتیب $۱۶/۸$ ، $۴۲/۷$ ، $۳۸/۵$ و $۲۱/۱$ درصد کمتر می باشد.



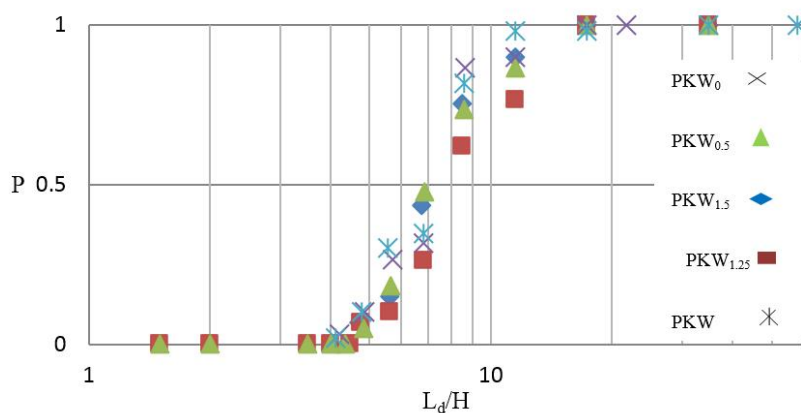
شکل ۷ احتمال گرفتگی نمونه های صاف در برابر نسبت D/H



شکل ۸ احتمال گرفتگی نمونه های صاف در برابر نسبت Ld/H



شکل ۹ احتمال گرفتگی نمونه‌های شاخه‌دار در برابر نسبت D/H



شکل ۱۰ احتمال گرفتگی نمونه‌های شاخه‌دار در برابر نسبت Ld/H

محتمل‌ترین مکان برای انسداد

در طی فرایند آزمایش تعداد نمونه‌های انسداد یافته در محل‌های مختلف سرریز ثبت گردیده و بر همین اساس محتمل‌ترین محل برای انسداد در سرریز معرفی شده است. نحوه عملکرد دو مدل چوب شاخه‌دار و صاف با یکدیگر متفاوت بوده است. نمونه‌چوب‌های صاف در دامنه وسیعی $(0.2 \leq \frac{D}{H} < 1)$ از نسبت D/H ، باعث انسداد کلید خروجی می‌شوند و همچنین در هدهای خیلی کم $(\frac{D}{H} > 1)$ انسداد نمونه‌ها فقط به مدخل کلید ورودی و خروجی منتهی می‌شود و انسداد به بالادست سرریز ادامه می‌یابد. در آزمایش مربوط به نمونه‌های صاف همچنین انسداد دیواره‌های جانبی سرریز بسته به نسبت $\frac{B_0}{B_i}$ متفاوت می‌باشد بر این اساس برای نسبت‌های $\frac{B_0}{B_i} \geq 1$ ، هنگامی که تراز آب کم می‌باشد $(0.5 \leq \frac{D}{H} \leq 0.7)$ نمونه‌ها وارد کلید

ورودی می‌شوند و باعث انسداد دیواره‌های جانبی می‌گردند. $\frac{B_0}{B_i} < 1$ انسداد دیواره جانبی سرریز در تراز آب کمتری نسبت به حالت قبل $(0.7 \leq \frac{D}{H} \leq 1)$ ایجاد می‌شود و در مدل PKW_0 به دلیل نداشتن شیروانی بالادست دیواره‌های سرریز سهم قابل توجهی از انسداد را به خود می‌دهند. عملکرد نمونه‌های شاخه‌دار بدین صورت بوده است که این نمونه‌ها در هدهای بالا $(0.18 < \frac{D}{H} < 0.26)$ وارد کلید ورودی می‌شوند و پس از آن به سمت دیواره‌های جانبی تغییر مسیر می‌دهند و منجر به انسداد در دیواره‌های جانبی و به‌طور خیلی کم کلید ورودی می‌شوند؛ و هنگامی که $\frac{D}{H} > 0.6$ است، انسداد نمونه‌ها فقط به مدخل کلید ورودی و خروجی منتهی می‌شود و انسداد به بالادست سرریز ادامه می‌یابد. با این حال، در اکثر تراز آب موجود $(0.18 \leq \frac{D}{H} \leq 1)$ انباشته شدن نمونه‌ها در کلید خروجی

سرریز وجود دارد.

است، به طوری که افزایش در قطر نسبت به طول نمونه‌ها سبب انسداد بیشتر می‌شود.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق با استفاده از پنج هندسه مختلف از سرریز کلید پیانویی و همچنین پنج نمونه چوب به ترتیب، ظرفیت تخلیه و پدیده انسداد ناشی از اجسام شناور در این نوع سرریز مورد بررسی قرار گرفت و در نهایت می‌توان براساس یافته‌های این تحقیق، نتایج زیر را به طور خلاصه بیان نمود:

وجود شیروانی بالادست در سازه سرریز علاوه بر جلوگیری از افت جریان ورودی به سرریز سبب افزایش ظرفیت تخلیه سرریز کلید پیانویی نیز می‌شود.

احتمال گرفتگی علاوه بر نوع چوب (صاف و شاخه‌دار) با قطر و طول نمونه چوب رابطه مستقیم دارد. با این حال، نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهند که قطر نمونه چوب‌ها نسبت به طول آنها یک پارامتر مؤثر بر انسداد

در یک هد ثابت درصد عبوری نمونه‌های شاخه‌دار نسبت به نمونه‌های صاف از روی سرریز کمتر است و این امر به دلیل وجود خم و شاخه‌ها در نمونه‌های مذکور می‌باشد. در هر دو آزمایش مربوط به نمونه‌های صاف و شاخه‌دار، مدل PKW_{1.25} نسبت به انسداد حساسیت کمتری دارد و نمونه‌ها در تراز آب کمتری نسبت به سایر مدل‌ها از روی آن عبور می‌کنند. همچنین محتمل‌ترین محل برای انسداد براساس مقدار عمق آب بروی سرریز، قطر نمونه‌ها و نوع آنها، متفاوت است ولی می‌توان گفت که قسمت مدخل کلید خروجی بحرانی‌ترین نقطه از لحاظ انسداد است و بخش اعظم نمونه‌ها در این قسمت انسداد می‌یابند.

مراجع

1. Khode, B.V., and Tembhurkar. A.R., "Evaluation and Analysis of Crest Coefficient for Labyrinth Weir", *World Applied Sciences Journal*, Vol. 11, PP. 835-839, (2010).
2. Lempérière, F., Ouamane, A., "The Piano Keys Weir: A New Cost Effective Solution for Spillways, Hydropower and Dams", *Official Journal of the International Hydropower Association*, Vol. 10 PP.144-149, (2003).
3. Blanc, P., Lempérière, F., "Labyrinth Spillways Have a Promising Future", *Journal of Hydropower Dams*, Vol.8, PP. 129-131,(2001).
4. Riberio, M.L., Pfister, M., Schleiss, A.J., and Boillat, J.L., "Hydraulic Design of A-type Piano Key Weirs", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 50, PP. 400-408, (2012).
5. Lempérière, F., Vigny, J.P., Ouamane, A., "General Comments on Labyrinth and Piano Key Weirs: The past and present", *proceedings of the International Conference Labyrinth and Piano Key Weirs*, Liège B, 17-24 CRC Press, Boca Raton, FL,(2011).
6. Anderson, R.M., and Tullis, B.P., "Piano Key Weir Hydraulics and Labyrinth Weir Comparison", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 139, PP. 246-253,(2013).
7. Kabiri-Samani, A., and Javaheri, A., "Discharge Coefficients for Free and Submerged Flow over Piano Key weirs", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 50, PP. 114-120, (2012).

8. Pralong, J., Vermeulen, J., Blancher, B., and Laugier, F., "A Naming Convention for the Piano Key Weirs Geometrical Parameters", *proceedings of the International Conference Labyrinth and Piano Key Weirs*, Liège B, CRC Press, Boca Raton, FL, PP. 271–278, (2011).
9. Machiels, O., Erpicum, S., Archambeau, P., Dewals, B.J., Piroton, M., "Piano Key Weir Preliminary Design Method: Application to a New Dam Project", *proceedings of the International Conference Labyrinth and Piano Key Weirs*, Liège B, CRC Press, Boca Raton, FL, PP. 199–206, (2011).
10. Barcouda, M., Cazaillet, O., Cochet, P., Jones, B.A., Lacroix, S., "Cost-effective Increase in Storage and Safety of Most Dams Using Fuse Gates or P. K. Weirs", *proceedings of the International Symposium on Dams in the Societies of the 22st Century*, International Commission on Large Dams (ICOLD), Barcelona, Spain, PP. 463–470, (2006).
11. Ouamane, A., and Lempérière, F., "Design of a new economic shape of weir ", *proceedings of the International Symposium on Dams in the Societies of the 21st Century*, International Commission on Large Dams (ICOLD), Taylor and Francis. London, UK. 463–470, (2006).
12. Ribeiro, M.L., Pfister, M., Schleiss, A.J., "Overview of Piano Key weir prototypes and scientific model investigations", *Proceedings of the 2nd International Workshop on Labyrinth and Piano Key Weirs*, p, 273-281, CRC Press, Boca Raton, (2013).
13. Pfister, M., Capobianco, D., Tullis, B., and Schleiss, A.J., "Debris-Blocking Sensitivity of Piano Key Weirs under Reservoir-Type Approach Flow", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 139, PP. 1134-1141, (2013).
14. Pagliara, S., and Carnacina, I., "Temporal Scour Evolution at Bridge Piers: Effect of Wood Debris Roughness and Porosity", *Journal of Hydraulic Research*, Vol.48, PP. 3–13, (2010).
15. Laugier, F., "Design and Construction of the First Piano Key Weir Spillway at Goulours Dam", *International Journal of Hydropower Dams*, Vol.13, PP. 94–100, (2007).
16. Ribeiro, M.L., Bieri, M., Boillat, J.L., Schleiss, A.J., Singhal, G., and Sharma, N., "Discharge Capacity of Piano Key Weirs", *Journal Hydraulic Engineering*, Vol.138, PP.199–203, (2012).
۱۷. منصوری، کوثر، و احدیان، جواد، «انسداد سرریزهای کلید پیانویی در جریان های آواری با سه ستم آز مایش های از فردادی»، علوم و مهندسی آبیاری (مجله علمی - پژوهشی)، ج. ۳۹، ش. ۳، (پاییز ۹۵).
18. Anderson, R.M., and Tullis, B.P., "Comparison of Piano Key and Rectangular Labyrinth Weir Hydraulics", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 138, PP.358–361, (2012).
19. Tullis, J. P., Amanian, N., and Waldron, D., "Design of Labyrinth Spillways", *Journal of Hydraul Engineering*, Vol.121, PP. 247–255, (1995).
20. Anderson, R.M., Tullis, B., "Influence of Piano Key Weir geometry on discharge", *proceedings of the International Conference Labyrinth and Piano Key Weirs*, Liège B, CRC Press, Boca Raton, FL, PP.75-80, (2011).

21. Anderson, R.M., "Piano Key Weir Head Discharge Relationships", All Graduate Theses and Dissertations, Utah State University, (2011).

تأثیر شکل منبع تخلیه بر مشخصات جریان در تخلیه سطحی پساب‌های با شناوری منفی*

فاطمه شاجری^(۱) ندا شیخ رضازاده نیکو^(۲) محسن سعیدی^(۳) جمال محمدولی سامانی^(۴) احمد شاجری^(۵)

چکیده در این مقاله نتایج آزمایشگاهی تأثیر شکل منبع تخلیه‌کننده بر تخلیه سطحی پساب‌های با شناوری منفی در محیطی ساکن و همگن برای دو مقطع مستطیل و دوزنقه (مقطع هیدرولیکی بهینه) ارائه شده است. آزمایش‌ها در اتاق تاریک ثبت و با تحلیل ر قومی پردازش شده است. رفتار جریان چگال برای عدد فرود دنسیمیتریک کمتر از بیست گزارش شده است. بنابراین، خاصیت خود-همسانی جریان در این آزمایش‌ها برقرار نیست. پارامترهای مورد بررسی شامل الگوی جریان، پروفیل غلظت، تغییر عرض و مسیر حرکت جریان می‌باشند. نتایج بررسی رفتار جریان در مقاطع نشان می‌دهد علی‌رغم الگوی رفتاری مشابه، مقطع دوزنقه از مشخصات هندسی و اختلاطی بهتری نسبت به مقطع مستطیل برخوردار است.

واژه‌های کلیدی تخلیه سطحی، جریان چگال، شکل مقطع منبع تخلیه‌کننده، مشخصات جریان.

Effects of Discharges Source Section on Flow Characteristics of Negatively Buoyant Effluent

N.Sheikhrezadaeh N. Sheikhezadeh M.Saeedi J.Mohannadvali Samani A.Shacheri

Abstract Results of a comprehensive experimental study on the impact of the outfall source shape on flow characteristics in surface discharge of negatively buoyant effluent in stagnant water were done on two sections of rectangular and trapezoidal (The optimal hydraulic cross section). These experiments were recorded in dark room and processed using digital analysis. Dense flow behavior was reported for Densimetric Froude number less than twenty so, the self-similarity property of flow is not established in these experiments. The parameters examined in this research include flow pattern, concentration profiles, change width and flow trajectory. The result of flow behavior in these sections indicates that despite similar behavioral pattern, geometric and mixing characteristics of trapezoid are better than rectangular.

Key Words Dense flow, Discharges Source Cross Section, Flow Properties, Surface Discharge.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۸/۱۴ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۷/۲۳ می‌باشد.

Email: F.shacheri@yahoo.com

(۱) نویسنده مسئول، دانش‌آموخته مهندسی سازه‌های آبی، دانشگاه تربیت مدرس.

(۲) دانشجوی دکتری سازه‌های آبی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۳) استاد گروه آب و محیط زیست، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

(۴) استاد گروه سازه‌های آبی دانشگاه تربیت مدرس.

(۵) دانشجوی کارشناسی مهندسی شیمی، دانشگاه سمنان.

مقدمه

در سال‌های اخیر افزایش جمعیت و صنعتی شدن جهان، کمبود شدید آب و کاهش هزینه‌های آب‌شیرین‌کن‌ها، سبب گردیده تا نمک‌زدایی به روشی ماندگار و بادوام برای تأمین آب شرب به‌منظور تضمین منابع آب در بسیاری از مناطق از جمله امارات متحده عربی، عربستان سعودی، عمان، ایالات متحده آمریکا، اسپانیا و استرالیا تبدیل شود [1]. تعداد و سایز نیروگاه‌های آب‌شیرین‌کن در حال بهره‌برداری و یا برنامه‌ریزی‌شده در شهرهای بزرگ ساحلی در سراسر جهان به‌طور چشم‌گیری در طول دهه گذشته افزایش یافته است [2,3]. این امر منجر به افزایش نگرانی‌ها در رابطه با اثرات زیست‌محیطی این نیروگاه‌ها در بلندمدت بیش از پیش شده است [4]. نمک‌زدایی می‌تواند منجر به تأثیرات بالقوه زیست‌محیطی از جمله آلودگی در پیرامون محل کارخانه، دفع نمک، ملاحظات انرژی، دفع مواد شیمیایی، انتشار گازهای گلخانه‌ای در اتمسفر و همچنین اثرات دیگر (نظیر آلودگی صوتی) شود [5].

سازمان حفاظت محیط زیست آمریکا (Environmental Protection Agency) و اروپا به‌منظور به حداقل رساندن خسارت‌ها و پیامدهای زیست‌محیطی فاضلاب بر محیط زیست، تخلیه فاضلاب به دریا را تنها به شرط ارضای استانداردهای سختگیرانه حاکم بر کیفیت آب در محیط‌پذیرنده مجاز دانسته‌اند [6-8]. به‌طور معمول پخش فاضلاب در محیط‌پذیرنده از طریق تخلیه‌کننده‌ها (Outfalls) صورت می‌گیرد [9]. اساس و مبنای عمل در این سیستم، رقیق‌سازی فاضلاب می‌باشد، به‌طوری‌که فاضلاب رقیق‌شده، مشکلاتی را برای محیط زیست منطقه ایجاد نکند.

آب شور به‌سبب چگال‌تر بودن تمایل دارد به‌سمت بستر دریا برود و این منجر به تأثیرات زیست‌محیطی نامطلوب برای جوامع اعماق دریا می‌شود. به‌منظور کاهش این اثرات، تخلیه‌کننده آب

شور باید به‌درستی طراحی شود به‌طوری‌که تخلیه به‌سرعت بتواند داخل منطقه نظارتی تعیین‌شده مخلوط گردد [10].

تخلیه پساب به محیط‌پذیرنده به دو صورت سطحی و مستغرق انجام می‌شود. علی‌رغم این‌که تخلیه‌کننده‌های مستغرق دارای بازده بالاتر و البته متداول‌تر هستند ولی تخلیه‌کننده‌های سطحی به‌منظور تخلیه پساب ناشی از نیروگاه‌های نمک‌زدایی که رقت نهایی مورد نیازشان کوچک است، مورد توجه مهندسان محیط زیست قرار گرفته است. تخلیه سطحی یک گزینه معمول برای دفع پساب به دریا است (که به‌طور معمول توسط یک کانال روباز، پساب را در سطح آب‌پذیرنده منتشر می‌کند [11].

عمده مطالعات آزمایشگاهی پیشین انواع تنظیمات تخلیه، به‌عنوان مثال تخلیه مستغرق عمودی و تخلیه چگال مایل توسط شائو و لائو [10]، باینس و همکاران [12]، بلینگر و ژیرکا [13]، سپولینا و همکاران [14]، ژیرکا [15]، کیکرت [16]، مک لالان و رندال [17]، رابرت و همکاران [18]، الیور و همکاران [19] و ژانگ و همکاران [20] انجام شده است. اکثر این مطالعات بر تعیین ویژگی‌های جریان در محیط ساکن متمرکز است. مطالعه علمی تنظیمات تخلیه با شناوری مثبت نسبت به تخلیه با شناوری منفی دارای سابقه‌ای نسبتاً طولانی است [21]. مطالعات انجام‌شده در این زمینه شامل تعیین مشخصات جریان، بررسی رفتار اختلاطی جت‌های سطحی با شناوری مثبت در محیط ساکن و متحرک و طبقه‌بندی جریان می‌باشد، در این مطالعات تأثیر شرایط کم‌عمقی پیکره آب‌پذیرنده نیز در نظر گرفته شده است [11, 22-25]. مطالعات اندکی در رابطه با جریان‌هایی با شناوری خنثی و منفی وجود دارد [26-29]. درمورد تخلیه سطحی پساب‌های سنگین اطلاعات کافی مبتنی بر داده‌های آزمایشگاهی یا اندازه‌گیری‌های میدانی برای تحلیل رفتار این جریان‌ها در دسترس نیست که این موضوع، منجر به تقریب بالا در مدل‌های

حاضر، به منظور بررسی اثر شکل مقطع بر تخلیه سطحی پساب‌هایی با شناوری منفی در محیط ساکن از دو مقطع مستطیل و دوزنقه استفاده شده است. برای دو مقطع مذکور، قطر معادل (D_e) یکسان در نظر گرفته شده است (مقاطع با قطر معادل یکسان متناظر است با دایره‌ای که مساحت معادل دارد).

در این پژوهش، با توجه به عدم مطالعات جامع در زمینه ارزیابی تأثیر شکل منبع در تخلیه سطحی پساب‌هایی با شناوری منفی از کانال‌های پیش‌رونده، از طریق انجام یک‌سری آزمایش‌ها در شرایط تخلیه مختلف نسبت به بررسی رفتار جریان در محیط ساکن و لایه‌بندی‌نشده برای هریک از مقاطع و مقایسه آنها با یکدیگر اقدام گردید. نتایج مشاهدات کمی به صورت نمودار و روابط بی‌بعد ارائه شد.

مواد و روش‌ها

بازه تغییر متغیرها در این آزمایش‌ها متناسب با نمونه‌های واقعی انتخاب شده است تا نتایج آزمایشگاهی حاصل قابل استفاده در مقیاس واقعی باشند. نتایج حاصل از این آزمایش‌ها برای پیش‌بینی رفتار جریان مورد استفاده مهندسان طراح قرار می‌گیرد. در جدول (۱) محدوده آزمایش‌ها برای پارامترهای جریان تخلیه‌شده، آب محیط و نسبت‌های محاسبه‌شده برای هر یک از مقاطع خلاصه شده است. این آزمایش‌ها در مدل آزمایشگاهی تحقیقات هیدرولیک محیط زیست دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت انجام گردید.

مدل آزمایشگاهی

مدل آزمایشگاهی مورد استفاده مخزنی به طول ۶ متر، عرض ۱/۸ متر و عمق ۱/۵ متر می‌باشد. چارچوب فولادی این مخزن امتداد طولی آن را به سه پنجره ۲ متری تقسیم کرده است که به منظور مشاهده جریان از آن، از دو طرف با شیشه‌ای به ضخامت ۲۰ میلی‌متر

ریاضی گردیده و نیز طراحی علمی و بهره‌برداری مناسب از این تأسیسات را با مشکل مواجه کرده است. بنابراین استفاده از مدل فیزیکی برای مدل کردن تخلیه سطحی پساب‌های سنگین امکان شناخت بهتر از پدیده مورد بررسی را میسر می‌سازد.

پژوهش‌های انجام‌شده در زمینه مدل‌سازی تخلیه پساب را می‌توان به مطالعات آزمایشگاهی بر مبنای روش مقیاس طولی دیویدسون و همکاران [30]، ژیرکا [31]، رابرت و همکاران [18]، رابرت و همکاران [32] [34] و تیان و همکاران [35] و مطالعات عددی بر مبنای روش اولری چون چو و گلدبرگ [36]، وود و همکاران [37]، و دیویدسون [38] و یا لاگرانژی چون لی و چانگ [39]، بامگارتنر و همکاران [40] غفاریان روح‌پرور و همکاران [۴۱] می‌باشد.

مجموع مطالعات انجام‌گرفته بر روی تخلیه‌کننده‌های دریایی نهایتاً منجر به توسعه مدل‌های ریاضی متعدد نظیر مدل کرجت (CORJET)، جت‌لگ (JETLAG)، UM و کرمیکس (CORMIX) برای طراحی علمی و عملی این تأسیسات گشته است. از این نرم‌افزارها به منظور پیش‌بینی وضعیت جریان در ناحیه میدان نزدیک جریان و طراحی هیدرولیکی انواع تخلیه‌کننده‌ها استفاده می‌گردد.

در زمینه مطالعات اخیر برای تعیین رفتار جت‌های سطحی چگال در محیط ساکن می‌توان پژوهش‌های عابسی و همکاران را عنوان نمود [29]. ویژگی‌های اختلاطی و هندسی جریان از جمله پارامترهای مورد بررسی در این تحقیق به‌شمار می‌رود. علی‌رغم اهمیت اثر شکل هندسی منبع در بررسی رفتار تخلیه سطحی چگال در میدان نزدیک تاکنون هیچ مطالعه‌ای در این رابطه گزارش نشده است. پژوهشگران مختلفی در رابطه با اثر شکل هندسی منبع در تخلیه سیالات تراکم‌پذیر مطالعاتی انجام داده‌اند. میلر و همکاران [42] دریافتند که مقاطع با گوشه‌های تیز نسبت به مقاطع دایره‌ای از ویژگی‌های اختلاط بهتری برخوردارند. در مطالعه

تحلیل ابعادی

رفتار کلی یک جت سطحی عمدتاً توسط فرایندهای صورت گرفته در ناحیه میدان نزدیک (Near-Field) تعیین می شود. استفاده از تحلیل های ابعادی در این مطالعات، بر دو فرض اولیه آشفته گی کامل جریان به منظور صرف نظر کردن از تأثیرات لزجت و فرض تقریب بوسینسک استوار است [44]. براین اساس، جونز و همکاران [45] مشخصات جریان خروجی در محدوده میدان نزدیک محیط ساکن را تابع هشت متغیر تأثیرگذار شامل شار حجمی ($Q_0 = U_0 A_0$)، اندازه حرکت ($M_0 = Q_0 U_0$)، شناوری ($B_0 = Q_0 g_0$)، فاصله از دهانه تخلیه کننده (X)، عمق آب محیط (H)، عرض و عمق کانال تخلیه کننده (b_0, h_0) و زاویه خروجی (θ_0) عنوان نموده اند. در روابط ارائه شده A_0 سطح مقطع جریان برحسب متر مربع، U_0 سرعت اولیه جت خروجی از منبع برحسب متر بر ثانیه و g_0 شتاب ثقل کاهش یافته است که برابر است با $g' = g \frac{(\rho_0 - \rho_a)}{\rho_a}$. مشخصات جریان (ϕ) را به صورت رابطه (۱) به این متغیرها وابسته دانسته اند.

$$\phi = f_1(Q_0, M_0, B_0, X, H, b_0, h_0, \theta_0) \quad (1)$$

در محیط های عمیق و در حالت تخلیه افقی ($\theta_0 = 0$)، با صرف نظر کردن از متغیرهای وابسته (θ_0) مشخصات جریان را به صورت رابطه (۲) می توان تابع شارهای اولیه جریان خروجی (Q_0, M_0, B_0)، فاصله از محل تخلیه (X) و مشخصات هندسی منبع عنوان نمود.

$$\phi = f_2(Q_0, M_0, B_0, X, H, b_0, h_0) \quad (2)$$

باتوجه به فرایندهای پیچیده حاکم در این پدیده، استفاده از روش مقیاس طولی در مطالعه تخلیه کننده های دریایی به عنوان روشی ساده و کارآمد همواره مورد توجه بوده است [2]. در این روش با ترکیب مقدار نسبی متغیرهای مرتبط با نیروهای مؤثر شرکت کننده در پدیده اختلاط، می توان این متغیرها را در گروه هایی با بعد طول تحت عنوان مقیاس طولی دسته بندی نمود.

پوشانیده شده است. این مخزن از آب با چگالی ۰/۹۹۸ گرم بر سانتی متر مکعب در دمای ۲۵-۲۳ درجه سانتی گراد پر شده بود. هر یک از کانال های با مقاطع مستطیل و دوزنقه موجود در سطح آب مخزن به عنوان تخلیه کننده سطحی در این آزمایش ها مورد استفاده قرار گرفت. این تخلیه کننده ها، از طریق یک سیستم پمپاژ، فاضلاب مصنوعی تولید شده را با سرعت های مختلف در داخل مخزن تخلیه می کردند. میزان دبی فاضلاب خروجی نیز از طریق دبی سنج الکترونیکی اندازه گیری شد. سپس، براساس عمق قرائت شده در دهانه خروجی کانال، سرعت جریان محاسبه گردید. پساب مورد استفاده در این آزمایش ها، آب شور ناشی از انحلال نمک طعام (سدیم کلرید) در آب شیرین بود که جریانی از پساب در غلظت های مختلف با جرم های حجمی متفاوت ایجاد می نماید. به منظور تعیین مشخصات ظاهری پلوم در محیط پذیرنده، از رنگ محلول در آب به عنوان آشکارساز و ثبت مسیر حرکت در زمینه در سفید با استفاده از دوربین دیجیتال سونی مدل DCR-SR47 استفاده شد. آزمایش ها از طریق ثبت دیجیتال مسیر حرکت جریان در اتاق تاریک در مقابل یک منبع نور سفید یکنواخت به طول ۲ و ارتفاع ۱/۳ متر متشکل از ۲۵ لامپ فلورسنت که در پشت مخزن جانمایی شده بود، انجام پذیرفت. به این ترتیب، امکان پردازش رقومی تصاویر دیجیتال برداشت شده به منظور تعیین مشخصات حرکت جریان فاضلاب در محیط به نحو مطلوب فراهم گردید. در این مطالعه، از روش تحلیل رقومی مشابه عابسی و همکاران [29] استفاده شده است. در این روش پس از استخراج فریم های ویدیوی ثبت شده از آزمایش ها، با استفاده از نرم افزار ایمج استریم (image stream 7.0) [43]، که توسط دکتر نوکز در دانشگاه کانتربری نیوزیلند ابداع گردیده است، تصاویر میانگین گیری شد و یک تصویر مستقل از زمان به جهت انجام پردازش رقومی حاصل گردید.

بنابراین، با استفاده از آنالیز ابعادی، شکل بدون بعد پارامتر جریان (ϕ^*) را می‌توان به صورت تابعی از نسبت‌های بدون بعد زیر توصیف کرد:

$$\phi^* = f\left(\frac{L_Q}{L_M}, \frac{X}{L_M}, \frac{H}{L_M}, AR\right) \quad (۴)$$

که در آن AR ، نسبت شکل کانال تخلیه است که به صورت $\left(\frac{h_0}{b_0}\right)$ تعریف شده است. رابترز و همکاران [18] و بلننگر و ژیرکا [13] در مطالعات خود به منظور توسعه گراف‌های بی‌بعد به منظور تعیین مشخصات هندسی حرکت جریان پارامتر بدون بعد $\left(\frac{X}{L_M}\right)$ مورد استفاده قرار دادند. در این مطالعه نیز، $\left(\frac{X}{L_M}\right)$ به عنوان پارامتر هندسی بدون بعد جت در نظر گرفته شد.

$$\frac{X}{L_M} = f_5\left(\frac{L_M}{L_Q}, \frac{h_0}{b_0}, \frac{H}{L_M}\right) \quad (۵)$$

نتایج و بحث

در این مطالعه، پس از انجام مجموعه‌ای از آزمایش‌ها در جهت بررسی تأثیر شکل منبع در تخلیه سطحی پساب‌های با شناوری منفی از کانال‌های پیش‌رونده، در نهایت توسعه مجموعه‌ای از نمودارهای بی‌بعد برای پیش‌بینی و مقایسه الگوی جریان، پروفیل غلظت، تغییرات عرض و مسیر حرکت جریان مورد نظر قرار گرفت.

مرحله اصلی از تحلیل آزمایش‌ها به روش مقیاس طولی، ارائه روابط و نمودارهای بی‌بعد برای توصیف رفتار جریان از طریق این پارامترهای بی‌بعد است. این امر با استفاده از شارهای اولیه جریان و تئوری باکینگهام میسر می‌گردد. در اینجا می‌توان مشخصات جریان خروجی از طریق تجمیع در قالب مقیاس‌های طولی (L_Q, L_M) تأثیرگذار را به صورت رابطه (۳) عنوان کرد:

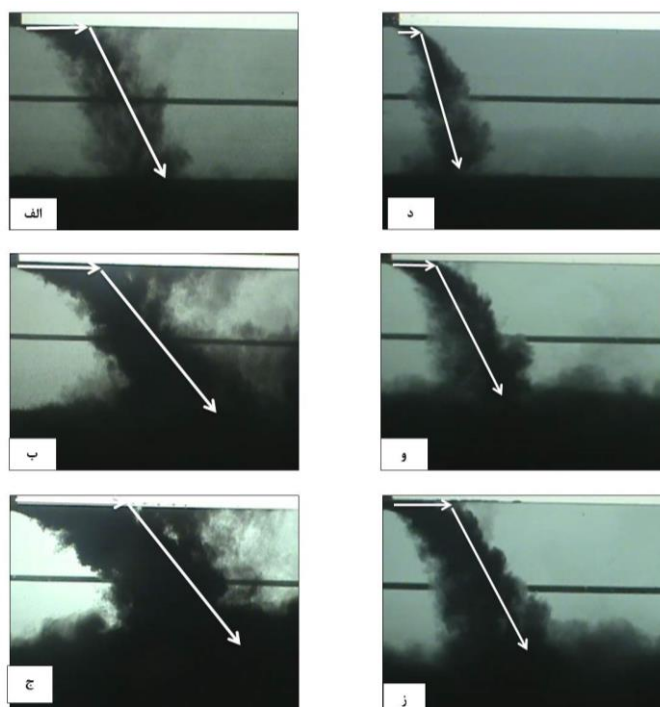
$$f_3(L_Q, L_M, X, H, b_0, h_0) = \text{خصوصیات جت با بعد طول} \quad (۳)$$

در این رابطه، $(L_Q = \frac{Q_0}{M_0^{1/2}})$ مقیاس طولی تخلیه، $(L_M = \frac{M_0^{3/4}}{B_0^{1/2}})$ مقیاس طولی جت به پلوم، (b_0) عرض کانال تخلیه‌کننده، (h_0) عمق کانال تخلیه‌کننده و X فاصله از محل تخلیه می‌باشد. در این رابطه تمام پارامترها از جمله مقیاس طولی تخلیه (L_Q) ، مقیاس طولی جت به پلوم (L_M) ، عمق کانال تخلیه (h_0) و فاصله از محل تخلیه (X) دارای بعد طول می‌باشند. مقیاس طولی تخلیه (L_Q) ناحیه‌ای را که در آن هندسه کانال تخلیه، خصوصیات جریان را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهد، تعریف می‌کند و در واقع نشان‌دهنده اهمیت نسبی شار حجمی اولیه به شار مومنت اولیه است [46]. مقیاس طولی جت به پلوم (L_M) بیانگر فاصله‌ای است که در آن انتقال از ناحیه غلبه اندازه حرکت (رفتار جت مانند جریان) به ناحیه غلبه شناوری (رفتار پلوم شکل جریان) در محیط‌های ساکن و همگن اتفاق می‌افتد. نسبت این دو مقیاس طولی، متناسب

$$\text{است با عدد فرود دنسیمیتریک } (Fr_d = \frac{u_0}{\sqrt{g'A_0^{1/2}}} \propto \frac{L_M}{L_Q})$$

جدول ۱ محدوده پارامترهای آزمایشگاهی برای جریان تخلیه شده و آب محیط

مقطع	نسبت‌های محاسبه شده		مشخصات آب پذیرنده			مشخصات تخلیه			Fr_d	$T (^{\circ}C)$	L_Q (m)
	$\Delta\rho\left(\frac{kg}{m^3}\right)$	$\frac{H}{h_0}$	$\rho_a\left(\frac{kg}{m^3}\right)$	H_a (m)	u_a (m/s)	$\rho_0\left(\frac{kg}{m^3}\right)$	h_0 (m)	u_0 (m/s)			
مستطیل	۳۹/۵-۸/۳	۲۰-۷۵/۸	۹۹۸/۵-۹۹۸/۷	۰/۶۰۷-۰/۶۲۵	۰	۱۰۱۰-۱۰۵۳	۰/۰۲۵-۰/۰۰۸	۰/۲۱-۰/۳۶	۱/۷-۴/۹۳	۲۵-۲۳	۲/۸۳-۵/۳
دو زنگه	۸/۳-۳۹/۵	۲۰-۸۷	۹۹۸/۵-۹۹۸/۷	۰/۶۰۷-۰/۶۲۵	۰	۱۰۱۰-۱۰۵۳	۰/۰۲۴-۰/۰۰۷	۰/۲۰-۰/۳۲	۱/۷-۴/۹۳	۲۵-۲۳	-۵/۷۱ ۲/۷۸



شکل ۱ مسیر حرکت و موقعیت نقاط شیرجه و برخورد در تخلیه سطحی فاضلاب سنگین از کانال‌های مستطیلی

الف) $\rho_0 = 1.014 \text{ gr/cm}^3$ ، $u_0 = 23.2 \text{ cm/s}$ ب) $\rho_0 = 1.014 \text{ gr/cm}^3$ ، $u_0 = 31.7 \text{ cm/s}$

ج) $\rho_0 = 1.014 \text{ gr/cm}^3$ ، $u_0 = 34.9 \text{ cm/s}$ د) $\rho_0 = 1.055 \text{ gr/cm}^3$ ، $u_0 = 23.6 \text{ cm/s}$

و) $\rho_0 = 1.055 \text{ gr/cm}^3$ ، $u_0 = 29.96 \text{ cm/s}$ ز) $\rho_0 = 1.055 \text{ gr/cm}^3$ ، $u_0 = 33.8 \text{ cm/s}$

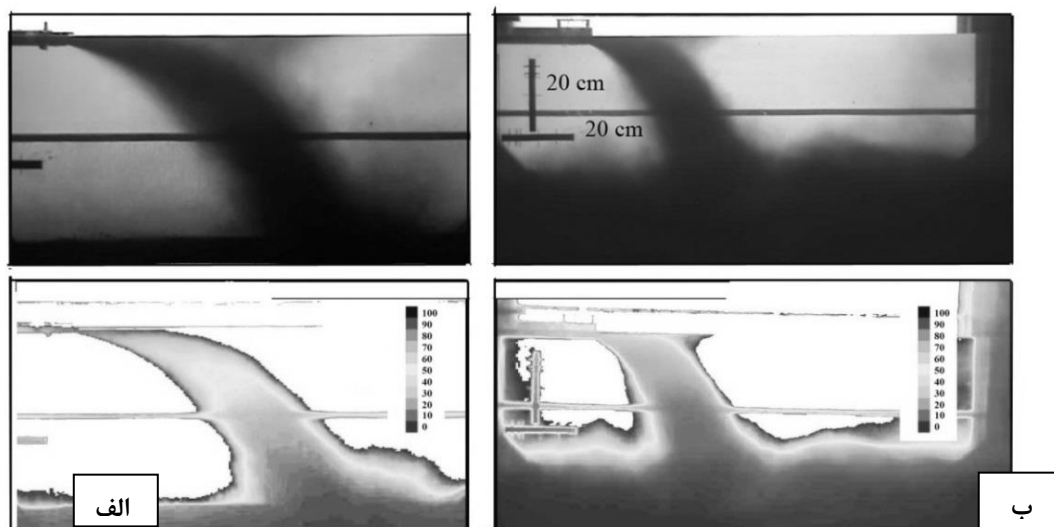
مشاهدات کلی

در ابتدا یک سری مشاهدات کلی از روند آزمایش ارائه گردیده است. در شکل شماره (۱) مسیر حرکت جت خروجی از تخلیه‌کننده سطحی مستطیلی در قالب سه اندازه حرکت و دو شوری متفاوت نشان شده است. مشاهده می‌گردد که افزایش مومتمت خروجی در تخلیه سطحی این فاضلاب‌ها، افزایش پیشرفت افقی جت خروجی در محیط را به دنبال خواهد داشت. افزایش چگالی فاضلاب در تخلیه سطحی، منجر به کاهش طول نقطه سقوط و وقوع زود هنگام آن می‌گردد.

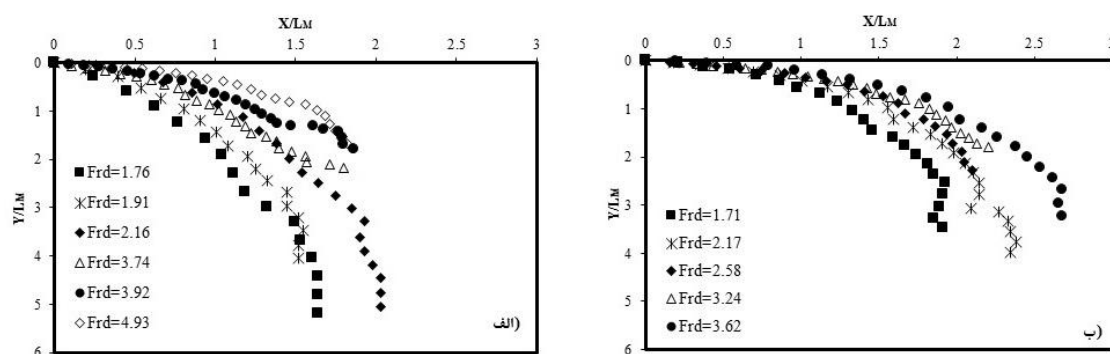
الگوی جریان

در تخلیه سطحی فاضلاب‌های سنگین، جریان خروجی با ورود به محیط به دلیل شناوری منفی خود به تدریج به سمت اعماق بیشتر متمایل می‌گردد. در این حالت جریان خروجی در صورت وجود لایه بندی حرارتی تا

رسیدن به عمقی با چگالی برابر به حرکت پایین‌رونده خود ادامه می‌دهد، اما در محیط‌های همگن به دلیل عدم وجود اختلاف چگالی در راستای عمق، حرکت پایین‌رونده جریان تا رسیدن به کف محیط ادامه خواهد یافت. با برخورد جریان به بستر، جریان شکل گرفته تحت تأثیر شیب محیط به تدریج به حرکت درمی‌آید و میدانی از آلودگی در مجاورت آن ایجاد خواهد نمود. الگوی عمومی جریانات سطحی فاضلاب‌های سنگین در محیط‌های ساکن از دو مقطع مستطیلی و دوزنقه‌ای به صورت شکل (۲) ترسیم گردیده است. همان‌طور که از شکل (۲) مشاهده می‌گردد، مقایسه الگوی جریان برای کانال با مقطع مستطیلی و دوزنقه‌ای نشان‌دهنده این است که تخلیه جریان برای هر یک از مقاطع، از الگوی مشابهی پیروی می‌کنند و شکل مقطع کانال تأثیری بر الگوی جریان در تخلیه سطحی فاضلاب‌های سنگین ندارد.



شکل ۲ نمونه‌ای از تصاویر جانبی تخلیه پس از پردازش
تصویر بالا میانگین زمانی فریم‌های متوالی استخراج شده از فیلم‌های ضبط شده و تصویر پایین شدت نور تصویر میانگین‌گیری شده را نمایش می‌دهد؛ الف) مقطع دوزنقه‌ای، ب) مقطع مستطیلی



شکل ۳ نتایج آزمایش‌های مختلف در ارتباط با مسیر حرکت جریان سطحی فاضلاب‌های سنگین در محیط‌های ساکن؛ الف) کانال با مقطع مستطیلی، ب) کانال با مقطع دوزنقه‌ای

مسیر حرکت جریان

است. از آنجا که در این مطالعه ($Fr_d \leq 20$) بررسی شده است، براساس آزمایش‌های رابرتز و همکاران [18] اثرات شار حجمی منبع قابل ملاحظه خواهد بود و نمی‌توان از آن صرف‌نظر کرد و در نتیجه خاصیت خودهمسانی جریان برقرار نیست و الگوی عمومی رفتار جریان در محیط به پارامترهای تخلیه وابسته است. در این نمودار سطح آب به عنوان مبدأ در نظر گرفته شده، محور افقی آن، مختصات افقی و محور عمودی، مختصات عمودی مسیر حرکت جریان را نشان می‌دهد

در این مطالعه به منظور تعیین مسیر حرکت جریان فاضلاب در محیط، موقعیت خط مرکزی جریان، از طریق تعیین موقعیت نقاطی با حداکثر غلظت در برش‌های عرضی متفاوت از جریان انتخاب گردید. با اتصال این نقاط، خط مرکزی جریان برای هریک از آزمایش‌ها در حالتی که نسبت به مقیاس طولی جت به پلوم نرمال شده‌اند به دست آمد، مسیر حرکت جریان برای هریک از مقاطع در شکل (۳) ترسیم گردیده

که توسط مقیاس طولی جت به پلوم بی بعد گردیده‌اند. نتیجه به دست آمده از این نمودارها حاکی از آن است که در هر یک از دو مقطع با افزایش عدد فرود چگال (Densimetric Froude Number) (Fr_d) ، پیشروی افقی (X) در امتداد مسیر حرکت جریان افزایش می‌یابد. این روند (رابطه بین عدد فرود و میزان پیشروی افقی) در مطالعه میکاس و پاپانیکیولا [47] نیز مشاهده می‌شود. از مقایسه مسیر حرکت جریان برای دو مقطع مشاهده می‌گردد که مقطع دوزنقه‌ای نسبت به مقطع مستطیلی دارای پیشروی افقی و مسیر حرکت طولانی‌تری می‌باشد. علت این امر را می‌توان شیب بیشتر مسیر حرکت جریان در مقطع مستطیلی نسبت به مقطع دوزنقه‌ای عنوان نمود، به عبارت دیگر در امتداد مسیر جریان (در امتداد X)، جریان از کانال با مقطع مستطیلی با سرعت بیشتری نسبت به کانال با مقطع دوزنقه‌ای سقوط می‌کند. از این رو، در تخلیه پساب‌های چگال از کانال با مقطع دوزنقه‌ای، پساب پیش از برخورد با بستر دریا، مسیر طولانی‌تری را طی کند و از فرصت کافی برای اختلاط با آب محیط پذیرنده و دست یافتن به وقت مناسب بهره‌مند گردد.

باتوجه به الگوی تقریباً مشابه رفتار جریان در این حالت با تخلیه افقی فاضلاب‌های سبک در حالت مستغرق (با در نظر گرفتن خاصیت آینه‌گون حرکت)، نتایج به دست آمده از مطالعه حاضر با نتایج حالات مشابه در حالت مستغرق (به طور معکوس) مقایسه گردیده است. در تخلیه مستغرق فاضلاب‌های سبک، جت خروجی بعد از تخلیه با طی بخشی از مسیر به صورت افقی به دلیل شناوری مثبت خود به تدریج به سمت سطح منحرف می‌گردد. در محیط‌های همگن این حرکت تا رسیدن سیال به سطح آب ادامه پیدا می‌کند و بعد از آن جریان بر اثر پخشیدگی ناشی از شناوری در مجاورت سطح گسترش می‌یابد. در تخلیه سطحی فاضلاب‌های سنگین جریان خروجی رفتاری مشابه اما در جهت عکس خواهد داشت. در شکل (۴)

الگوی حرکت جریان در تخلیه سطحی فاضلاب‌های سنگین ترسیم گردیده است. در این شکل نتایج مطالعات آزمایشگاهی فن [48]، دیویدسون و پن [49]، میکاس و پاپانیکیولا [47] و شائو و همکاران [46] روی تخلیه مستغرق فاضلاب‌های سبک همراه با نتایج مطالعه حاضر (به صورت معکوس) ترسیم شده است. در این مطالعات از مقطع دایره‌ای استفاده شده است. محدوده عدد فرود این مطالعات بزرگ‌تر از بیست است و از محدوده عدد فرود مطالعه حاضر $(Fr_d = 1.7 - 5)$ بزرگ‌تر است؛ لذا در مطالعات مذکور از مقیاس طولی تخلیه (L_Q) صرف نظر شده است. به عبارت دیگر اثر شکل مقطع تخلیه ناچیز خواهد بود و در این مطالعات اثر شکل مقطع تخلیه دیده نشده است. همان‌طور که از شکل (۴) مشاهده می‌گردد، علی‌رغم بی‌بعدسازی نسبت به L_M ، $(L_M \propto Fr_d)$ ، جریان رفتار خود-همسانی (self-similarity) ندارد و تراژکتوری‌ها در تمام گراف‌های شکل (۴) روی هم قرار نگرفته‌اند. از آنجا که در این مطالعه عدد فرود کوچک‌تر از بیست است $(Fr_d = 1.7 - 5)$ ، طبق مطالعات رابرتز و همکاران [18]، مقیاس طولی تخلیه (L_Q) قابل صرف نظر کردن نخواهد بود. به عبارت دیگر هندسه کانال تخلیه مشخصات جریان تأثیرگذار خواهد بود و جریان خاصیت خود-همسانی نخواهد داشت. از این رو، مسیر حرکت هر یک از مقاطع روی هم قرار نمی‌گیرد.

علی‌رغم الگوی حرکت مشابه جریان‌های سطحی فاضلاب‌های سنگین با جریان‌های مستغرق فاضلاب‌های سبک، در شکل (۴) مشاهده می‌شود که مسیر حرکت این دو جریان کاملاً بر یکدیگر منطبق نمی‌باشد. عدم تطابق کامل مسیر جریان در این دو حالت را می‌توان ناشی از تأثیرات سطح آزاد آب در تغییر الگوی عمومی حرکت جریانات سطحی دانست. با استفاده از آنالیز ابعادی ارائه شده در بخش (۳)، رابطه‌ای برای پیش‌بینی مسیر حرکت جریان به صورت زیر ارائه گردیده است:

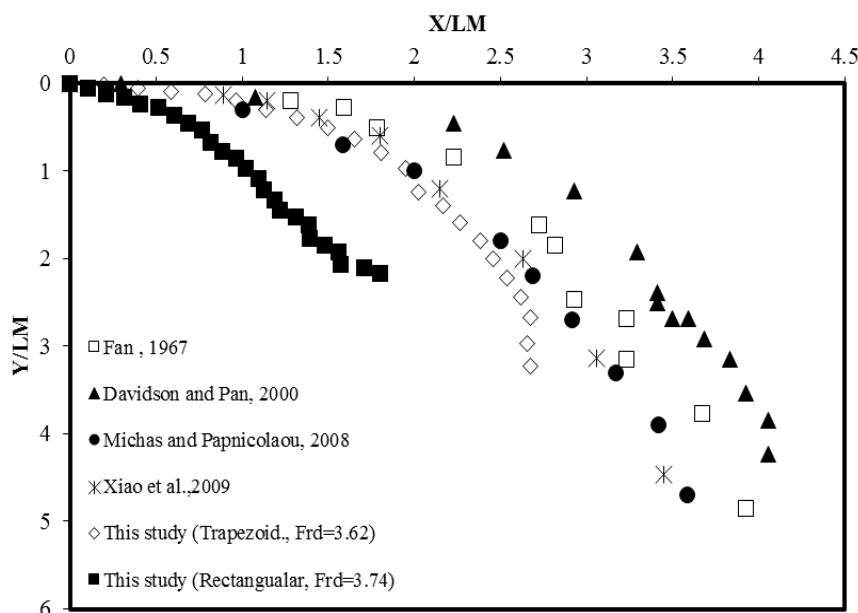
داده‌های آموزش، از آنالیز رگرسیونی غیرخطی استفاده گردیده است که برای این کار از نرم‌افزار LAB Fit استفاده شده است. با جای‌گذاری ضرایب به‌دست‌آمده شکل نهایی این رابطه برای پیش‌بینی مسیر حرکت جریان به‌صورت ساده زیر به‌دست آمده است:

$$\frac{X}{L_M} = 1.94 \exp\left(-0.78 \frac{y}{L_M}\right) + 1.47 \exp(0.09 Fr_d) \quad (V)$$

مقادیر ریشه میانگین مربعات خطا (RMSE) و ضریب تبیین (R^2) برای داده‌های آموزش و تست به‌دست آمدند که در جدول (۲) ارائه شده است.

$$\frac{X}{L_M} = \alpha (Fr_d)^\beta + \gamma \left(\frac{y}{L_M}\right)^\delta \quad (6)$$

به‌منظور تعیین ضرایب $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ و درنهایت استخراج رابطه بی‌بعدی برای پیش‌بینی مسیر حرکت جریان، داده‌ها به دو دسته تقسیم شدند. دسته اول ۸۰٪ داده‌ها هستند که تحت عنوان داده‌های آموزش (Training set) و دسته دوم ۲۰٪ داده‌ها هستند که به‌عنوان داده‌های تست (Test set) نام‌گذاری گردیدند. انتخاب داده‌های تست به‌صورت تصادفی بوده است. از دسته اول برای بدست آوردن ضرایب روابط غیرخطی و از دسته دوم داده‌ها برای اعتبارسنجی این روابط استفاده گردیده است. برای تعیین ضرایب موجود با استفاده از



شکل ۴ بررسی مقایسه‌ای مسیر حرکت جریان در تخلیه سطحی فاضلاب‌های سنگین نسبت به تخلیه مستغرق فاضلاب‌های سبک

جدول ۲ صحت‌سنجی رابطه ارائه‌شده

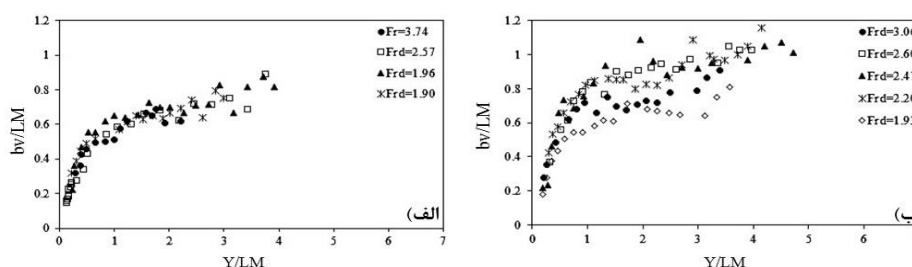
پارامترهای صحت‌سنجی	$\frac{X}{L_M}$	
	آموزش	تست
R^2	۰/۹۱	۰/۹
RMSE	۰/۱۵۷	۰/۱۱۲

تغییرات عرض جریان در طول مسیر

جریان فاضلاب به محض ورود به محیط پذیرنده، با کشیدن آب محیط به داخل خود افزایش حجم می‌یابد و در جهات مختلف گسترش پیدا می‌کند. در این مطالعه با در نظر گرفتن عرض جریان به صورت فاصله‌ای که شدت نور سیاه برابر $1/e$ یا 37% شدت نور ماکزیمم ($I(b_v)=1/eI_{max}$) باشد به عنوان پهنای جریان در برش‌های عرضی مختلف تعیین گردیده است [۵۰]. با محاسبه عرض جریان در هر مقطع (b_v) و موقعیت عمودی آن نسبت به سطح آب (Y) و در نهایت با نرمال نمودن مشخصات جریان با استفاده از مقیاس طولی جت به پلوم (L_M) تغییرات عرض جریان در راستای عمق در آزمایش‌های مختلف برای کانال‌های مستطیلی و دوزنقه‌ای به صورت شکل (۵) ترسیم گردیده است. همان‌طور که از شکل (۵) ملاحظه می‌گردد، روند تغییرات عرض جریان در هر دو مقطع، در امتداد عمق مشابه می‌باشد. به عبارت دیگر در هر دو مقطع عرض جریان در امتداد عمق افزایش می‌یابد. همان‌طور که از نمودارها مشهود است تغییرات عرض در امتداد عمق و همچنین نوسان آن برای مقطع دوزنقه‌ای بیشتر از مقطع مستطیلی می‌باشد.

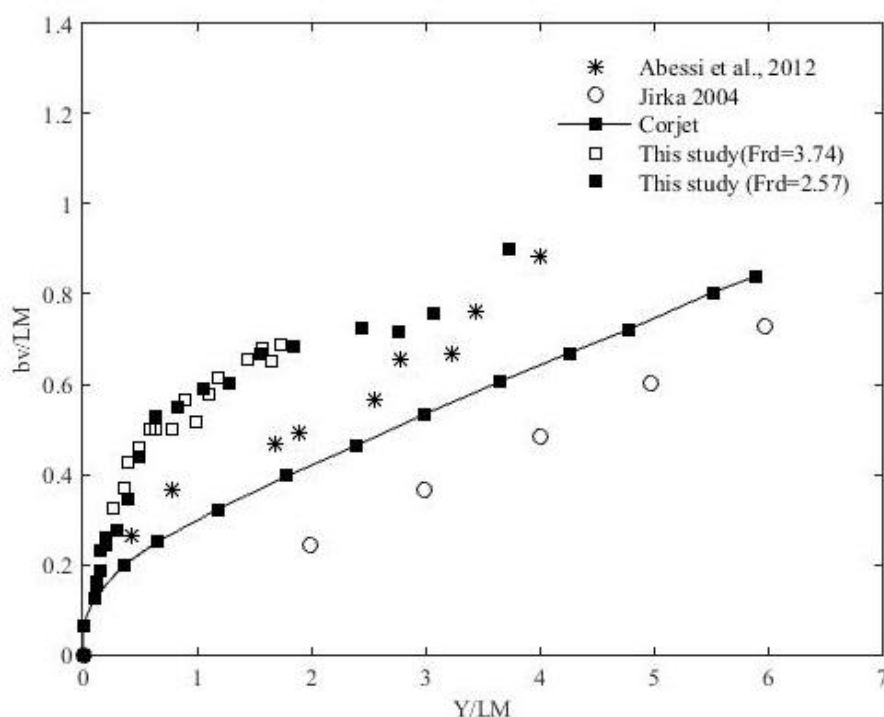
در ادامه با شبیه‌سازی عددی برخی از آزمایش‌های انجام گرفته در مدل کرجت، نتایج آزمایشگاهی حاضر با نتایج به دست آمده برای حالت تخلیه افقی فاضلاب‌های سبک از تخلیه‌کننده مستغرق، مقایسه گردیده است. قابل ذکر است که این مدل بر مبنای روش انتگرالی اوپلری که در آن حجم کنترل ثابت در نظر گرفته شده است اقدام به شبیه‌سازی جریان

تخلیه‌شونده از تخلیه‌کننده‌ها می‌نماید. این مدل در آخرین نسخه خود (CorJet v5.0) قادر به شبیه‌سازی سه بعدی جریان به منظور پیش‌بینی رفتار و مسیر حرکت جت‌های با شناور مثبت، منفی و خنثای تخلیه‌شونده از تخلیه‌کننده‌های مستغرق تک‌مجریایی و چندمجریایی می‌باشد. در شکل (۶) نتایج با رابطه $b_v=0.12Y$ [15] برای برآورد نرخ تغییرات عمقی عرض جریان در پلوم‌های مستغرق شناور مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل (۶) ملاحظه می‌گردد نتایج به دست آمده، از مدل و الگوی برازش شده توسط ژیرکا [15] پیروی می‌کنند. علی‌رغم روند مشابه تغییرات غلظت جریان در راستای عمق، رابطه خطی برازش شده بر داده‌های آزمایشگاهی، دارای یک تفاوت جزئی در شیب خط فوق با نتایج به دست آمده از مدل‌های تحلیلی می‌باشد. عابسی و همکاران در مطالعات خود شیب این خط را 0.124 گزارش نمودند، در حالی که در این آزمایش‌ها شیب افزایش عرض جریان برابر با 0.126 به دست آمده است ($b_v=0.126Y$) که کمی بیشتر از نرخ ارائه شده توسط ژیرکا [15] و عابسی و همکاران [29] می‌باشد. این تفاوت جزئی با مدل تحلیلی و مطالعات آزمایشگاهی عابسی و همکاران به ترتیب به دلیل فرضیات ساده‌شونده مدل و خطای آزمایشگاهی است. البته همان‌طور که در شکل (۵) مشاهده می‌گردد، تغییرات عرض در طول مسیر در مطالعه حاضر، ابتدا مانند مدل کرجت یک روند صعودی سریع داشته است و سپس با شیب کمتر و تقریباً به صورت خطی افزایش یافته است.



شکل ۵ نحوه تغییرات عرض جریان در تخلیه سطحی فاضلاب‌های سنگین در امتداد عمق (Y-axis)؛

الف) کانال مستطیلی، ب) کانال دوزنقه‌ای



شکل ۶ بررسی مقایسه‌ای تغییرات عرض جریان‌های سطحی فاضلاب‌های سنگین در راستای عمق با پیش‌بینی‌های مدل کرجت و ژیرکا [15]

$$b_0 = 10\text{cm}, \quad h_0 = 0.9\text{cm}, \quad \rho_0 = 1.024\text{g/cm}^3, \quad U_0 = 22.5\text{m/s}$$

و $H = 60.9\text{cm}$ ترسیم گردیده است. در این شکل محور عمودی شدت نور سیاه و محور افقی نقاط تصویر میانگین آزمایش در امتداد مقطع برداشت شده از جریان می‌باشند و مشخصات پروفیل‌های ترسیم‌شده تغییرات زنگوله‌ای غلظت جریان در جهت عرض پلوم را برای هر دو مقطع نشان می‌دهند. در هر یک از مقاطع، عدم انطباق این پروفیل‌ها بر روی یکدیگر و عرض غیر مساوی آنها به دلیل فواصل متفاوت برش‌های فوق از منبع تخلیه و گسترش عرضی جریان در امتداد مسیر آن می‌باشد.

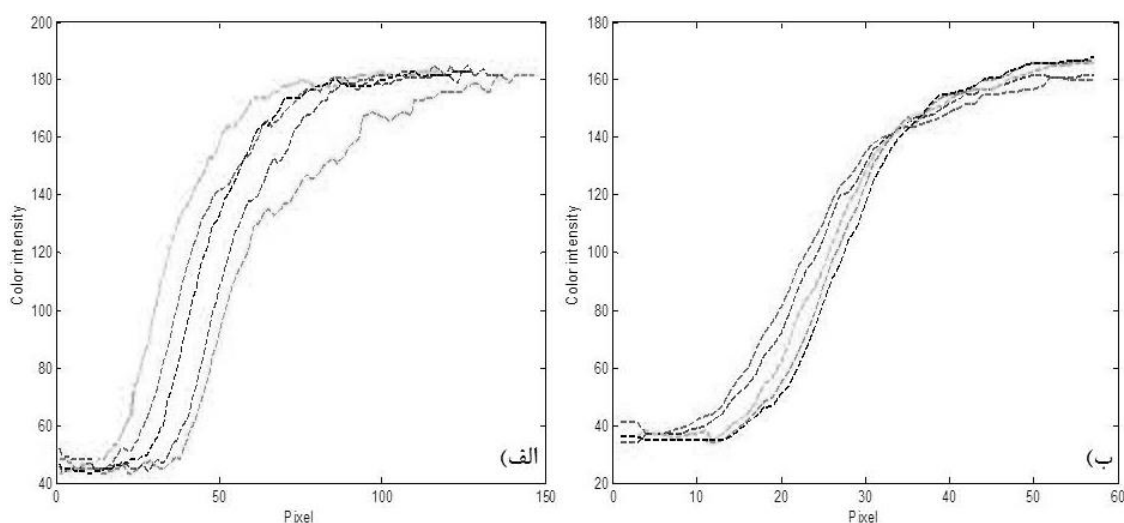
در شکل (۸) نیز پروفیل‌های گوسی به‌دست‌آمده برای غلظت جریان در مقاطع عرضی مختلف آزمایش (۴) مقطع مستطیل با مشخصات $U_0 = 29.3\text{m/s}$ و در $H = 62\text{cm}$ و $b_0 = 10\text{cm}$ و $h_0 = 2\text{cm}$ و $\rho_0 = 1.034\text{g/cm}^3$ آزمایش (۸) مشخصات $U_0 = 24.5\text{m/s}$ و $\rho_0 = 1.034\text{g/cm}^3$ و $H = 60.7\text{cm}$ و $b_0 = 10\text{cm}$ و $h_0 = 0.7\text{cm}$ نشان داده شده است.

پروفیل غلظت

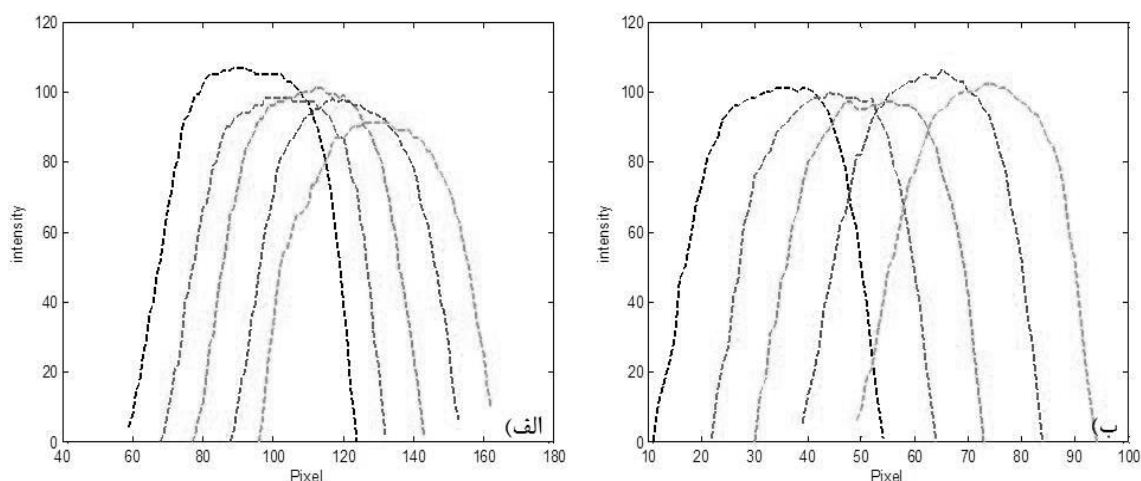
در این پژوهش به‌منظور بررسی پروفیل‌های غلظت جریان در جهات مختلف، شدت نور سیاه در برش‌های عرضی مختلف عمود بر خط مرکزی جریان برای هر دو مقطع مستطیل و دوزنقه استخراج گردید و به‌منظور تعیین عرض جریان تعریف‌شده توسط لی و چو [50] مورد استفاده قرار گرفت و نقطه‌ای با ۳۷ درصد غلظت بیشینه از خط مرکزی جریان $I(b_v) = \frac{1}{6} I_{\max}$ به‌عنوان عرض جریان در نظر گرفته شد. در تخلیه‌کننده سطحی، پروفیل غلظت در ناحیه جت‌شکل (جریان در تماس با سطح آب) به‌صورت نیم‌گوسی و در ناحیه پلوم‌شکل (محدوده مستغرق جریان) به‌صورت تمام‌گوسی است. در شکل (۷) پروفیل‌های غلظت جریان در امتداد ناحیه‌ای به‌شکل جت در صفحه X-Y برای آزمایش (۱) مقطع مستطیل با مشخصات $U_0 = 23\text{m/s}$ و $H = 60.8\text{cm}$ و $b_0 = 10\text{cm}$ و $h_0 = 0.8\text{cm}$ و $\rho_0 = 1.034\text{g/cm}^3$ (cm) و آزمایش (۹) مقطع دوزنقه با مشخصات

برای هر دو مقطع مشابه می‌باشند. این موضوع بیانگر این است که شکل مقطع کانال بر پروفیل‌های نیمه‌گوسی غلظت جریان در ناحیه جت‌شکل و نیز پروفیل‌های تمام‌گوسی غلظت جریان در ناحیه پلوم‌شکل جریان چگال تأثیری ندارد.

مشخصات محورها در این شکل نیز مانند شکل (۷) می‌باشد. پروفیل‌های جریان در ناحیه پلوم‌شکل از یک الگوی تمام‌گوسی پیروی می‌کنند. همان‌طور که از شکل‌های (۷) و (۸) مشهود است، پروفیل‌های نیمه‌گوسی غلظت جریان در محدوده جت‌شکل جریان و پروفیل‌های گوسی غلظت در ناحیه پلوم‌شکل جریان



شکل ۷ پروفیل نیمه‌گوسی غلظت جریان در برش‌های عمودی از ناحیه جت‌شکل جریان؛ الف) در آزمایش شماره ۱ (کانال مستطیلی)، ب) آزمایش شماره ۹ (کانال دوزنقه‌ای)



شکل ۸ پروفیل تمام‌گوسی غلظت در ناحیه پلوم‌شکل جریان‌ات سطحی فاضلاب‌های سنگین؛ الف) در آزمایش شماره ۴ (کانال مستطیلی)، ب) در آزمایش شماره ۸ (کانال دوزنقه‌ای)

نتیجه گیری

طولانی تر و سقوط جریان چگال از آن آهسته تر خواهد بود. بنابراین جریان پیش از برخورد به بستر محیط پذیرنده از فرصت کافی برای اختلاط با سیال محیطی برخوردار می گردد و آلودگی کمتری در محیط زیست دریایی ایجاد می گردد. از این رو، پیش بینی می شود هرچه شکل کانال به شکل بهترین مقطع هیدرولیکی نزدیک تر باشد از مشخصات اختلاطی بهتری برخوردار خواهد بود. این نتایج به همراه مجموعه نمودارها و روابط بی بعد به دست آمده در این مطالعه، امکان پیش بینی مشخصات جریان و طراحی نمونه های واقعی از این تخلیه کننده ها را به نحو مطلوبی فراهم می آورد.

سیاس گزاری

به این وسیله از حمایت های دانشگاه تربیت مدرس و علم و صنعت ایران بابت فراهم سازی زیرساخت های آزمایشگاهی مورد استفاده در مطالعه حاضر تشکر و قدردانی می گردد.

در مطالعه حاضر، اثر شکل هندسی منبع تخلیه بر رفتار جریان در تخلیه سطحی پساب های چگال در محیط ساکن و لایه بندی نشده، از طریق شبیه سازی فرایند تخلیه در محیط آزمایشگاه مورد بررسی قرار گرفت. الگوی جریان، مسیر حرکت، تغییرات عرض در طول مسیر و پروفیل غلظت جریان برای هریک از مقاطع مستطیل و دوزنقه از جمله پارامترهای مورد مطالعه در این پژوهش به شمار می روند. نتایج مشاهدات انجام شده از طریق بی بعد سازی پارامترهای حاکم به روش مقیاس طولی، در نهایت در قالب مجموعه ای از روابط و نمودارهای بی بعد ارائه گردید. مقایسه نتایج به دست آمده برای دو مقطع بیانگر این واقعیت است که، در فرودهای کوچک شکل کانال بر مشخصات هندسی و اختلاطی جریان چگال تأثیر دارد و این تأثیر بدین گونه است که هرچه شکل کانال تخلیه کننده به شکل بهترین مقطع هیدرولیکی (نیم دایره) نزدیک تر باشد شیب مسیر حرکت کمتر و در نتیجه مسیر حرکت

مراجع

1. Crowe, A.T., Davidson, M.J., Nokes, R.I., "Maximum Eight and Return Point Velocities of Desalination Brine Discharges", *18th Australasian Fluid Mechanics Conference Launceston, Australia*, (2012).
2. Global Water Intelligence Editorial Team. ed., *Desalination markets: 2005–2015*. Media Analytics Ltd, Oxford, UK, (2004).
3. Lattemann, S., Kennedy, M.D., Schippers, J.C., Amy G., *Global Desalination Situation*, Sustainability Sci. Eng. 2, [http://dx.doi.org/10.1016/S1871-2711\(0900202-5\)](http://dx.doi.org/10.1016/S1871-2711(0900202-5)), (2010).
4. Oliver, C.J., Davidson, M.J., Nokes, R.I., "Predicting the Near-field Mixing of Desalination Discharges in a Stationary Environment", *J. Desalination*, Vol. 309, PP. 148-155, (2013).
5. Sajwani AA, *The desalination plants of oman: past, present, and future*. Desalination 120:53–59, (1998).
6. Gameson, A. L. H. Bacterial mortality, Part 1, in investigation of sewage discharge to some British coastal waters, Chapter 8mWRc Technical report TR 201, Medmenham, U.K, (1984).
7. USEPA. Ambient water quality criteria, EPA 440/5-80-015 to 079, U.S. Environmental Protection

- Agency, Washington, D.C, (1980a).
8. USEPA. Dilution models for effluent discharges, Office of Research and development, EPA/600/R-94/086, Environmental Protection Agency, Washington, D.C, (1994).
 9. Kikkert, Gustaaf. A., "Buoyant Jets with Tow and Three-dimensional Trajectories, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (2006).
 10. Shao, D., Law, A.W.K., "Mixing and Boundary Interactions of 30° and 45° Inclined Dense Jets", *J. Environmental Fluid Mechanics*, Vol. 10, No. 5, PP. 521-553, (2010).
 11. Jones, G., Nash, D., Doneker, L., and Jirka, G.H., "Buoyant Surface Discharge into Water Bodies. I: Flow Classification and Prediction Methodology", *J. Hydr. Eng., ASCE*, Vol. 133, No. 9, PP. 1010-1020, (2007).
 12. Baines, W.D., Turner, J.S., Campbell, I.H., "Turbulent Fountains in an Open Chamber", *J. Fluid Mech*, Vol. 212, PP. 557-592, (1990).
 13. Bleninger, T. and Jirka, G., "Modelling and Environmentally Sound Management of Brine Discharges from Desalination Plants", *J. Desalination*. Vol. 221, PP. 585–597, (2008).
 14. Cipollina, A., Brucato, A., Grisafi, F., Nicosia, S., "Bench-scale Investigation of Inclined Dense Jets", *J. Hydr. Eng., ASCE*, Vol. 131, No. 11, PP. 1017-1022, (2005).
 15. Jirka, G.H., "Integral Model for Turbulent Buoyant Jets in Unbounded Stratified Flows Part 1: Single Round Jet", *J. Environmental Fluid Mechanics*, Vol. 4, PP. 1-56, (2004).
 16. Kikkert, Gustaaf. A., "Buoyant Jets with Tow and Three-dimensional Trajectories", Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (2006).
 17. McLellan, T.N. and Randall, R.E., "Measurement of Brine Jet Height and Dilution", *J. Water., Port, Coastal, Ocean Eng.*, Vol. 112, No. 2, PP. 200-216, (1986).
 18. Roberts, P.J.W., Ferrier, A., and Daviero, G., "Mixing in Inclined Dense Jets", *J. Hydraulic Engineering*, Vol. 123, No. 8, PP. 693-699, (1997).
 19. Oliver, C.J., Davidson, M.J., Nokes, R.I., "Predicting the Near-field Mixing of Desalination Discharges in a Stationary Environment", *J. Desalination*, Vol. 309, PP. 148-155, (2013).
 20. Zhang, H., Baddour, E., "Maximum Penetration of Vertical Round Dense Jets at Small and Large Froude Numbers", *J. Hydr. Eng.* Vol. 124, No. 5, PP. 550-553, (1998).
 21. Doneker RL, Jirka GH., "CORMIX-GI Systems for Mixing Zone Analysis of Brine Waste Water Disposal", *Desalination*, Vol. 139, PP. 263–274, (2001).
 22. Amon, R.M.W., Benner, R., "Seasonal Patterns of Bacterial Abundance and Production in the Mississippi River Plume and Their Importance for the Fate of Enhanced Primary Production", *FEMS Microbiol, Ecol.* Vol. 35, No. 3, PP. 289-300, (1998).
 23. Chu, V.H. and Jirka, G.H., "Surface Buoyant Jets. Encyclopedia of Fluid Mechanics", Chap. 25,

- Gulf, Houston, (1986).
24. Jirka, G.H., "Buoyant Surface Discharges into Water Bodies", II: jet integral model. *J. Hydr. Eng.* Vol. 133, No. 9, PP. 1021-1036, (2007a).
 25. Nash, J.D., Jirka, G.H., "Buoyant Surface Discharges into Unsteady Ambient Flows", *J. Dyn. Atmos. Oceans* 24 (1-4), PP. 75-84, (1996).
 26. Gholamreza-Kashi, S., Martinuzzi, R.J., Baddour, R.E., "Mean Flow Field of a Nonbuoyant Rectangular Surface Jet", *J. Hydraulic Engineering*, Vol. 133, No. 2, PP. 234-239, (2007).
 27. Kassem, J.A.M., and Khan, J.A., "Three-Dimensional Modeling of Negatively Buoyant Flow in Diverting Channels", *J. Hydraulic Engineering*, Vol. 129, No. 12, PP. 936-947, (2003).
 28. Law Adrian W.K., Fun Ho W., and Monismith, S.G., "Double Diffusive Effect on Desalination Discharges", *J. Hydraulic Engineering*, Vol. 130, No. 5, PP. 450-457, (2004).
 29. Abessi, O., Saeedi, M., Bleninger, T., Davidson, M., "Surface Discharge of Negatively Effluent in Unstratified Stagnant Water", *J. Hyro-Environ. Res.* Vol., 6, PP. 181-193, (2012).
 30. Davidson M.J., Wang Y. and Pun K.L., A Lwngh-Scale Model for Merging of Jet in a Coflow. *J Engineering Mechanics*, PP. 215-218, (1995).
 31. Jirka, G. H., User's manual for CORMIX: A hydrodynamic mixing zone model and decision support system for pollutant discharges into surface waters. DeFrees Hydraulics Laboratory, Cornell University, Ithaca, N.Y, (1996).
 32. Roberts, P. J. W, Snyder, W.H and Baumgartner D.J., "Ocean Outfalls. I: Submerged Wastfield Formation", *J. Hydro. Eng.*, ASCE, 115(1), PP. 49-69, (1989).
 33. Roberts, P. J. W, Snyder, W.H. and Baumgartner, D.J., "Ocean Outfalls. II: Soatial Evolution of Submerged Wastfield", *J. Hydr. Eng.*, ASCE, 115(1), PP. 26-47, (1989).
 34. Roberts, P. J. W, Snyder, W.H. and Baumgartner, D.J., "Ocean Outfalls. III: Effect of Diffuser Design on Submerged Waste Field", *J. Hydr. Eng.*, ASCE, 115(1), 1-25.34, (1989).
 35. Tian, X., Roberts P.J.W and Daviro, J., "Marin Waste Water Discharge from Multiport Diffusers", IV: stratified flowing water. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, 132(4), PP. 411-419, (2006).
 36. Chu, V.H. and Goldberg, M.B., "Buoyant Forced-plumes in Cross flow", *J. Hyd. Div.*, ASCE, 100(HY9), 1203-1214, (1974).
 37. Wood, I. R. and Bell. R. G. and Wilkinson D.L., "Ocean Disposal of Wastewater", Advance series on ocean engineering, Book, volume 8, (1993).
 38. Davidson, M.J., "The Behavior of Single and Multiple", horizontally discharged, buoyant flows in a non-turbulent co flowing ambient fluid. Ph.D. thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (1989).
 39. Lee, J. H. W. and Cheung, V., "Generalized Lagrangian Model for Buoyant Jets in Current", *Journal*

- of *Environmental Engineering*, ASCE, 116(6), PP. 1085-1105, (1990).
40. Baumgartner, D. J., Frick W. E. and Roberts, P. J. W., "Dilution Models for Effluent Discharges (Second Edition)", June 11, 1993. U.S. EPA. Washington, D.C. EPA Report #600/R-93/139. 181, (1993).
 ۴۱. غفاریان روح پرور، ح.، فغفور مغربی، م. و نصیریان، ع.، «برآورد دانه‌بندی و نحوه گسترش ر سوب در مقطع خروجی و کف حوضچه ته‌نشینی با استفاده از مدل اولری- لاگرانژی»، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست تبریز، ج. ۴۲، ش. ۳، (۱۳۹۱).
 42. Miller, R.S., Madnia, C. K. and Givit, P., "Numerical Simulation of Non-circular Jets", *J. Computers and Fluids*. Vol. 24, No. 1, PP. 1-25, (1995).
 43. Nokes, R., Image Stream Version 7.00, User's Guide, Department of civil and Natural Resources Engineering University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (2008).
 44. Jirka, G.H., Adams, E.E., and Stolzenbach, K.D., "Buoyant Surface Jets", *J. Hydr. Div.*, Vol. 107, No. 11, PP. 1467-1487, (1981).
 45. Jones, G.R., Nash, J.D., and Jirka, G.H., "CORMIX3: An Expert System for Mixing Zone Analysis and Prediction of Buoyant Surface Discharge", DeFrees Hydraulics Laboratory, Cornell University, (1996).
 46. Xiao, J., Travis, J.R. and Breitung, W., 2009. Non-Boussinesq Integral Model for Horizontal Turbulent Buoyant Round Jets. Science and Technology of Nuclear Installations, doi:10.1155/2009/862934.
 47. Michas, S.N., Papnicolaou, P.N., "Horizontal Round Heated Jets into Calm Uniform Ambient", *J. Desalination*. Vol. 248, PP. 803-815, (2009).
 48. Fan, L.N., "Turbulent Buoyant Jets into Stratified or Flowing Ambient Fluids", KH-R-15, W.M. Keck Laboratory of Hydraulic and Water Resource, California Institute of Technology, Pasadena, California, (1967).
 49. Davidson, M.J., and Pun, K.L., "Location Discharge Trajectories in Still and Moving Ambient Fluids", *J. Hydr. Eng.* Vol. 126, No. 7, PP. 513-524, (2000).
 50. Lee, J.H.W. and Chu, V.H., "Turbulent Jets and Plumes a Lagrangian Approach", Kluweer Academic Publishers, Boston, (2003).

بررسی مهم ترین خواص فیزیکی و مکانیکی سیمان سرباره فسفر*

علی الهوردی^(۱)مصطفی مهینروستا^(۲)

چکیده در این مطالعه، خواص مخلوط‌های دوتایی حاوی سرباره فسفر (۸۰ درصد وزنی) و فعال‌کننده مرکب پایه سیمان پرتلند (۲۰ درصد وزنی) در سه نرمی بلین ۲۰۵۰، ۳۰۳۰، و ۴۵۰۰ cm^2/g مورد بررسی قرار گرفتند. همچنین نرمی بلین ۳۰۳۰ cm^2/g به منظور بررسی اثر دماهای عمل‌آوری ۴۵، ۸۵ و ۲۰۰ °C بر روی توسعه مقاومت فشاری انتخاب شد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با افزایش نرمی بلین جرم حجمی توده و زمان گیرش کاهش و نسبت آب به سیمان در قوام معمول و مقاومت فشاری افزایش می‌یابد و در دماهای بالاتر از ۴۵ °C، مقاومت فشاری در انتهای زمان عمل‌آوری کاهش می‌یابد. **واژه‌های کلیدی** سرباره فسفر، نرمی بلین، عمل‌آوری، فعال‌کننده، مقاومت فشاری.

Investigating the Most Important Physical and Mechanical Properties of Phosphorus Slag Cement

A. Allahverdi

M. Mahinroosta

Abstract In this study, the properties of binary mixtures containing phosphorus slag (80 wt.%) and Portland based-chemical activator (20 wt.%) at three Blaine fineness of 2050, 3030, and 4500 cm^2/g were studied. Also, Blaine fineness of 3030 cm^2/g was selected to investigate the effect of curing temperature of 45, 85, and 200 °C on compressive strength improvement. The experimental results showed that with enhancement of Blaine fineness, the bulk density and setting time decrease and water-to-cement ratio and compressive strength increase and at temperatures higher than 45 °C, compressive strength decreases at later curing times.

Key Words Phosphorus Slag, Blaine Fineness, Curing, Activator, Compressive Strength.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۸/۱۱ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۷/۲۹ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استاد، گروه صنایع شیمیایی معدنی، دانشکده مهندسی شیمی، نفت و گاز، دانشگاه علم و صنعت ایران.

Email: ali.allahverdi@iust.ac.ir

(۲) دانشجوی دکتری، گروه صنایع شیمیایی معدنی، دانشکده مهندسی شیمی، نفت و گاز، دانشگاه علم و صنعت ایران.

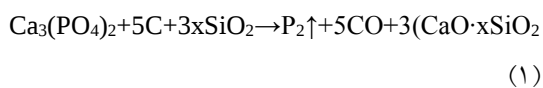
مقدمه

گسترش صنعت سیمان و محصولات مرتبط در چهارچوب اصول توسعه پایدار در بسیاری از تحقیقات مورد بحث واقع شده است. این چهار اصل شامل صرفه‌جویی در منابع طبیعی، صرفه‌جویی در مصرف انرژی، کاهش آلودگی‌های زیست‌محیطی، و بهبود دوام سیمان و بتن می‌باشد [1]. توسعه صنعت سیمان علاوه بر سودمند بودن آن برای بشریت با مصرف مقدار زیادی از منابع و انرژی نیز همراه است. تولید سیمان پرتلند نه تنها با مصرف سنگ‌آهک، خاک‌رس، انرژی گرمایی و الکتریکی همراه است، بلکه گازهایی مانند دی‌اکسید کربن، تری‌اکسید گوگرد، و اکسیدهای نیتروژن را وارد جو می‌کند که باعث ایجاد اثر گلخانه‌ای و باران‌های اسیدی می‌شود، بنابراین توسعه صنعت سیمان باید به یک استراتژی توسعه قابل تحمل مقید شود [2]. در قرن بیستم، بسیاری از سازه‌های ایجاد شده با بتن مسلح سیمان پرتلند به سرعت تخریب شدند، درحالی‌که برخی از سازه‌های ایجاد شده با بتن غیرمسلح مانند دیوار بزرگ چین با قدمتی ۲۰۰۰ ساله که از مواد پوزولانی-آهک با سرعت سخت‌شدگی کم ساخته شده‌اند در شرایط مناسبی قرار دارند. وقتی سازه‌های بتنی مدرن در معرض محیط‌های خورنده قرار می‌گیرند، مشکلات مهمی که می‌تواند نهایتاً به تخریب زودهنگام منجر گردد، پدیدار می‌شود. در طول قرن بیستم، غلظت دی‌اکسید کربن که یکی از محصولات جانبی کارخانه‌های فولاد و سیمان پرتلند است، در محیط تا ۵۰٪ افزایش یافته است. بنابراین مواد مناسبی که بتواند جایگزین قسمتی از سیمان در بتن شود راهکار مناسبی برای کاهش میزان نشر این گاز می‌باشد. این مواد نباید باعث آلودگی محیط زیست، افزایش مصرف انرژی و کاهش دوام سازه شوند [3]. این راهکار مناسب می‌تواند باعث گسترش میزان مصرف پسماندهای صنعتی مانند سرباره کوره بلند (Blast furnace slag)، سرباره فولاد، سرباره فسفر (Phosphorus slag)، سرباره کروم، سرباره مس، و

خاکستر بادی به‌عنوان مواد افزودنی به سیمان گردد [1-3]. هدف استفاده از این پسماندهای صنعتی به‌عنوان افزودنی به سیمان، این است که منابع قابل مصرف گسترش یابند، در مصرف انرژی صرفه‌جویی شود و آلودگی‌های زیست‌محیطی کاهش یابد. همچنین این کار می‌تواند هزینه‌های تولید را کاهش و عملکرد سیمان را بهبود بخشد [2]. در این مقاله، از سرباره فسفر به‌عنوان یک ماده مکمل سیمانی برای تهیه یک سیمان مخلوط که به‌صورت مکانیکی و شیمیایی فعال‌سازی می‌شود، استفاده شده است.

سرباره فسفر

سرباره فسفر، یک محصول جانبی تولید فسفر زرد از طریق ذوب کانی‌های فسفاتی، به‌همراه سیلیس و کک در یک کوره الکتریکی است که عمدتاً (حدود ۹۰ درصد) از اکسید کلسیم (CaO) و سیلیس (SiO₂) تشکیل شده است. اجزای دیگر سرباره فسفر که به طبیعت کانی استفاده شده بستگی دارد می‌تواند شامل ۵-۲/۵ درصد آلومینا، ۲/۵-۰/۲ درصد اکسید آهن، ۳-۰/۵ درصد اکسید منیزیم، ۵-۱ درصد اکسید فسفر و ۵-۲/۵ درصد فلئوئور باشد [4]. کانی‌های فسفاتی معمولاً شامل ذرات کوچک می‌باشند و قبل از عمل ذوب، ماده خام باید به‌صورت توده‌ای درآید و سخت شود. کک با اکسیژن موجود در فسفات ترکیب می‌شود و بخار فسفر آزاد می‌کند. واکنش شیمیایی می‌تواند مطابق زیر باشد [5]:



که x نسبت CaO به SiO₂ در سرباره فسفر می‌باشد که معمولاً از ۰/۸ تا ۱/۲ تغییر می‌کند [5]. به‌ازای تولید یک تن عنصر فسفر تقریباً ده تن سرباره تولید می‌شود [5-6]. سرباره فسفر مذاب می‌تواند هم از طریق هوا و هم از طریق آب سرد شود. اگر از طریق هوا خنک شود، سرباره عمدتاً دارای ترکیبات بلوری مانند CaO·SiO₂ خواهد بود و اگر نسبت CaO به SiO₂ بالا باشد ترکیب

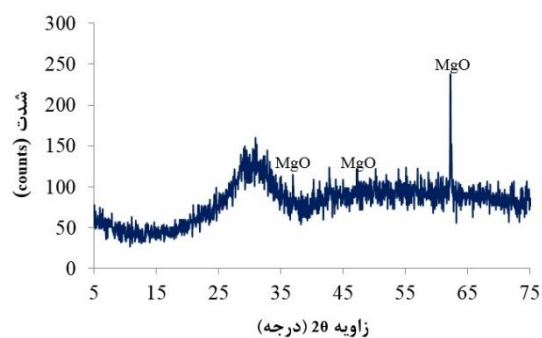
استفاده کردند و دریافتند که مدول آب شیشه تأثیر بسیاری بر روی مقاومت فشاری اولیه دارد و تقریباً بر مقاومت‌های بعد از ۹۰ روز بی تأثیر است. سینگ و باتاچارجی (Singh and Bhattacharjee) [9] در سال ۱۹۹۶ در مطالعه خود ۲/۵ درصد سرباره فسفر دانه‌بندی شده را با کلینکر مخلوط کردند و نتیجه گرفتند که مقاومت فشاری مخلوط بعد از ۲۶ روز افزایش می‌یابد. در سال ۲۰۰۰، دونگزو و همکارانش (Dongxu et al.) [1] به بررسی تأثیر مقدار افزودنی‌ها بر روی خواص سیمان سرباره فسفر پرداختند. آنها تأثیر مقدار سرباره فسفر بر روی زمان گیرش را مطالعه کردند و دریافتند زمانی که مقدار سرباره فسفر زیاد می‌شود، زمان گیرش طولانی‌تر می‌شود. به‌خصوص وقتی که مقدار سرباره فسفر از ۲۰ تا ۴۰ درصد افزایش می‌یابد، زمان گیرش سه‌برابر می‌شود. بنابراین این روند برای ساخت و ساز مناسب نمی‌باشد. همچنین آنها در سال ۲۰۰۱ [10] با افزودن یک عامل تسریع زمان گیرش و افزایش مقاومت اولیه بر مشکل مقاومت اولیه ضعیف و زمان گیرش طولانی مخلوط سیمانی حاوی مقدار زیاد سرباره فسفر غلبه کردند. آنها در سال ۲۰۰۲ [2] در یک مطالعه دیگر مقادیر ۲۵ تا ۷۰ درصد سرباره فسفر را در مخلوط‌های سیمانی به‌کار بردند و مقاومت آنها را در برابر محلول‌های سولفات منیزیم و سولفات سدیم بررسی کردند. در سال ۲۰۰۸، پیوی و همکارانش (Peiwei et al.) [3] به بررسی تأثیر سرباره فسفر فوق‌العاده نرم بر روی مقاومت فشاری بتن پرداختند. آنها نتیجه گرفتند که جایگزینی مناسب سیمان پرتلند با سرباره فسفر فوق‌العاده نرم می‌تواند مقدار و شکل محصولات هیدراتاسیون سیمان را تغییر دهد. در سال ۲۰۰۹، ژیا و همکارانش (Xia et al.) [4] دریافتند که سرباره فسفر تأثیر تأخیری مشخصی بر روی زمان گیرش اولیه و نهایی دارد، طوری که زمان گیرش اولیه و نهایی به‌طور خطی با مقدار افزودنی معدنی، افزایش می‌یابند. آنها همچنین به بررسی تأثیر مقدار و نرمی سرباره فسفر بر روی جمع‌شدگی خشک خمیر سیمان پرداختند و دریافتند که جمع‌شدگی خشک ملات با نرمی به‌تدریج افزایش می‌یابد. همچنین

$3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot \text{CaF}_2$ نیز قابل تشخیص خواهد بود. این نوع سرباره خاصیت سیمانی از خود بروز نمی‌دهد و می‌تواند فقط تحت خردایش قرار گرفته و به‌عنوان سنگدانه به‌کار رود. اگر سرباره مذاب با آب خنک شود، سرباره خنک‌شده عمدتاً حاوی ساختاری با تقریباً ۹۸٪ ترکیبات آمورف خواهد بود. سرباره فسفر دانه‌بندی شده دارای یک ساختار آمورف شبیه به سرباره کوره بلند دانه‌بندی شده است، ولی نسبت به آن از واکنش‌پذیری کمتری برخوردار است که این به‌علت مقدار کمتر آلومینا و همچنین حضور P_2O_5 می‌باشد [5]. اگر قسمتی از سیلیس در حین تولید فسفر با مواد آلومینایی جایگزین شود تا مقدار آلومینا در سرباره افزایش یابد، واکنش‌پذیری سرباره فسفر دانه‌بندی شده می‌تواند با واکنش‌پذیری سرباره کوره بلند دانه‌بندی شده رقابت کند. تحقیقات نشان می‌دهد که سرباره فسفر با مساحت سطح ویژه بزرگ‌تر از $600 \text{ m}^2/\text{kg}$ یک پودر آمورف شبیه سرباره کوره بلند دانه‌بندی شده می‌باشد [4]. سرباره فسفر به‌طور وسیعی در ساخت و ساز به‌کار نمی‌رود. دلیل این امر این است که فسفر باقی‌مانده در سرباره فسفر تأثیر نامطلوبی بر روی زمان گیرش سیمان دارد و مقدار ناکافی آلومینا بر خواص اولیه تأثیر منفی می‌گذارد، طوری که حداکثر مقدار سرباره فسفر در سیمان سرباره فسفر-پرتلند، کمتر از ۲۵ درصد می‌باشد. یک روش متداول برای افزایش مقدار سرباره فسفر در سیمان و افزایش مقاومت اولیه، افزودن یک ترکیب قلیایی مانند سولفات سدیم به مخلوط سیمانی می‌باشد [1]. سیمان‌های سرباره‌ای نسبت به سیمان پرتلند و دیگر مواد مکمل سیمانی مانند خاکستر بادی و دوده سیلیسی رنگ روشن‌تری دارند و این امر به انعکاس بهتر نور کمک می‌کند و در نتیجه محیطی روشن‌تر را در پیاده‌روها، پارکینگ‌ها، و خیابان‌ها به‌وجود می‌آورند [7].

زمینه تحقیق

در سال ۱۹۸۹، شی و لی (Shi and Li) [8] از سدیم سیلیکات به‌عنوان فعال‌کننده سیمان سرباره فسفر

پارچین تهیه شد. نتایج آنالیز شیمیایی تر که طبق استاندارد ASTM C311 به‌دست آمدند، در جدول (۱) آمده است. نتایج، کیفیت نسبی سرباره را به‌علت دارا بودن مقدار بالای اکسید کلسیم و سیلیس طبق استاندارد ASTM C618 تأیید می‌کند. دانسیته واقعی سرباره فسفر با استفاده از بالن لوشاتلیه طبق استاندارد ASTM C188 برابر با $2/94 \text{ g/cm}^3$ به‌دست آمد. شکل (۱) الگوی پراش اشعه ایکس سرباره فسفر خام را نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد که سرباره فسفر خام متشکل از فازهای آمورف است که تشخیص ترکیب آن توسط آنالیز پراش اشعه ایکس امکان‌پذیر نیست. در آنالیز سرباره فسفر خام تنها پیک مربوط به پریکلز (Periclase) (MgO) قابل مشاهده است.



شکل ۱ الگوی پراش اشعه ایکس سرباره فسفر

یکی از روش‌هایی که برای ارزیابی واکنش‌پذیری هیدرولیکی سرباره‌ها به‌کار می‌رود اندیس‌های شیمیایی می‌باشند که از ترکیب شیمیایی سرباره محاسبه می‌شوند [12, 17]. این اندیس‌ها در روابط (۲) تا (۱۴) آورده شده‌اند:

$$I1 = \text{CaO}/\text{SiO}_2 \quad (۲)$$

$$I2 = \text{CaO}/\text{Al}_2\text{O}_3 \quad (۳)$$

$$I3 = \text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3 \quad (۴)$$

$$I4 = (\text{CaO} + \text{MgO})/\text{SiO}_2 \quad (۵)$$

$$I5 = (\text{CaO} + \text{MgO})/(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3) \quad (۶)$$

آنها در سال ۲۰۱۱ [11] مشاهده کردند که وقتی ۳۵ درصد سرباره فسفر جایگزین سیمان پرتلند شود، گرمای هیدراتاسیون مخلوط سیمانی حاصل ۴۹/۱۱ درصد کاهش می‌یابد. ژو و همکارانش (Xu et al.) [12] در سال ۲۰۱۲ دریافتند که افزودن سرباره فسفر به سیمان پرتلند دارای اثر تأخیری در زمان گیرش است و این نتیجه‌گیری را با سرباره‌های فسفر مختلف از منشأهای گوناگون تثبیت کردند. لیو (Liu) در سال ۲۰۱۲ [13] در مطالعه خود نتیجه گرفت که سیمان پرتلند حاوی ۴۰ تا ۶۰ درصد سرباره فسفر دارای مقاومت بالاتری نسبت به مخلوط سیمانی حاوی همین مقادیر خاکستر بادی است. ژویو و همکارانش (Xiu-wei et al.) در سال ۲۰۱۳ [14] دریافتند که استفاده از فعال‌کننده شیمیایی برای بهبود خواص مخلوط سیمانی حاوی سرباره فسفر و خاکستر بادی ضروری است. پنگ و همکارانش (Peng et al.) در سال ۲۰۱۳ [15] با استفاده از سرباره فسفر، بتن با عملکرد فوق‌العاده بالا تهیه کردند. آنها این کار را با جایگزینی ۳۵ درصد سرباره فسفر به جای سیمان و نسبت آب به چسباننده ۰/۱۸ انجام دادند. جینهویی و همکارانش (Jinhui et al.) در سال ۲۰۱۵ [16] به بررسی تأثیر نرمی سیمان بر روی مقاومت فشاری سیمان مخلوط حاوی سرباره فسفر پرداختند و مشاهده کردند که مقاومت سیمان مخلوط با افزایش نرمی، افزایش می‌یابد. در مقاله حاضر مهم‌ترین خواص فیزیکی و مکانیکی سیمان سرباره فسفر که به‌صورت هم‌زمان با روش‌های مکانیکی و شیمیایی فعال‌سازی شده است و تأثیر دمای عمل‌آوری بر مقاومت فشاری این سیمان، مورد مطالعه و بررسی قرار می‌گیرد. همچنین با استفاده از میکروسکوپ الکترونی روبشی ساختار میکروسکوپی خمیر سخت‌شده سیمان پس از ۲۷۰ روز عمل‌آوری در آب اشباع از آهک نیز مطالعه می‌شود.

مواد و روش‌ها

سرباره فسفر. سرباره فسفر از کارخانه اسید فسفریک

از بین اندیس‌های ارائه‌شده، اندیس‌های I6، I9، I8، I1 و I5 پرکاربردتر از بقیه می‌باشند [12، 17]. اندیس‌های مذکور برای سرباره فسفر استفاده‌شده در این مطالعه براساس داده‌های موجود در جدول (۱) محاسبه و به‌همراه مقادیر بهینه گزارش‌شده آنها در منابع در جدول (۲) ارائه شده‌اند.

$$I6 = (\text{CaO} + 0.56\text{Al}_2\text{O}_3 + 1.4\text{MgO}) / \text{SiO}_2 \quad (۷)$$

$$I7 = (\text{CaO} + 1.4\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{MgO}) / (\text{SiO}_2 + 0.33\text{Al}_2\text{O}_3) \quad (۸)$$

$$I8 = (\text{CaO} + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{MgO}) / \text{SiO}_2 \quad (۹)$$

$$I9 = 20 + \text{CaO} + \text{Al}_2\text{O}_3 + 0.5\text{MgO} - 2\text{SiO}_2 \quad (۱۰)$$

$$I10 = (\text{CaO} + 0.66\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{MgO}) / (\text{SiO}_2 + 0.33\text{Al}_2\text{O}_3) \quad (۱۱)$$

سیمان پرتلند. سیمان پرتلند نوع ۲ از کارخانه سیمان تهران تهیه شد. دانسیته و نرمی بلین این سیمان به ترتیب $3/12 \text{ g/cm}^3$ و $3020 \text{ cm}^2/\text{g}$ بود. ترکیب شیمیایی و ترکیب فازی پتانسیلی بوگ (Bogue's potential phase composition) این سیمان در جدول (۳) آمده است.

$$I11 = (\text{CaO} + \text{Al}_2\text{O}_3 + 0.5\text{MgO} + \text{CaS}) / (\text{SiO}_2 + \text{MnO}) \quad (۱۲)$$

$$I12 = (\text{CaO} + 0.33\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{MgO}) / (\text{SiO}_2 + 0.66\text{Al}_2\text{O}_3) \quad (۱۳)$$

$$I13 = (\text{CaO} + \text{Al}_2\text{O}_3 + 10) / (\text{SiO}_2 + 10) \quad (۱۴)$$

جدول ۱ ترکیب شیمیایی سرباره فسفر مورد استفاده

در مطالعه (برحسب درصد وزنی)

LOI	Cl	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	P ₂ O ₅	MgO	CaO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SiO ₂
۱/۸۷	نامشخص	نامشخص	۰/۴۳	۰/۵۶	۱/۵۰	۲/۶۰	۴۵/۱۴	۰/۹۰	۷/۶۵	۳۸/۴۲

جدول ۲ مقادیر اندیس‌های شیمیایی محاسبه‌شده برای سرباره فسفر استفاده‌شده در این مطالعه به‌همراه مقادیر بهینه آنها

اندیس شیمیایی	مقدار محاسبه‌شده	مقدار بهینه گزارش‌شده [۱۲، ۱۷]
اندیس I8	۱/۴۴	بزرگ‌تر از ۱
اندیس I9	۱۹/۷۸	بین ۱۲ و ۲۰
اندیس I6	۱/۳۸	بزرگ‌تر از ۱/۶۵
اندیس I1	۱/۱۷	حداکثر ۱/۴
اندیس I5	۱/۰۳۶	بین ۱ و ۱/۳

جدول ۳ ترکیب شیمیایی و فازی پتانسیل بوگ سیمان پرتلند نوع ۲

ترکیب شیمیایی (برحسب درصد وزنی)								
CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	LOI
۶۳/۲۶	۲۲/۵۰	۴/۱۵	۳/۴۴	۳/۲۵	۱/۸۰	۰/۶۵	۰/۲۰	۰/۶۱
ترکیب فازی پتانسیل بوگ (برحسب درصد وزنی)								
C ₃ S		C ₂ S		C ₃ A		C ₄ AF		
۴۵/۶۲		۳۰/۱۶		۵/۱۸		۱۰/۴۷		

(C=CaO, S=SiO₂, A=Al₂O₃, F=Fe₂O₃)

دارد. این دستگاه شامل وسیله مکش هواست که از میان یک بستر سیمانی با تخلخل معین عبور می‌کند. تعداد و اندازه حفره‌ها در بستر سیمانی با تخلخل معین با اندازه دانه‌های سیمان رابطه دارد و مبین جریان هوا در داخل بستر است. برای محاسبه نرمی بلین از رابطه (۱۶) استفاده می‌شود:

$$S = k\sqrt{t} \quad (16)$$

که در آن k ثابت دستگاه هوا تراوی بلین، t زمان عبور هوا از بستر سیمانی برحسب ثانیه است که توسط یک زمان‌سنج ثبت می‌شود و S مساحت سطح ویژه برحسب سانتی‌متر مربع بر گرم می‌باشد.

نسبت آب به سیمان. نسبت آب به سیمان در ملات و خمیر در صورتی قابل اندازه‌گیری است که قوام معمول (Normal consistency) آنها معلوم باشد. برای تعیین قوام معمول و نسبت آب به سیمان در نرمی‌های بلین موردنظر طبق استاندارد ASTM C1437 از میز جریان (Flow table) استفاده شد. برای این منظور ملات و خمیر سیمان پرتلند نوع ۲ به‌عنوان مرجع استفاده شدند. نسبت آب به سیمان برای ملات سیمان پرتلند ۰/۴۸۵ و نسبت ماسه به سیمان طبق استاندارد ASTM C1329 برابر با ۳ می‌باشد.

زمان‌های گیرش. برای تعیین زمان گیرش اولیه و نهایی خمیر سیمان سربراره فسفر در نرمی‌های بلین موردنظر طبق استاندارد ASTM C191 و با استفاده از سوزن و یکات عمل شد.

مقاومت فشاری. آزمون‌ها بعد از ۷، ۱۴، ۲۸، ۹۰ و ۱۸۰ روز از آب اشباع از آهک خارج شدند و مقاومت فشاری آنها با استفاده از دستگاه اندازه‌گیری مقاومت فشاری AZMOONTEST تعیین شد. برای هر اندازه‌گیری، سه آزمون استفاده شد و متوسط سه مقدار به‌عنوان نتیجه نهایی گزارش شد.

فعال‌کننده شیمیایی. استفاده از فعال‌کننده‌های شیمیایی می‌تواند خاصیت هیدرولیکی نهان در سربراره فسفر را به‌طرز مؤثری فعال نماید [5]. برای تقویت خواص هیدرولیکی در سربراره فسفر از یک فعال‌کننده مرکب برپایه سیمان پرتلند نوع ۲ کارخانه سیمان تهران و مخلوطی از فعال‌کننده‌های شیمیایی مانند سولفات سدیم (۲٪ وزنی) و سولفات کلسیم بی‌آب (۴٪ وزنی) استفاده شده است. ترکیب شیمیایی سولفات کلسیم بی‌آب عبارت است از: $CaO - 36/00$ ، $SO_3 - 54/38$ و $SiO_2 - 5/88$.

آب. آب مورد استفاده در تهیه نمونه‌ها از آب قابل شرب لوله‌کشی آزمایشگاه فراهم شد. دانسیته آب در دمای آزمایشگاه 1 g/cm^3 فرض شده است.

آسیاب کردن. عمل آسیاب کردن با استفاده از یک آسیاب گلوله‌ای آزمایشگاهی با طول و قطر به ترتیب ۳۰ و ۲۶ انجام شد. ابتدا ۸۰ درصد وزنی سربراره فسفر و ۲۰ درصد فعال‌کننده مرکب پایه سیمان پرتلند با یکدیگر مخلوط شدند و در حضور ۰/۰۴ تری‌تانول‌آمین به‌عنوان کمک‌سایش (Grinding aid) تحت سایش هم‌زمان قرار گرفتند تا به مساحت‌های سطح ویژه مطلوب یعنی ۲۰۵۰، ۳۰۳۰ و $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ برسند.

جرم حجمی توده. جرم حجمی توده سیمان سربراره فسفر با استفاده از یک استوانه مدرج و رابطه (۱۵) تعیین گردید که در آن W_0 وزن استوانه مدرج خالی، W وزن استوانه مدرج پر از نمونه سیمان سربراره فسفر، و V حجم استوانه مدرج است.

$$\rho = (W - W_0)/V \quad (15)$$

نرمی بلین. برای تعیین مساحت سطح ویژه (نرمی بلین) مطابق با استاندارد ASTM C204 از دستگاه هوا تراوی بلین استفاده شد. اساس کار این دستگاه بر مبنای نفوذ حجم معینی از هوا از میان بستر فشرده‌ای از سیمان قرار

عمل‌آوری گرمایی. برای عمل‌آوری آزمون‌های ملات سیمان سرباره فسفر در دماهای ۴۵ و ۸۵ °C از اون Fan Azma Gostar استفاده شد. این اون دارای کنترلری برای تنظیم دمای داخل آن و زمان می‌باشد. برای عمل‌آوری آزمون‌های ملات سیمان سرباره فسفر در دمای ۲۰۰ °C از اتوکلاو Azmoon Test استفاده شد. این اتوکلاو دارای کنترلری برای تنظیم فشار بخار متناظر با دمای موردنظر و زمان عمل‌آوری می‌باشد.

آزمون‌های تکمیلی. برای تعیین الگوی پراش اشعه ایکس (XRD) سرباره فسفر، از دستگاه Philips PW 1800 با الکتروود تابشی CuK α استفاده شد. به منظور بررسی ساختار میکروسکوپی خمیر سیمان سرباره فسفر با نرمی بلین ۲۰۵۰ و $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ بعد از عمل‌آوری ۲۷۰ روزه و همچنین خمیر سیمان سرباره فسفر عمل‌آوری شده در دماهای ۴۵، ۸۵ و ۲۰۰ °C از دستگاه میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) استفاده شد. برای این منظور، قطعاتی از خمیر سخت‌شده سیمان سرباره فسفر تهیه شد. در ابتدا، این قطعات به وسیله لایه نازکی از طلا پوشش داده شده و سپس توسط دستگاه میکروسکوپ الکترونی TESCAN مدل VEGAII و با استفاده از ولتاژ شتاب‌دهنده ۳۰ kV مورد بررسی قرار گرفتند.

آزمون‌ها و ترتیب انجام آزمایش‌ها. به منظور ساخت آزمون‌ها و انجام آزمایش‌ها، ابتدا سیمان سرباره فسفر شامل ۸۰ درصد وزنی سرباره فسفر و ۲۰ درصد وزنی فعال‌کننده مرکب پایه سیمان پرتلند بدین طریق تهیه شد که ابتدا اجزای فوق با یکدیگر مخلوط شدند و از طریق هم‌زدن مکانیکی مورد هم‌گن‌سازی قرار گرفتند. سپس مخلوط سیمانی فوق با استفاده از آسیاب گلوله‌ای تا نرمی‌های بلین ۲۰۵۰، ۳۰۳۰ و $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ آسیاب گردید. مهم‌ترین خواص فیزیکی و مکانیکی سیمان

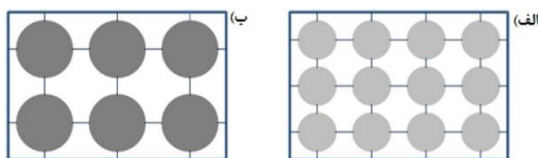
سرباره فسفر که در این مقاله به ترتیب بدان‌ها پرداخته می‌شود شامل تغییر جرم‌حجمی توده‌ای برحسب نرمی بلین، زمان‌های گیرش اولیه و نهایی، نسبت آب به سیمان، و مقاومت فشاری آزمون‌های ملات در سه نرمی بلین ۲۰۵۰، ۳۰۳۰ و $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ است. سپس نرمی بلین $3030 \text{ cm}^2/\text{g}$ به منظور تأثیر دماهای عمل‌آوری بر توسعه مقاومت فشاری آزمون‌های ملات انتخاب می‌گردد. برای انجام این بررسی‌ها ابتدا، تعداد کافی آزمون ملات در ابعاد $5 \times 5 \times 5 \text{ cm}^3$ طبق استاندارد ASTM C109 تهیه شد. همچنین به منظور مطالعات تکمیلی توسط SEM تعداد کافی آزمون‌های خمیر سیمان سرباره در ابعاد $2 \times 2 \times 2 \text{ cm}^3$ تهیه شد. بعد از ریختن ملات یا خمیر تازه در داخل قالب‌ها، آنها در یک محفظه‌ای با رطوبت نسبی بیش از ۹۵ درصد و دمای ۲۵ °C به مدت ۲۴ ساعت نگهداری و سپس از قالب خارج شدند. عمل‌آوری آزمون‌ها در آب اشباع از آهک در دمای ۲۵ °C تا زمان اندازه‌گیری انجام شد. برای هر اندازه‌گیری مقاومت فشاری در هر نرمی بلین و هر دمای عمل‌آوری و اندازه‌گیری زمان‌های گیرش از سه آزمون استفاده شد و مقادیر متوسط آنها به عنوان نتیجه نهایی گزارش شد.

نتایج و بحث

جرم‌حجمی توده. نتایج مربوط به تعیین جرم‌حجمی توده سیمان سرباره فسفر در شکل (۲) نشان داده است. شاید این انتظار می‌رفت که جرم‌حجمی توده با افزایش نرمی و ریز شدن ذرات افزایش یابد، اما از شکل (۲) مشخص است که با افزایش نرمی بلین، جرم‌حجمی توده سیمان سرباره فسفر کاهش می‌یابد. این بدان معنی است که با افزایش نرمی بلین، تخلخل سیمان سرباره فسفر افزایش پیدا می‌کند و در نتیجه جرم‌حجمی توده کاهش می‌یابد. دلیل این امر را می‌توان دخیل بودن این عامل دانست که با افزایش نرمی بلین، ذرات دارای انرژی سطحی بیشتری می‌شوند و به یکدیگر می‌چسبند و ذرات درشت‌تری را به وجود می‌آورند که بین این ذرات درشت، فضای خالی

هیدراته شدن سیمان دارد. هرچه اندازه ذرات به سبب آسیاب کردن بیشتر کوچک‌تر شود، انرژی سطحی آنها افزایش می‌یابد و می‌توانند درجه اتصال را افزایش و زمان گیرش را کاهش دهند. از طرفی چون مساحت سطح ویژه افزایش می‌یابد، سرعت واکنش‌های هیدراتاسیون افزایش می‌یابد و محصولات هیدراتاسیون با سرعت بیشتری شکل می‌گیرند.

همچنین با افزایش نرمی بلین، تعداد دانه‌های سیمان در یک حجم مشخصی افزایش می‌یابد و در نتیجه تعداد نقاط اتصال ذرات به یکدیگر بیشتر می‌شود. این موضوع را می‌توان در شکل (۴) مشاهده کرد. باید خاطر نشان کرد که سیمان سرباره فسفر نسبت به سیمان پرتلند معمولی به آهستگی واکنش می‌دهد و باتوجه به زمان‌های گیرش اولیه و نهایی سیمان پرتلند نوع ۲ که طبق استاندارد ASTM C150، حداقل ۴۵ دقیقه و حداکثر ۳۷۵ دقیقه می‌باشند، سیمان سرباره فسفر دارای زمان گیرش نهایی طولانی‌تری است. فسفر باقی‌مانده به صورت P_2O_5 در سرباره فسفر می‌تواند ناشی از اورتوفسفاتها و فسفاتها‌های کندانس شده باشد. اورتوفسفاتها بسیار انحلال‌پذیرند و زمان گیرش را افزایش می‌دهند. فسفاتها‌های کندانس شده به صورت شکل‌دهنده شبکه عمل می‌کنند و واکنش‌پذیری سرباره را کاهش می‌دهند، زیرا پیوندهای P-O انرژی پیوند بیشتری نسبت به پیوندهای Si-O یا Al-O دارند [5].



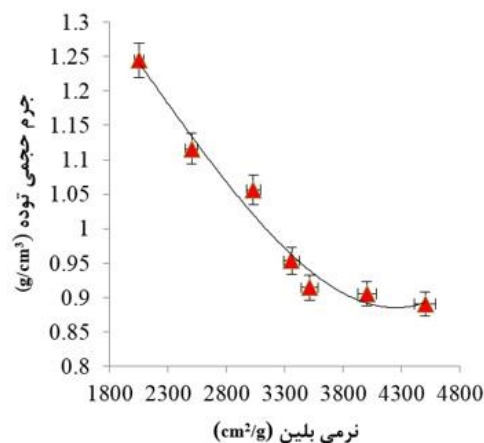
شکل ۴ تأثیر تعداد دانه‌های سیمان در روند گیرش در یک حجم

مشخصی از خمیر سیمان: (الف) نرمی بلین بالا،

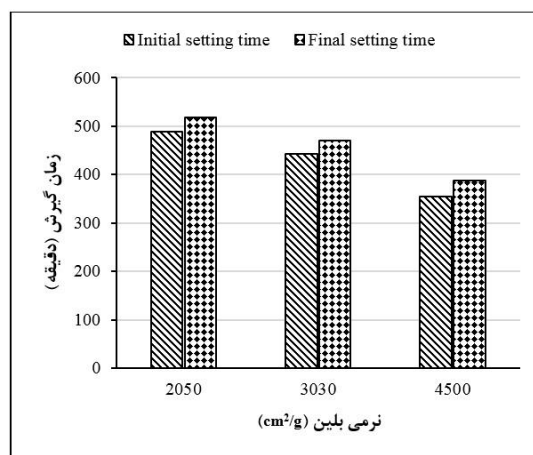
(ب) نرمی بلین پایین

نسبت آب به سیمان. نسبت آب به سیمان برای ملات سیمان سرباره فسفر در نرمی‌های بلین ۲۰۵۰، ۳۰۳۰ و $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ به ترتیب ۰/۳۶، ۰/۳۷ و ۰/۳۸۶ و برای خمیر آن ۰/۲۵، ۰/۲۷ و ۰/۲۸۸ به دست آمد. نسبت آب

ایجاد می‌شود. نتیجه این فرایند افزایش تخلخل می‌باشد. افزایش تخلخل باعث می‌شود که در یک حجم معین، جرم کمتری از ذرات سیمان سرباره فسفر قرار بگیرد و در نتیجه، جرم حجمی توده کاهش یابد.



شکل ۵ تغییر جرم حجمی توده سیمان سرباره فسفر با نرمی بلین



شکل ۶ زمان‌های گیرش اولیه و نهایی در نرمی‌های بلین مورد

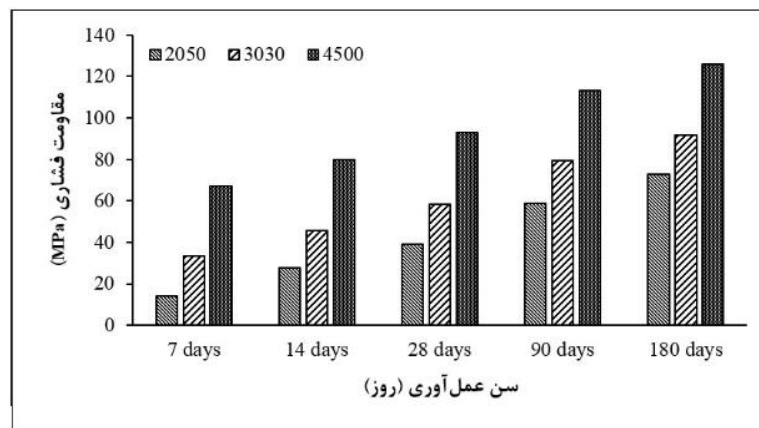
مطالعه

زمان‌های گیرش. نتایج زمان گیرش اولیه و نهایی سیمان سرباره فسفر در نرمی‌های بلین مورد مطالعه در شکل (۳) آمده است. کاهش زمان گیرش اولیه و نهایی با افزایش نرمی بلین را می‌توان تحت تأثیر دو عامل مساحت سطح ویژه و تعداد دانه‌های سیمان در یک حجم مشخصی از خمیر سیمان دانست. تشکیل ساختار گیرش ارتباط نزدیکی با تعداد نقاط اتصال در میان ذرات در حال

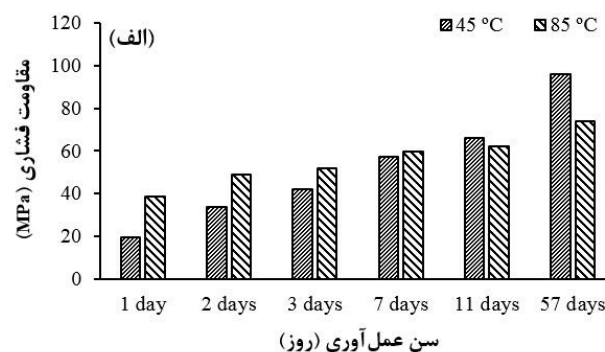
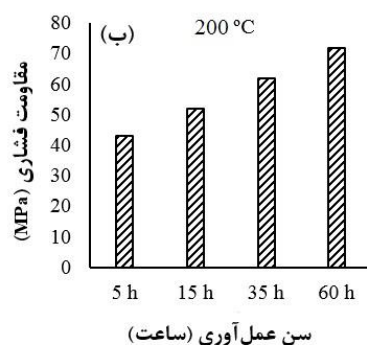
این شکل مشخص است که مقاومت فشاری ملات سیمان سرباره فسفر به سیمان تحت تأثیر ویژگی‌هایی از سیمان سرباره فسفر مانند اندازه ذرات، شکل ذرات و مساحت سطح ویژه آنها است. آب مخلوط در ملات و خمیر را می‌توان شامل آب پرکننده و آب فیلمی دانست. آب پرکننده، حفره‌های خالی بین ذرات جامد را پر می‌کند و آب فیلمی، ذرات جامد را به هم فشرده می‌کند. با افزایش نرمی بلین (مساحت سطح ویژه)، تعداد حفره‌های خالی و همچنین تعداد ذرات نامنظم کاهش می‌یابد. بنابراین، آب پرکننده کمتری برای پر کردن این حفره‌ها لازم است تا یک مخلوط همگن‌تر شکل بگیرد. اگرچه، آب فیلمی به علت افزایش مساحت سطح ویژه، افزایش می‌یابد.

به سیمان تحت تأثیر ویژگی‌هایی از سیمان سرباره فسفر مانند اندازه ذرات، شکل ذرات و مساحت سطح ویژه آنها است. آب مخلوط در ملات و خمیر را می‌توان شامل آب پرکننده و آب فیلمی دانست. آب پرکننده، حفره‌های خالی بین ذرات جامد را پر می‌کند و آب فیلمی، ذرات جامد را به هم فشرده می‌کند. با افزایش نرمی بلین (مساحت سطح ویژه)، تعداد حفره‌های خالی و همچنین تعداد ذرات نامنظم کاهش می‌یابد. بنابراین، آب پرکننده کمتری برای پر کردن این حفره‌ها لازم است تا یک مخلوط همگن‌تر شکل بگیرد. اگرچه، آب فیلمی به علت افزایش مساحت سطح ویژه، افزایش می‌یابد.

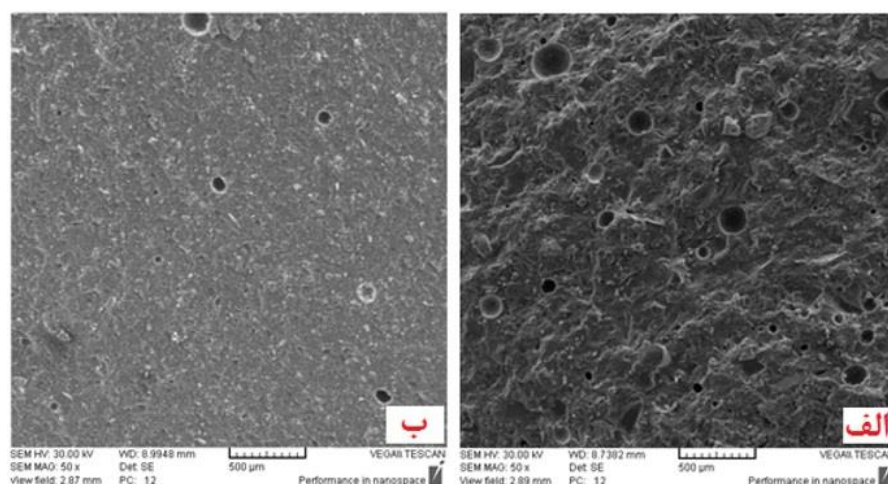
مقاومت فشاری. مقاومت‌های فشاری ۷، ۱۴، ۲۸، ۹۰، و ۱۸۰ روزه ملات سیمان سرباره فسفر در سه نرمی بلین (مساحت سطح ویژه) در شکل (۵) آورده شده است. از



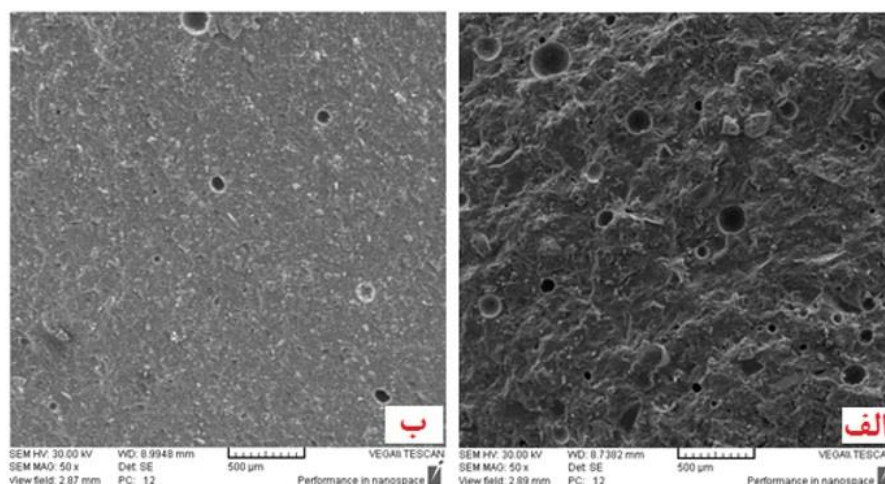
شکل ۵ مقادیر مقاومت فشاری ملات سیمان سرباره فسفر در سه نرمی بلین و سن‌های عمل‌آوری مختلف



شکل ۶ مقادیر مقاومت فشاری ملات سیمان سرباره فسفر عمل‌آوری‌شده در دماهای مختلف



شکل ۷ تصاویر SEM با بزرگ‌نمایی ۵۰X از بافت خمیر سخت‌شدهٔ سیمان سرپارهٔ فسفر در دو نرمی بلین (الف) (۲۰۵۰، ب) $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$



شکل ۸ تصاویر SEM با بزرگ‌نمایی ۲۰۰X از بافت خمیر سخت‌شدهٔ سیمان سرپارهٔ فسفر در دو نرمی بلین (الف) (۲۰۵۰، ب) $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$

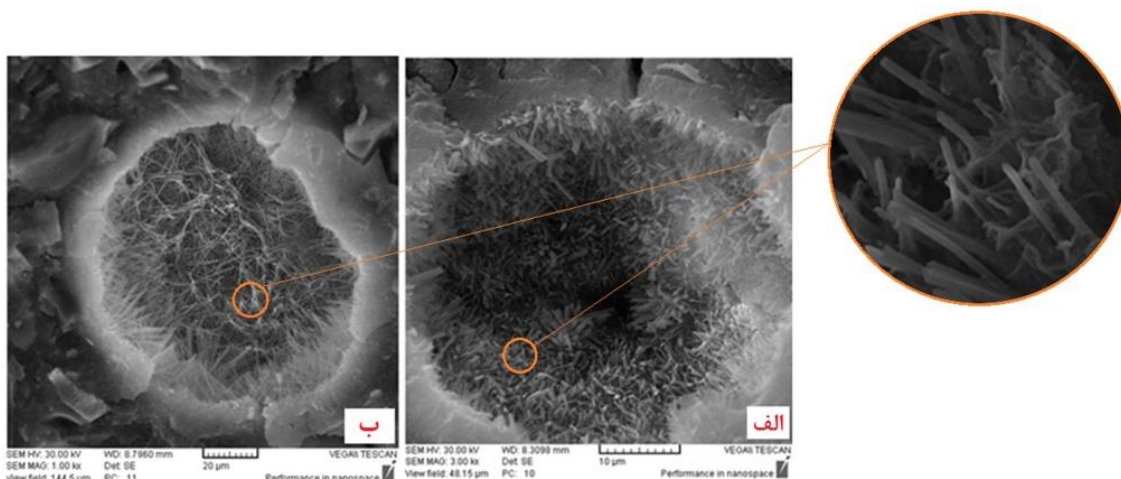
است. این بدان علت است که دانه‌های سرپاره در نرمی بلین بالا، ریزتر می‌باشند و بعد از واکنش، بافت یکنواخت‌تری را به وجود می‌آورند. وجود حفره‌های بیشتر و بزرگ‌تر سبب ضعف ساختاری می‌شود و می‌تواند دلیلی بر کمتر بودن مقاومت فشاری در نرمی بلین پایین باشد. مشاهدهٔ دانه‌های سرپاره در ماتریس سیمانی نشان‌دهندهٔ ادامهٔ روند هیدراتاسیون سرپاره در بازه‌های زمانی طولانی (۲۷۰ روز) است.

تصاویر (الف) و (ب) در شکل (۹) حفره‌های مشاهده‌شده در بافت خمیر سخت‌شده را به ترتیب در نرمی‌های بلین ۲۰۵۰ و $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ نشان می‌دهد.

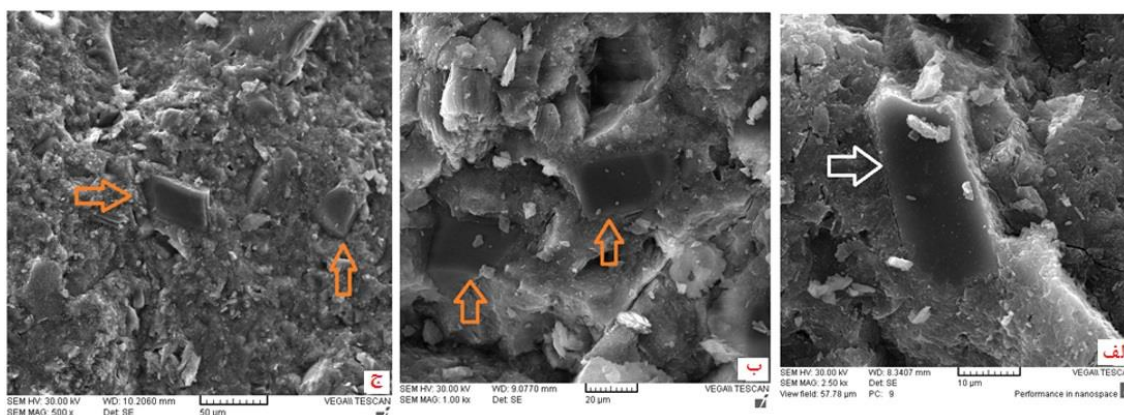
ساختار میکروسکوپی. تصاویر (الف) و (ب) شکل (۷)، به ترتیب تصویر میکروسکوپ الکترونی مربوط به بافت خمیر سخت‌شدهٔ سیمان سرپارهٔ فسفر در دو نرمی بلین ۲۰۵۰ و $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ با بزرگ‌نمایی ۵۰X می‌باشد. تصویر با بزرگ‌نمایی ۲۰۰X نیز در شکل (۸) نشان داده شده است. خمیرها در هر دو نرمی بلین به مدت ۲۷۰ روز در آب اشباع از آهک عمل‌آوری شده‌اند. همان‌طور که از شکل‌های (۷) و (۸) مشخص است، در نرمی بلین بالاتر ریزساختار دارای حفره‌های کمتر و کوچک‌تری است. همچنین بافت خمیر در نرمی بلین بالا بسیار یکنواخت‌تر از بافت خمیر در نرمی بلین پایین

(نرمی بلین $3030 \text{ cm}^2/\text{g}$) عمل آوری شده در دماهای ۴۵، ۸۵ و 200°C را نشان می‌دهند. در این شکل می‌توان دانه‌های سرباره فسفر (مشخص شده با فلش) در حال واکنش را مشاهده کرد. ریزساختار خمیر سخت شده سیمان در هر دو نرمی بلین ترکیبی از ماتریس سیمانی (یا همان پیش‌زمینه ساختار) و دانه‌های سرباره‌ای است که در حال هیدراته شدن هستند. ماتریس سیمانی از محصولات هیدراتاسیون سرباره و سیمان شکل گرفته و با پیشرفت واکنش‌های هیدراتاسیون انتظار می‌رود بر تراکم و یکنواختی آن افزوده گردد. دانه‌های سرباره نیز از روی کناره‌ها و گوشه‌های صاف و تیزشان قابل تمایز هستند. دانه‌های سرباره به‌مرور زمان به دلیل هیدراته شدن تغییر شکل می‌دهند.

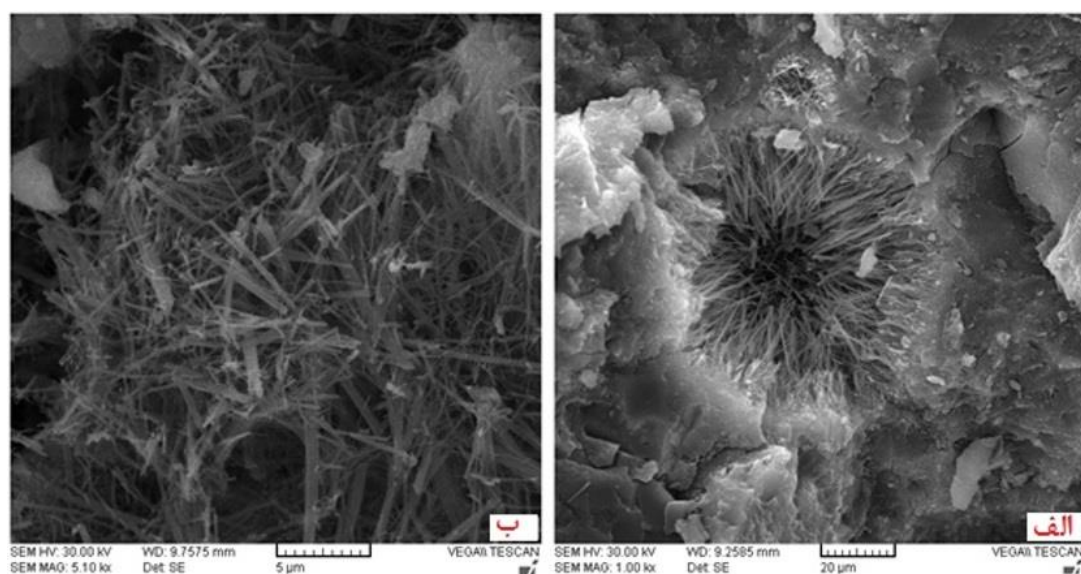
چنانچه مشاهده می‌شود، این حفره‌ها پر از بلورهای سوزنی شکل پرتلندایت (Portlandite) (هیدروکسید کلسیم) می‌باشند. پرتلندایت حاصل واکنش‌های هیدراتاسیون فازهای هیدرولیکی موجود در سرباره و سیمان پرتلند است. از آنجایی که تشکیل پرتلندایت در نرمی‌های بلین بالا به علت پیشرفت بهتر واکنش‌های هیدراتاسیون، بیشتر می‌باشد، لذا می‌توان در نرمی بلین بالاتر ($4500 \text{ cm}^2/\text{g}$) پرتلندایت بیشتری انتظار داشت که البته چنین مشاهده‌ای با میکروسکوپ الکترونی مقدور نیست و یا دقیق نمی‌باشد، اما می‌توان برای این منظور از روش‌های آنالیز شیمیایی تر بهره برد. تصاویر (الف)، (ب)، و (ج) شکل (۱۰)، به ترتیب تصاویر SEM آزمونه‌های خمیر سیمان سرباره فسفر



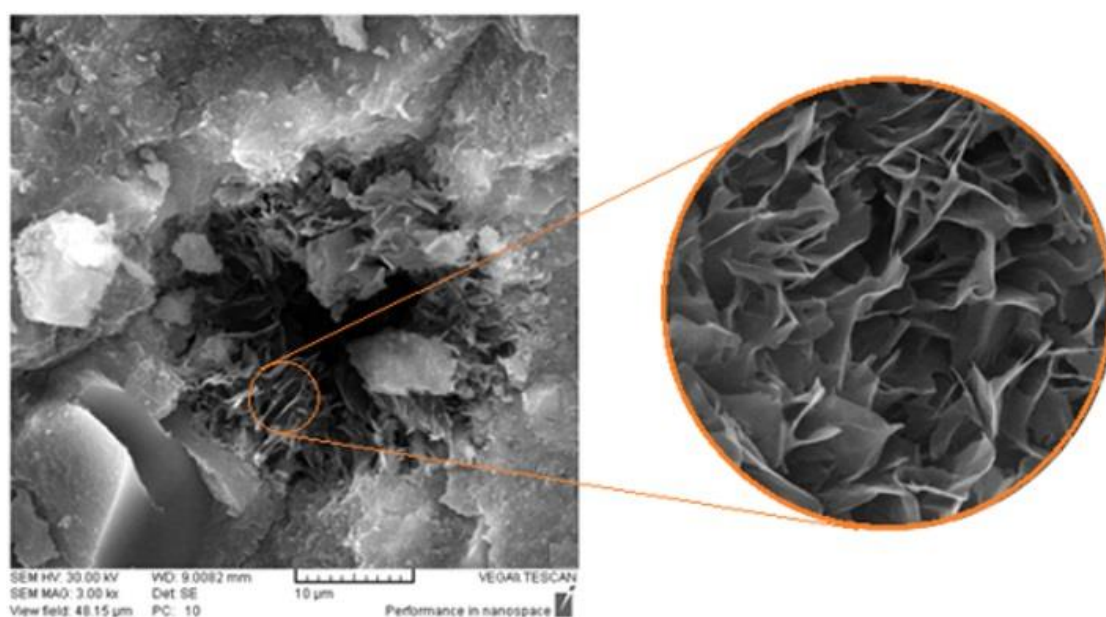
شکل ۹ تصاویر SEM بلورهای سوزنی شکل پرتلندایت در سیمان سرباره فسفر با نرمی بلین (الف) $2050 \text{ cm}^2/\text{g}$ ، (ب) $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$



شکل ۱۰ تصاویر SEM مربوط به خمیر سیمان سرباره فسفر (نرمی بلین $3030 \text{ cm}^2/\text{g}$) عمل آوری شده در دماهای (الف) 45°C ، (ب) 85°C ، (ج) 200°C



شکل ۱۱ تصاویر SEM بلورهای پرتلندایت در خمیر سیمان سرباره فسفر
(نرمی بلین $3030 \text{ cm}^2/\text{g}$) عمل‌آوری شده در دمای 45°C



شکل ۱۲ تصاویر SEM بلورهای پرتلندایت در خمیر سیمان سرباره فسفر
(نرمی بلین $3030 \text{ cm}^2/\text{g}$) عمل‌آوری شده در دمای 85°C

وارد واکنش شده و قسمت کوچکی از آنها باقی مانده است که با مرور زمان، امکان واکنش دادن این بخش‌ها نیز وجود دارد. می‌توان چنین نتیجه گرفت که با افزایش دمای عمل‌آوری دانه‌های سرباره وارد واکنش شده

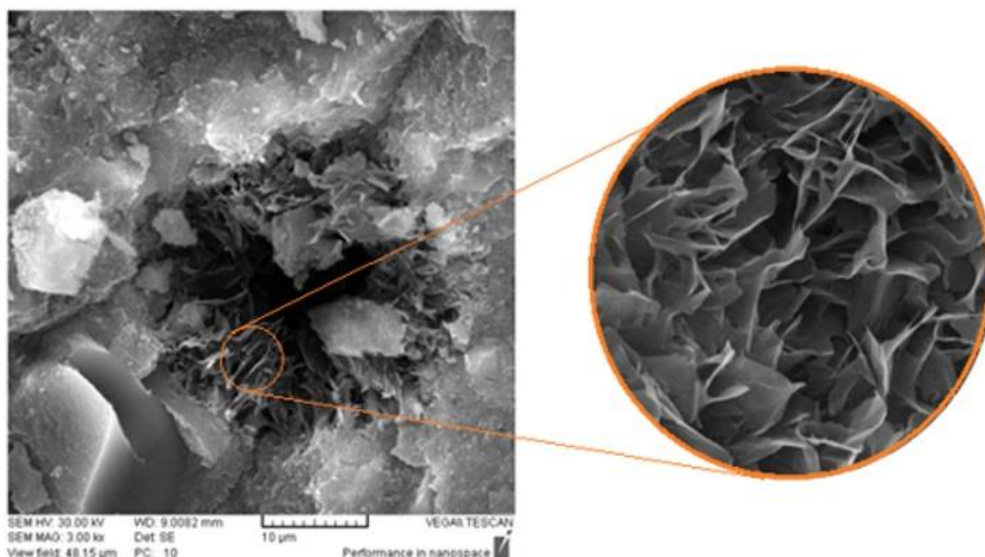
تصویر (الف) یک دانه بزرگ سرباره فسفر را نشان می‌دهد که به‌طور عمده‌ای وارد واکنش نشده و سطح آن تا حد زیادی سالم باقی‌مانده است. در تصاویر (ب) و (ج) نمایی از دانه‌های سرباره فسفر را می‌بینیم که بیشتر

هستند و به صورت ورقه‌ای می‌باشند.

نتیجه‌گیری

مقاومت فشاری ملات سیمان سرباره فسفر در سه نرمی بلین مختلف و زمان‌های عمل‌آوری معین اندازه‌گیری شد. نتایج نشان داد که مقاومت فشاری با افزایش نرمی بلین، افزایش می‌یابد. همچنین، مقاومت فشاری برحسب زمان عمل‌آوری در سه دمای مورد مطالعه روند افزایشی داشت، با این تفاوت که در دو دمای بالاتر از 45°C ، مقاومت فشاری در انتهای زمان عمل‌آوری کاهش یافت. نسبت آب به سیمان ملات و خمیر سرباره فسفر در نرمی بلین بالا بیشتر از نرمی بلین پایین بود که علت این امر، افزایش مساحت سطح تماس دانه‌های سیمان بود. زمان‌های گیرش اولیه و نهایی سیمان سرباره فسفر با افزایش نرمی بلین کاهش یافتند؛ به‌طوری‌که با افزایش نرمی بلین از $2050\text{ cm}^2/\text{g}$ تا $4500\text{ cm}^2/\text{g}$ ، زمان‌های گیرش اولیه و نهایی به‌ترتیب $27/25$ و $25/28$ درصد کاهش یافتند، ولی زمان‌های گیرش اولیه و نهایی سیمان سرباره فسفر از زمان‌های گیرش اولیه و نهایی سیمان پرتلند نوع ۲ بیشتر بود.

و شکل اولیه خود را زودتر از دست می‌دهند. مشاهدات میکروسکوپی نشان داد عمل‌آوری در دماهای نسبتاً بالا نیز منجر به تشکیل بلورهای پرتلندایت در درون حفره‌های موجود در ریزساختار می‌گردد. شکل (۱۱) حفره‌ای حاوی بلورهای سوزنی‌شکل پرتلندایت را نشان می‌دهد که مربوط به سیمان سرباره فسفر (نرمی بلین $3030\text{ cm}^2/\text{g}$) عمل‌آوری شده در دمای 45°C است. تصاویر SEM نشان داده شده در شکل (۱۲) مربوط به خمیر سیمان سرباره فسفر (نرمی بلین $3030\text{ cm}^2/\text{g}$) عمل‌آوری شده در دمای 85°C است. در این دما بلورهای پرتلندایت از مورفولوژی متفاوتی (ورقه‌ای شکل) برخوردارند و دارای ساختار متفاوتی نسبت به بلورهای پرتلندایت سوزنی شکل تشکیل شده در دمای 45°C می‌باشند. شکل (۱۳) شامل تصاویری از بلورهای پرتلندایت تشکیل شده در خمیر سیمان سرباره فسفر (نرمی بلین $3030\text{ cm}^2/\text{g}$) می‌باشد که در دمای 200°C عمل‌آوری شده‌اند. بلورهای پرتلندایت در این دما دارای ساختاری مشابه با بلورهای موجود در دمای 85°C



شکل ۱۲ تصاویر SEM بلورهای پرتلندایت در خمیر سیمان سرباره فسفر

(نرمی بلین $3030\text{ cm}^2/\text{g}$) عمل‌آوری شده در دمای 85°C

عمل‌آوری 200°C نیز می‌توان دانه‌های سرباره را مشاهده نمود. همچنین بلورهای پرتلندایت ناشی از هیدراتاسیون سرباره و سیمان پرتلند در دماهای مختلف از مورفولوژی‌های متفاوتی برخوردار می‌باشند.

این موضوع به دلیل آهسته‌تر بودن سرعت واکنش‌های هیدراتاسیون در سیمان سرباره فسفر نسبت به سیمان پرتلند نوع ۲ می‌باشد. مطالعه میکروسکوپی ریزساختار خمیر سخت‌شده سیمان و مشاهده دانه‌های واکنش‌نداده و یا در حال واکنش سرباره حکایت از روند نسبتاً کند واکنش‌های هیدراتاسیون در زمان‌های طولانی است، به‌طوری‌که حتی در نرمی بلین $4500\text{ cm}^2/\text{g}$ و در دمای

مراجع

1. Dongxu, L., Jinlin, S., Liangxi, M., and Xuequan, W., "The Influence of Admixtures on the Properties of Phosphorous Slag Cement", Cement and Concrete Research, Vol. 30, PP. 1169–1173, (2000).
2. Dong-xu, L., Lin, C., Zhong-zi, X., and Zhi-min, L., "A Blended Cement Containing Blast Furnace Slag and Phosphorous Slag", Wuhan University of Technology, Vol. 17, PP. 62-65, (2002).
3. Peiwei, G., Xiaolin, L., Chuanxi, Y., Xiaoyan, L., Nannan, S., and Shaochun, J., "Microstructure and Pore Structure of Concrete Mixed with Superfine Phosphorous Slag and Super-plasticizer", Construction and Building Materials, Vol. 22, PP. 837–840, (2008).
4. Xia, C., Li, Z., and Kunhe, F., "Anti-crack Performance of Phosphorous Slag Concrete", Wuhan University, Journal of Natural Sciences, Vol. 14, PP. 080–086, (2009).
5. Shi, C., and Krivenko, P.V., "Alkali-activated Cements and Concrete", Taylor & Francis, London and New York, (2006).
6. Behim, M., Beddar, M., and Clastres, P., "Reactivity of Granulated Blast Furnace Slag", Slovak Journal of Civil Engineering, Vol. 2, PP. 7-14, (2013).
7. Slag Cement and the Environment, Slag Cement Association, www.slagcement.org. (2003).
8. Shi, C., and Li, Y., "Investigation on Some Factors Affecting the Characteristics of Alkali-phosphorus Slag Cement", Cement and Concrete Research, Vol. 19, PP. 527-533, (1989).
9. Singh, N.B., and Bhattacharjee, K.N., "Phosphorous Furnace Slag-A Potential Waste Material for the Manufacture of Cements", Indian Journal of Engineering and Materials Sciences, Vol. 3, PP. 41-44, (1996).
10. Dongxu, L., Jinlin, S., Lin, C., and Xuequan, W., "Influence of Fast-setting/early-strength Agent on High Phosphorous Slag Content Cement", Cement and Concrete Research, Vol. 31, PP. 19-24, (2001).
11. Xia, C., Kunhe, F., Huaquan, Y., and Hua, P., "Hydration Kinetics of Phosphorus Slag-cement Paste", Journal of Wuhan University of Technology-Materials Science, Vol. 26, PP. 142–146, (2011).
12. Xu, X., Zhang, Y., and Li, S., "Influence of Different Localities Phosphorous Slag Powder on the Performance of Portland Cement", Procedia Engineering, Vol. 27, PP. 1339–1346, (2012).

13. Liu, D.M., "Effect of Phosphorus Slag and Fly Ash on Mechanical Properties of High Belite Cement", *Advanced Materials Research*, Vol. 598, PP. 535-538, (2012).
14. Xiu-wei, L., Lin, Y., and Bin, Z., "Utilization of Phosphorus Slag and Fly Ash for the Preparation of Ready-mixed Mortar", *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 423-426, PP. 987-992, (2013).
15. Peng, Y., Huang, J., and Ke, J., "Preparation of Ultra-high Performance Concrete Using Phosphorous Slag Powder", *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 357-360, PP. 588-591, (2013).
16. Jinhui, T., Min, D., Aiguo, W., and Lilan, X., "Influence of the Cement Fineness on Strengths of Cement Pastes Containing High Phosphorus Slag", *Journal of Materials in Civil Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001316.
17. Sajedi, F., and Abdul Razak, H., "The Effect of Chemical Activators on Early Strength of Ordinary Portland Cement-slag Mortars", *Construction and Building Materials*, Vol. 24, PP. 1944-1951, (2010).

آزمایش رسانایی الکتریکی اصلاح شده برای سنجش مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون‌های کلرید*

امیررضا پیلوار^(۱) علی اکبر رمضانیانپور^(۲) حسین رجایی^(۳)

چکیده در این مقاله روشی جدید برای سنجش مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون‌های کلرید ارائه شده است که شامل اشباع‌سازی نمونه‌ها توسط محلول ۵ مول NaCl، قبل از اندازه‌گیری رسانایی آنها می‌باشد. با اشباع کردن نمونه‌ها توسط محلول با رسانایی بالا، رسانایی‌های نمونه‌های مختلف بتنی متناسب با ساختار منافذ آنها می‌شود. برای بررسی عملکرد این روش، طرح‌های اختلاط مختلف بتن ساخته شد. مشاهده گردید که نتایج روش ارائه شده حساسیت کمتری نسبت به رسانایی مایع منفذی در مقایسه با روش‌های آزمایش نفوذ تسریع یافته یون‌های کلرید (RCPT) و رسانایی حجمی (BC) دارد. همچنین ارتباط خوبی بین نتایج این روش با نتایج آزمایش انتشار حجمی (BD) به دست آمد.

واژه‌های کلیدی بتن، نفوذپذیری کلریدی، رسانایی الکتریکی، مایع منفذی.

Modified Electrical Conductivity Test Method for Evaluation Concrete Chloride Ion Permeability

A. Pilvar

A.A. Ramezaniapour

H. Rajaei

Abstract Standard test method for bulk electrical conductivity (ASTM C1760) provides a rapid indication of the concrete's resistance to the penetration of chloride ions by diffusion. In this paper a new approach for assessing the bulk electrical conductivity of saturated specimens of hardened concrete is presented. The test involves saturating concrete specimens with a 5 M NaCl solution before measuring the conductivity of the samples. By saturating specimens with a highly conductive solution, they showed virtually the same pore solution conductivity. Different concrete samples yield different conductivity primarily due to differences in their pore structure. The feasibility of the method has been demonstrated by testing different concrete mixtures consisting ordinary and blended cement of silica fume (SF) and calcined perlite powder (CPP). Two standard test methods of RCPT (ASTM C1202) and Bulk Conductivity (ASTM C1760) were also applied to all of the samples. The results show that for concretes containing SF and CPP, the proposed method is less sensitive towards the variations in the pore solution conductivity in comparison with RCPT and Bulk Conductivity tests. It seems that this method is suitable for the assessment of the performance and durability of different concretes containing supplementary cementitious materials.

Key Words Concrete, Chloride Permeability, Conductivity, Pore Solution.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۵/۱۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۵/۲۳ می‌باشد.

Email: amir63p@aut.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: استادیار موسسه آموزش عالی توس.

(۲) استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

(۳) استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، مرکز تحقیقات تکنولوژی و دوام بتن، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

مقدمه

یکی از عوامل تخریب زودرس سازه‌های بتن مسلح، خوردگی فولادهای آنها می‌باشد و این مسئله از مهم‌ترین مشکلاتی است که صنعت ساختمان در رابطه با دوام با آن مواجه است [1]. معمولاً خوردگی آرماتور ناشی از کاهش قلیائیت در اثر پدیده کربناتاسیون محیط اطراف آن در بتن و یا حضور یون‌های کلرید در سطح آرماتورها می‌باشد. یون‌های کلرید محلول در آب ناشی از استفاده از نمک‌های یخ‌زدا، یون‌های موجود درون خاک، آب دریاها و آب‌های زیرزمینی می‌توانند به بتن نفوذ کنند و به سطح آرماتور برسند. مکانیزم اصلی انتقال یون‌های کلرید در سطح بتن، مخصوصاً وقتی این سطح غیر اشباع باشد، جذب موئینه می‌باشد و تجمع این یون‌ها در لایه‌های سطحی بتن باعث انتقال یون‌ها به صورت انتشار به لایه‌های زیرین می‌شود [2]. بنابراین، انتشار مکانیزم اصلی جابه‌جایی یون‌ها در لایه‌های زیرین بتن می‌باشد. نیروی رانش در انتشار یون‌های کلرید، اختلاف غلظت بین یون‌ها در قسمت‌های مختلف بتن می‌باشد [3].

باتوجه به اهمیت تعیین نفوذپذیری بتن در مقابل یون‌های کلرید، روش‌های مختلفی برای ارزیابی آن تاکنون ارائه شده است. روش‌های اولیه اندازه‌گیری ضریب انتشار یون‌های کلرید در بتن بر پایه مغروق‌سازی نمونه‌های بتنی در محلول نمک می‌باشد [4]. در این روش‌ها پس از مدتی مشخص پس از شرایط در معرض قرارگیری، با استفاده از تعیین پروفیل نفوذ یون‌های کلرید و برازش رابطه دوم فیک، ضریب انتشار یون‌های کلرید در بتن مورد نظر به دست می‌آید، اما یکی از ضعف‌های این روش‌ها زمان طولانی مورد نیاز آزمایش در شرایط معمول می‌باشد.

باتوجه به این‌که ضریب انتشار کلرید، یکی از پارامترهای مهم در تعیین دوام بتن می‌باشد توجه زیادی به استفاده از روش‌های تسریع‌یافته صورت گرفته است. یکی از این رویکردها افزایش غلظت یون‌های کلرید محلول مورد استفاده می‌باشد، ولی در این حالت رفتار

انتشار ممکن است به دلیل تداخل و اثر متقابل یون‌ها، از روابط فیک پیروی نکند [5,6]. رویکرد دیگر استفاده از یک پتانسیل الکتریکی به عنوان نیروی خارجی برای افزایش نفوذ یون‌ها می‌باشد. این رویکرد به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است [7]. با اعمال پتانسیل الکتریکی خارجی انتقال یون‌ها در جهت میدان الکتریکی انجام می‌گیرد.

در اوایل دهه ۱۹۸۰، Whiting [8] اولین روش تسریع‌یافته الکتریکی را برای سنجش مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون‌های کلرید ارائه داد. در این روش که به روش RCPT معروف است، مجموع بار الکتریکی عبوری از میان نمونه آزمایش در طول زمان مشخص اندازه‌گیری می‌شود. به همین دلیل، در این روش اطلاعات مشخصی در مورد مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون‌های کلرید به دست نمی‌آید. هرچند روش RCPT به دلیل آسانی آن بسیار مورد استفاده قرار گرفته است، اما در مجامع علمی انتقاداتی نیز به آن وارد شده است [9]. روش RCPT را می‌توان از جهت تغییرات دمایی در طول آزمایش مورد نقد قرار داد. همچنین به طور تئوری، رابطه‌ای صحیح و کامل بین نتایج آن با ضریب انتشار نمی‌توان پیدا کرد. از طرفی تغییراتی که در مشخصات مایع منفذی زمانی که از مواد پوزولانی استفاده می‌شود، به وجود می‌آید باعث عدم اطمینان به نتایج RCPT می‌شود. به علاوه به دلیل ولتاژ نسبتاً زیاد ۶۰ ولت، جریان برقرار شده در حالت پایداری قرار نمی‌گیرد [10].

در نروژ، روش مشابهی ارائه گردید که بر پایه مشاهده نرخ مهاجرت یون‌های کلرید از میان بتن می‌باشد و با عنوان نفوذپذیری کلریدی معروف است [11]. در این روش، نمونه بتنی درون سلول آزمایش از یک طرف در تماس با محلول حاوی یون‌های کلرید و از طرف دیگر با محلول فاقد یون‌های کلرید قرار می‌گیرد. سپس با استفاده از اختلاف پتانسیل الکتریکی، یون‌های کلرید به درون نمونه رانده می‌شوند. این فرایند ادامه می‌یابد تا یون‌های کلرید از یک طرف نمونه به

که با سیمان با پایه قلیائیت پایین ساخته شده باشد، نسبت به نمونه بتنی که دارای قلیائیت بالاتری باشد، حتی اگر دارای ساختار منافذ موئین یکسانی باشد، رسانایی کمتری از خود نشان می‌دهد. این موضوع یکی از محدودیت‌های روش‌های رسانایی در ارزیابی خاصیت نفوذپذیری بتن می‌باشد [17].

در این مقاله، براساس اصول الکتروشمیایی، شیوه‌ای جدید برای اندازه‌گیری رسانایی بتن ارائه شده است. نتایج این روش مستقل از رسانایی مایع منفذی بتن‌های مختلف می‌باشد. همچنین در این مقاله عملکرد این روش به‌صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است.

پایه‌های تئوری

روش اصلاح‌شده جدید برای اندازه‌گیری رسانایی الکتریکی در جهت ارزیابی نفوذپذیری کلریدی بتن بر پایه توزیع یون‌ها به‌طور یکنواخت و در شرایط پایدار می‌باشد. ضریب انتشار و رسانایی در حالت پایدار به راحتی قابل اندازه‌گیری و محاسبه می‌باشد. در روش‌هایی که مکانیزمشان تنها انتشار می‌باشد، یک دوره یک‌ساله و یا بیشتر نیاز است تا در نمونه‌های بتنی با ضخامت مناسب به حالت پایدار برسیم.

نیروی رانش برای انتشار، تفاوت غلظت یونی می‌باشد و گرادیان بیشتر، باعث افزایش میزان انتشار می‌شود. در شرایط پایدار انتشار، گرادیان غلظت دارای شیب ثابت می‌باشد. در هنگام برقراری جریان الکتریسیته، نیروی رانش، میدان الکتریسیته می‌باشد. در شرایط پایدار رسانش، میدان الکتریسیته ثابت می‌باشد و یون‌های باردار شده دارای پراکندگی یکنواختی می‌باشند. در یک آزمایش رسانش که در یک وجه نمونه بتنی محلول حاوی کلرید قرار دارد، در ابتدا یون‌های کلرید در یک مسیر معین به داخل بتن نفوذ می‌کنند. شرایط پایدار هنگامی حاصل می‌شود که خط اول یون‌ها از نمونه بتنی عبور کند. در آن هنگام غلظت یون‌های

طرف دیگر آن برسند. سپس با مشاهده نرخ نفوذ یون‌های کلرید، نفوذپذیری نمونه سنجیده می‌شود. به‌هرحال، نتایج این روش یک پارامتر کیفی تجربی می‌باشد که به شرایط آزمایش بستگی دارد. می‌توان گفت، نرخ نفوذ یون‌های کلرید مشاهده‌شده به میزان غلظت محلول نمک و ولتاژ اعمال‌شده بستگی دارد.

در اوایل ۱۹۹۰ در سوئد، Nilsson و Tang [12] اولین کسانی بودند که روشی تسریع‌یافته ارائه دادند که در آن از رابطه‌ای تئوری بین انتشار و مهاجرت برای محاسبه ضریب انتشار یون‌های کلرید استفاده کردند. در این روش پس از اعمال پتانسیل الکتریکی و نفوذ یون‌های کلرید به بتن، ضریب انتشار براساس مشاهده عمق نفوذ یون‌های کلرید، محاسبه می‌گردد. از مزیت‌های آن می‌توان به سادگی، زمان نسبتاً کوتاه و پیش‌زمینه تئوری آن اشاره کرد.

از طرفی دیگر، رسانایی الکتریکی بتن یکی از خواص بتن می‌باشد که از آن می‌توان برای ارزیابی مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون‌های کلرید استفاده کرد. از تحقیقات تئوری و کارهای آزمایشگاهی انجام‌شده مشخص است که بین مقاومت الکتریکی بتن و نفوذ یون‌های کلرید رابطه‌ای وجود دارد [13-16]. رسانایی الکتریکی بتن بیانگر جابه‌جایی یون‌ها، از جمله یون‌های کلرید، درون مایع منفذی بتن می‌باشد. بنابراین انتظار می‌رود ارتباط منطقی بین رسانایی الکتریکی و نفوذپذیری بتن وجود داشته باشد. در یک ساختار مشخص، قسمت‌های نفوذپذیرتر دارای رسانایی الکتریکی نسبی بیشتر می‌باشد. اما محدودیت‌هایی در ارتباط بین خاصیت رسانایی بتن با نفوذپذیری آن وجود دارد. رسانایی نمونه‌های بتنی به هر دو عامل خصوصیات ریزساختار منافذ موئین و رسانایی مایع منفذی وابسته است. در نتیجه روش‌های آزمایش رسانایی بتن از تغییرات رسانایی مایع منفذی تأثیر می‌پذیرند. این تغییرات در رسانایی بتن لزوماً با انتشارپذیری آن متناسب نمی‌باشد. به‌عنوان مثال، بتنی

$$F = \frac{\sigma_0}{\sigma} = \frac{D_0}{D} \quad (2)$$

از نظر تئوری امکان تعیین ضریب انتشار یون‌های کلرید در یک ماده متخلخل با اندازه‌گیری رسانایی امکان پذیر است. با اندازه‌گیری رسانایی یک ماده متخلخل و رسانایی مایع منفذی آن، ضریب ساختار به دست می‌آید. سپس این عدد در ضریب انتشار یون‌های کلرید در مایع منفذی ضرب می‌شود تا ضریب انتشار کلرید در ماده متخلخل به دست آید.

اگر چه ضریب انتشار بتن از اندازه‌گیری رسانایی با استفاده از رابطه الکتروشیمیایی Nernst-Planck به دست می‌آید، طبیعت غیر ایده‌آل محلول‌های مورد استفاده، بر این رابطه اثر می‌گذارد [21]. استفاده از ضریب ساختار تا زمانی که هر دو محلول دارای یون‌های یکنواخت در غلظت یکنواخت باشند (یعنی تعداد یون‌های گذرنده و ضریب فعالیت مشابهی داشته باشند)، این مشکل را از بین می‌برد. اشباع کردن نمونه‌های بتنی با یک محلول با رسانایی بالا باعث اطمینان از این می‌شود که رسانایی مایع منفذی تمامی نمونه‌ها در عمل یکی می‌باشد.

رسانایی محلول آب‌نمک اشباع به راحتی قابل اندازه‌گیری می‌باشد. از طرفی یون‌های قابل انتقال مانند Na^+ ، K^+ و OH^- در منافذ موئین بتن حضور دارند که می‌توانند رسانایی مایع منفذی (σ_0) را بالا ببرند. از لحاظ مکانیکی خارج کردن مایع منفذی بتن و اندازه‌گیری رسانایی آن بسیار مشکل و برای روش‌های سریع معمول غیر عملی می‌باشد. بنابراین باید مقدار σ_0 را فرض کرد.

رسانایی محلول NaCl با غلظت‌های متفاوت به صورت آزمایشگاهی توسط Streicher و Alexander [10] به دست آمده است. همچنین محلول‌های مشابه به علاوه KOH نیز مورد بررسی قرار گرفته‌اند تا تأثیر یون‌های آنها بر روی رسانایی محلول NaCl بررسی شود. باتوجه به نتایج، میزان نرخ افزایش در رسانایی

کلرید در مایع منفذی یکنواخت می‌شود. در روش‌های معمول، شرایط لازم برای حالت پایدار بعد از گذشت روزها به وسیله رانش یون‌های کلرید توسط اختلاف پتانسیل الکتریکی، در نمونه‌های بتنی اشباع‌شده با آب، حاصل می‌شود. این شرایط را می‌توان بسیار سریع‌تر به طور کامل از طریق ایجاد خلأ و اشباع‌سازی نمونه‌های بتنی با محلول حاوی کلرید به وجود آورد. با اشباع کردن نمونه‌ها توسط محلول حاوی کلرید، حالت پایدار از همان ابتدا حاصل می‌شود.

ارتباط بین رسانایی و انتشار

با این‌که انتشار و رسانایی دارای مکانیزم‌های انتقال یونی متفاوتی هستند، ولی هر دو در غلظت‌های یونی پایین به صورت خطی توسط رابطه Einstein به هم مرتبط می‌شوند [10]:

$$\mu = zF \left(\frac{D}{RT} \right)$$

که در آن μ قابلیت انتقال یونی، z ظرفیت یونی، F ثابت فارادی، D قابلیت انتشار یونی، R ثابت گازها و T دمای مطلق می‌باشد.

در غلظت‌های بالا، عوامل مختلف بر هر مکانیزم به طور متفاوتی تأثیر می‌گذارند. روابط دیگری که شامل هر دو پارامتر انتشار و رسانایی باشد نیز تحت شرایط خاص مورد استفاده قرار می‌گیرند که بیشتر آنها از رابطه Einstein منشعب می‌شوند [18].

در مواد متخلخل جامد (مانند بتن) جایی که فاز جامد به طور مؤثر به عنوان یک مسدودکننده عمل می‌کند، سرعت انتشار و رسانایی به پیچ‌وخم‌های ماده متخلخل و ساختار منافذ موئین آن بستگی دارد [19]. ضریب ساختار (F) ثابت مواد می‌باشد که نسبت بین قابلیت جابه‌جایی (رسانایی) یک یون در مایع منفذی (σ_0) به قابلیت جابه‌جایی همان یون در ماده متخلخل (σ) تعریف می‌شود. این ثابت همچنین طبق رابطه (۲) برابر می‌باشد با قابلیت انتشار یک یون در مایع منفذی (D_0) به انتشار همان یون در ماده متخلخل (D) [20].

رسانایی‌های الکتریکی متفاوتی متناسب با ریزساختار فیزیکی خود خواهند بود.

ارائه روش آزمایش

این روش درحقیقت رویکردی اصلاح‌شده برای اندازه‌گیری رسانایی الکتریکی حجمی نمونه‌های بتنی می‌باشد. در این روش نمونه‌ها قبل از آزمایش، توسط محلول NaCl ۵ مول اشباع می‌شوند. لازم به ذکر است که این ایده اولین بار توسط Streicher و Alexander [10]، ارائه شده است. در ادامه توضیحات و نحوه انجام آزمایش توضیح داده شده است.

تجهیزات

تجهیزات این روش شبیه تجهیزات روش آزمایش ASTM C1760 می‌باشد. این تجهیزات شامل دو سلول ۲۵۰ میلی‌لیتری متصل به یک بخش مرکزی می‌باشد که نمونه بتنی در آن قرار می‌گیرد (شکل ۱). هر دو سلول به بخش مرکزی کاملاً بسته می‌شوند و دو حلقه پلاستیکی به دور نمونه قرار می‌گیرد و سلول‌ها کاملاً آب‌بند می‌شوند. هر سلول با محلول NaCl ۵ مول پر می‌شود. اختلاف پتانسیل ۱۰ ولت جریان مستقیم توسط الکترودهای فلزی زنگ زن به نمونه اعمال می‌شود. از یک آمپر متر برای اندازه‌گیری دقیق میزان جریان عبوری استفاده می‌شود.

از آنجا که در این روش فقط یک جریان را قرائت می‌کنیم، از تجهیزات آزمایش می‌توان به‌طور متوالی برای مجموعه‌ای از نمونه‌ها استفاده کرد. مدت زمانی که برای بستن تجهیزات برای یک نمونه طول می‌کشد، میزان سرعت این روش را معین می‌کند. باتوجه به مدت نسبتاً کوتاه آزمایش، تعداد یون‌های کمی جابه‌جا می‌شوند و می‌توان از سلول‌های کوچکی استفاده کرد.

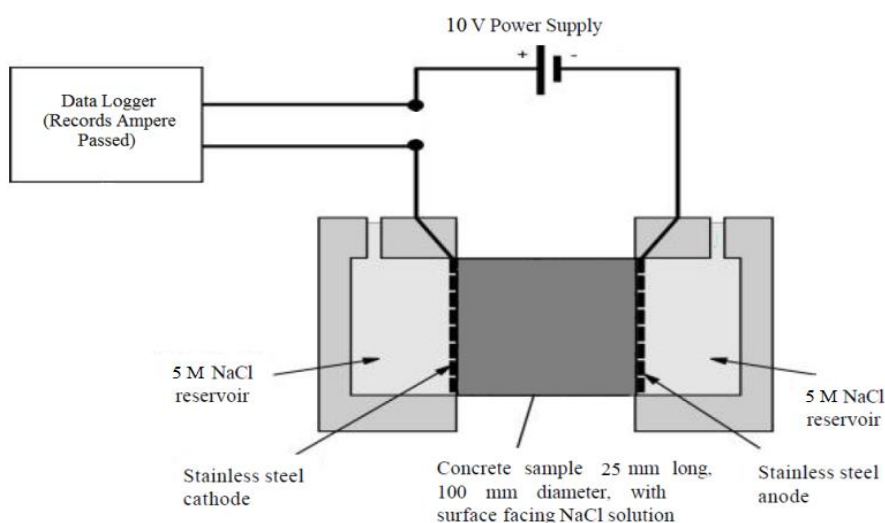
محلول در غلظت‌های بالا، مخصوصاً به دلیل افزایش ویسکوزیته محلول، کاهش می‌یابد.

در محلول حاوی NaCl و KOH ، حضور NaCl مخصوصاً در غلظت‌های بالاتر نقش اصلی را در رسانایی دارد. برای مثال، در محلول NaCl ۵ مول و KOH ۰/۱۶ مول، NaCl عهده‌دار ۹۲٪ رسانایی کل را دارد [10].

در تحقیق یادشده، مقدار ضریب ساختار، برای غلظت‌های مختلف محلول NaCl ، به همراه ۰/۱۶ مول KOH و NaCl به همراه ۰/۳۲ مول KOH ، محاسبه شده است. باتوجه به نتایج، قسمت رسانایی رابطه ضریب ساختار، در غلظت‌های بالای کلرید، مستقل از فرض مقدار KOH در مایع منفذی می‌باشد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که در غلظت‌های پایین NaCl ضریب ساختار بسیار حساس نسبت به فرض میزان KOH موجود در مایع منفذی می‌باشد.

غلظت‌های یونی مایع منفذی دو نوع ملات حاوی سیمان پرتلند معمولی (OPC) و سیمان آمیخته با ۲۰٪ دوده سیلیس توسط Page و Vennesland [22] اندازه‌گیری شده است. قابلیت جابه‌جایی معادل k^+ ، Na^+ و OH^- به ترتیب ۷۵، ۵۰ و $200 \text{ S.cm}^2/\text{mol}$ می‌باشد. باتوجه به نتایج، رسانایی مایع منفذی ملات حاوی OPC تقریباً ۷ برابر بیشتر از ملات حاوی سیمان آمیخته با دوده سیلیس می‌باشد، در صورتی که رسانایی مایع منفذی ملات حاوی OPC بعد از اشباع‌سازی با محلول NaCl ۵ مول، تقریباً فقط ۲۰ درصد بیشتر از ملات با سیمان آمیخته با دوده سیلیس می‌باشد [22].

بنابراین می‌توان از مطالب گفته‌شده نتیجه گرفت که اگر نمونه‌های بتنی توسط محلول NaCl با غلظت بالا اشباع شوند رسانایی مایع منفذی آنها با رسانایی محلول NaCl مورد استفاده تفاوت کمی می‌کند. در نتیجه نمونه‌های بتنی مختلف دارای رسانایی مایع منفذی مشابهی می‌شوند. بنابراین نمونه‌های بتنی دارای



شکل ۱. شماتیک دستگاه روش ارائه شده

تهیه و آماده سازی نمونه ها

تجهیزات آزمایش برای نمونه های بتنی یا ملات به قطر ۱۰۰ میلی متر و ضخامت ۲۵ میلی متر طراحی شده است (تجهیزات مشابهی می توان برای دیگر ابعاد طراحی کرد). معمولاً نمونه ها را توسط دستگاه نمونه گیری، مغزه گیری می کنند و یا از قالب های استوانه ای استفاده می کنند و سپس آنها را با تیغه الماسه برش می دهند. ضخامت دقیق نمونه ها توسط خط کش یا کولیس اندازه گیری می شود.

برای به دست آوردن ضخامت بهینه، نمونه های استوانه ای ۱۰۰×۲۰۰ میلی متری در ضخامت های مختلف (۵۰، ۳۰ و ۲۵ میلی متر) برش داده شدند و مورد آزمایش قرار گرفتند. ضخامت بهینه باتوجه به مدت زمان لازم برای اشباع سازی و همچنین میزان جریان عبوری از آن به دست آمد (ضخامت بهینه ۲۵ میلی متر در نظر گرفته شد).

برای آماده سازی نمونه ها، آنها برای ۷ روز در دمای ۵۰ درجه سانتی گراد در داخل آون قرار می گیرند تا رطوبتشان از بین برود. سپس نمونه ها را در داخل محفظه خلاء به مدت ۳ ساعت قرار می دهند و سپس

به مدت ۲ ساعت دیگر به صورت غوطه ور در محلول ۵ مول NaCl و خلاء باقی می ماند. بعد از آن، برای ± 2 ۱۸ ساعت دیگر، به صورت غوطه ور در فشار هوا رها می شوند.

عمل خشک کردن برای اطمینان از اشباع شدن یکنواخت نمونه ها توسط محلول NaCl صورت می گیرد. همچنین دمای ۵۰ درجه سانتی گراد انتخاب می گردد تا صدمه کمتری نسبت به دمای ۱۰۰ درجه سانتی گراد به نمونه ها وارد شود [23]. هرچند در دمای ۵۰ درجه سانتی گراد نمونه ها مقداری کمتر نسبت به دمای ۱۰۰ درجه سانتی گراد خشک می شوند، ولی رسانایی محلول در غلظت های بالا حساسیت کمی نسبت به تغییرات جزئی غلظت دارد. میزان زمان قرارگیری نمونه ها در خلاء بستگی به ضخامت آنها دارد و برای نمونه های با ضخامت ۲۵ میلی متر، ۵ ساعت کافی می باشد. برای تعیین زمان دقیق آن می توان نمونه ها را در طول این مدت وزن کرد و زمانی که وزن نمونه ها ثابت ماند، زمان مورد نیاز مشخص می شود.

قابل ذکر است که برای پیدا کردن نحوه آماده سازی نمونه ها، از روش آزمون و خطا استفاده

اختلاط مختلف شامل بتن معمولی و بتن حاوی پوزولان‌های دوده سیلیس و پرلیت کلسینه‌شده استفاده گردید.

مصالح مصرفی

برای ساخت نمونه‌های بتنی از سیمان تیپ ۱ استفاده گردید و دو پوزولان دوده سیلیس و پرلیت کلسینه‌شده به‌عنوان مواد جایگزین سیمان استفاده شد. در جدول (۱) ترکیبات شیمیایی و مشخصات فیزیکی این مواد آورده شده است.

پرلیت، سنگی معدنی با ساختار شیشه‌ای می‌باشد که حاصل فرایند سرد شدن سریع گدازه‌های آتشفشانی است. حدود ۲ تا ۶ درصد از ترکیب شیمیایی این ماده را آب تشکیل می‌دهد. آب موجود در ساختار شیمیایی پرلیت بر اثر اعمال حرارت بخار می‌شود و با افزایش دما به میزان ۹۰۰ تا ۱۱۰۰ درجه سانتی‌گراد، گاز حاصل حباب‌هایی را در داخل سنگ نرم‌شده تشکیل می‌دهد که موجب تشکیل یک ساختار کف‌مانند می‌گردد. تشکیل این حباب‌ها سبب انبساط پرلیت حدود ۱۵ تا ۲۰ برابر حجم اولیه آن می‌شود. در این تحقیق از پودر پرلیت کلسینه‌شده (حرارت‌دهی در دمای ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد به مدت یک ساعت) استفاده گردید.

برای تمامی طرح‌ها از شن شکسته‌شده به‌عنوان درشت‌دانه با حداکثر اندازه ۱۹ میلی‌متر و ماسه طبیعی به‌عنوان ریزدانه استفاده گردید. برای رسیدن به کارایی مطلوب از فوق روان‌کننده در حد نیاز استفاده شد. فوق روان‌کننده مورد استفاده از نوع پایه پلی‌کربوکسیلات بوده است. وزن مخصوص این فوق روان‌کننده ۱/۲ gr/cm³ است و محدوده مصرف آن ۰/۸ تا ۱/۲ درصد وزنی سیمان مصرفی می‌باشد. برای ساخت و عمل‌آوری نمونه‌های بتنی از آب شرب استفاده گردید.

گردید. ابتدا برای پیدا کردن زمان بهینه خشک‌کردن نمونه‌ها، نمونه‌های مختلف بتنی در داخل آون در دمای ۵۰ درجه سانتی‌گراد، قرار داده شدند و در روزهای متوالی وزن گردیدند و میزان تغییر وزن آنها ثبت گردید. پس از گذشت ۷ روز، تقریباً وزن تمامی نمونه‌ها ثابت باقی ماند. پس از این مرحله برای پیدا کردن زمان بهینه، نمونه‌ها به مدت‌های مختلف در خلأ قرار داده شدند و اشباع گردیدند. سپس نمونه‌ها از وسط به دو نیم تقسیم شدند و میزان نفوذ محلول کلرید با استفاده از اسپری محلول ۰/۱ مول نیترا ت نقره مشاهده گردید.

نحوه انجام و محاسبه

بعد از نصب و بستن سلول‌ها، ولتاژ اعمال می‌شود و پس از گذشت ۱ دقیقه، میزان جریان عبوری قرائت می‌شود. این جریان به‌عنوان خروجی آزمایش ثبت می‌شود. همان‌طور که گفته شد، اختلاف پتانسیل اعمالی ۱۰ ولت می‌باشد که برای پیدا کردن ولتاژ بهینه، اختلاف پتانسیل‌های مختلف (۱۰، ۲۰ و ۳۰ ولت) اعمال می‌شود و باتوجه به میزان جریان عبوری و تغییرات آن در طول زمان، اختلاف پتانسیل بهینه تعیین می‌گردد.

برای محاسبه رسانایی هر نمونه با استفاده از میزان ولتاژ اعمالی، جریان قرائت شده و ابعاد نمونه، از رابطه (۳) استفاده می‌شود.

$$\sigma = \frac{i}{V} \cdot \frac{t}{A} \quad (3)$$

که در آن σ رسانایی نمونه [mS/cm]، i جریان الکتریکی [mA]، V اختلاف پتانسیل [V]، t ضخامت نمونه [cm] و A سطح مقطع نمونه [cm²] می‌باشد.

برنامه آزمایشگاهی

به‌منظور بررسی عملکرد روش ارائه‌شده برای سنجش مقاومت بتن در مقابل نفوذ یون‌های کلرید از ۲۰ طرح

جدول ۱ ساختار شیمیایی و مشخصات فیزیکی سیمان و مواد پوزولانی مورد استفاده

ترکیبات شیمیایی (%)	سیمان	دوده سیلیس	پرلیت کلسینه شده
SiO ₂	۲۱/۳۲	۹۳/۶	۷۲/۶۲
Al ₂ O ₃	۴/۳	۱/۳	۱۴/۳۲
Fe ₂ O ₃	۲/۲	۰/۹	۱/۵۴
CaO	۶۵/۳	۰/۵	۲/۲۴
SO ₃	۲/۰۹	۰/۱	---
MgO	۲/۱۷	۱/۰	۰/۸۲
Na ₂ O	۰/۳۶	۰/۳۶	۲/۸۵
K ₂ O	۰/۶۳	۰/۹	۴/۹
LOI	۰/۹۱	---	۲/۶۷
مشخصات فیزیکی	وزن مخصوص	۳/۱	۲/۱۴
	نرمی (cm ² /g)	۲۹۰۸	---

جدول ۲ طرح‌های اختلاط

ردیف	عنوان طرح	مقدار مواد سیمانی (kg/m ³)	w/b	مواد پوزولانی		مقاومت فشاری ۲۸ روزه (MPa)
				نوع	درصد جایگزینی	
۱	SF404500	۴۰۰	۰/۴۵	SF	۰	۴۶/۰
۲	SF403500	۴۰۰	۰/۳۵	SF	۰	۶۲/۳
۳	SF354500	۳۵۰	۰/۴۵	SF	۰	۵۰/۵
۴	SF353500	۳۵۰	۰/۳۵	SF	۰	۶۵/۸
۵	SF404507	۴۰۰	۰/۴۵	SF	۷/۵	۵۸/۰
۶	SF403507	۴۰۰	۰/۳۵	SF	۷/۵	۷۸/۰
۷	SF354507	۳۵۰	۰/۴۵	SF	۷/۵	۶۰/۳
۸	SF353507	۳۵۰	۰/۳۵	SF	۷/۵	۷۸/۰
۹	SF404515	۴۰۰	۰/۴۵	SF	۱۵	۶۰/۳
۱۰	SF403515	۴۰۰	۰/۳۵	SF	۱۵	۷۸/۵
۱۱	SF354515	۳۵۰	۰/۴۵	SF	۱۵	۶۴/۳
۱۲	SF353515	۳۵۰	۰/۳۵	SF	۱۵	۸۰/۰
۱۳	Pe304500	۳۰۰	۰/۴۵	CPP	۰	۴۳/۳
۱۴	Pe304510	۳۰۰	۰/۴۵	CPP	۱۰	۴۰/۰
۱۵	Pe304520	۳۰۰	۰/۴۵	CPP	۲۰	۳۹/۰
۱۶	Pe304530	۳۰۰	۰/۴۵	CPP	۳۰	۴۰/۰
۱۷	Pe303500	۳۰۰	۰/۳۵	CPP	۰	۵۹/۰
۱۸	Pe303510	۳۰۰	۰/۳۵	CPP	۱۰	۵۳/۸
۱۹	Pe303520	۳۰۰	۰/۳۵	CPP	۲۰	۵۳/۰
۲۰	Pe303530	۳۰۰	۰/۳۵	CPP	۳۰	۵۱/۳

طرح‌های اختلاط و ساخت

متغیرهای طرح‌های اختلاط ساخته شده شامل عیار سیمان (۳۰۰، ۳۵۰ و ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب)، آب به مواد سیمانی (۰/۳۵ و ۰/۴۵)، درصد جایگزینی دوده سیلیس به عنوان جایگزین سیمان (صفر و ۷/۵ درصد وزنی سیمان) و همچنین درصد پرلیت جایگزینی سیمان (صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد وزنی سیمان) می‌باشد. خلاصه طرح‌های اختلاط در جدول (۲)، آورده شده است.

برای ساخت نمونه‌ها، ابتدا سنگدانه‌ها و آب لازم برای رسیدن به حالت SSD درون مخلوط‌کن ریخته شد و عمل اختلاط صورت پذیرفت. در ادامه، دوده سیلیس و یا پرلیت که با مقداری از آب اختلاط به صورت لجن درآمده بودند به سیستم اضافه شد و عمل اختلاط ادامه یافت. در انتها، سیمان اضافه شد و درجین اختلاط مابقی آب به صورت تدریجی به مخلوط اضافه شد.

تراکم بتن در قالب‌ها با استفاده از میز ویریه انجام شد. پس از عملیات ماله‌کشی، قالب‌ها با گونی مرطوب و یک لایه پلاستیک پوشیده و به مدت ۲۰ تا ۲۴ ساعت در دمای آزمایشگاه نگهداری گردیدند. پس از طی این مدت نمونه‌ها از قالب خارج شدند و به محفظه‌های حاوی آب آهک اشباع منتقل شدند و تا زمان آزمایش در دمای 23 ± 3 درجه سانتی‌گراد نگهداری گردیدند.

نتایج و بحث

به منظور تفسیر نتایج و مقایسه آنها با روش‌های استاندارد موجود، هم‌زمان با روش ارائه شده، که پس از این آن را MBCT (Modified Bulk Conductivity Test) می‌نامیم، دو آزمایش RCPT [24] و Bulk Conductivity [25] نیز بر روی تمامی طرح‌های اختلاط انجام گردید. همچنین آزمایش Bulk Diffusion [26] نیز بر روی نمونه‌های حاوی دوده سیلیس پس از ۹۱ روز عمل‌آوری انجام شد.

برای انجام آزمایش‌های RCPT و BC، برای هر طرح اختلاط و در هر سن آزمایش، سه نمونه

به ضخامت ۵۰ میلی‌متر از میان نمونه استوانه‌ای 100×200 میلی‌متری برش داده شد. بعد از آماده‌سازی نمونه‌ها طبق استاندارد، نمونه‌ها در داخل سلول‌های آزمایش قرار داده شدند و اختلاف پتانسیل ۶۰ ولت به دو سر نمونه‌ها اعمال گردید و جریان عبوری از آنها ثبت گردید. از میانگین نتایج سه نمونه برای کاهش پراکندگی نتایج استفاده گردید. همچنین از نمونه‌های مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری برای آزمایش BD استفاده گردید. نمونه‌ها پس از عمل‌آوری، مطابق استاندارد به مدت ۵ ماه در محلول NaCl با غلظت ۱۶۵ گرم در لیتر قرار داده شدند. در نهایت ضریب انتشار یون‌های کلرید با برازش رابطه فیک بر روی پروفیل نفوذ یون‌های کلرید محاسبه گردید. نتایج آزمایش‌ها در جدول ۳، آورده شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، در تمامی نمونه‌ها، برای مقادیر مساوی مواد سیمانی، با کاهش نسبت آب به مواد سیمانی و در نتیجه کاهش منافذ موئین، رسانایی و نفوذپذیری بتن کاهش پیدا می‌کند.

به علاوه، در نسبت ثابت آب به مواد سیمانی، با کاهش عیار مواد سیمانی، رسانایی و مجموع بار الکتریکی عبوری از نمونه‌ها کاهش پیدا می‌کند. دلیل این امر را این‌گونه می‌توان بیان کرد که با کاهش عیار مواد سیمانی، فاز خمیر سیمان نسبت به فاز مصالح سنگی در حجم بتن کاهش می‌یابد. از طرفی مصالح سنگی به عنوان مواد نارسا در ساختار بتن عمل می‌کند. بنابراین با افزایش نسبت فاز نارسای بتن به فاز خمیر سیمان، رسانایی بتن کاهش می‌یابد.

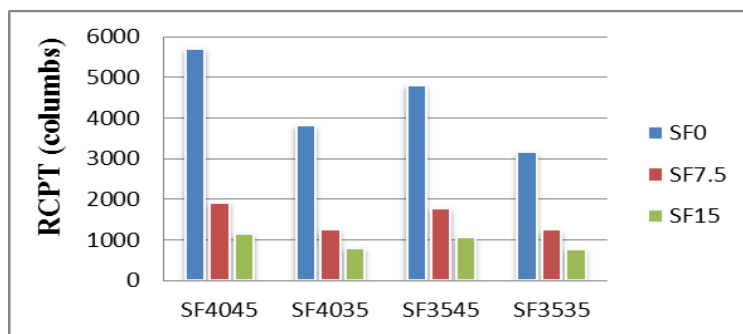
همان‌طور که در شکل‌های (۲) تا (۵) مشاهده می‌گردد، در نسبت‌های آب به مواد سیمانی ثابت و عیار مواد سیمانی مساوی، در اثر جایگزینی سیمان با دوده سیلیس، رسانایی الکتریکی نمونه‌ها و مجموع بار الکتریکی عبوری در آزمایش RCPT به میزان زیادی کاهش پیدا می‌کند. دلیل این امر را این‌گونه می‌توان بیان کرد که واکنش‌های پوزولانی باعث افزایش پیچ‌وخم‌های منافذ موئین در خمیر سیمان می‌شود و

۵ مول می‌باشد که باعث شده است رسانایی مایع منفذی نمونه‌های مختلف شبیه به هم باشند. بنابراین تغییرات در رسانایی نمونه‌ها به‌خاطر تغییرات در ریزساختار منافذ موین آنها می‌باشد. بنابراین، می‌توان گفت که نتایج این روش حساسیت کمی نسبت به تغییرات رسانایی مایع منفذی نمونه‌های مختلف آزمایش دارد و نتایج آن متناسب با ریزساختار منافذ و نفوذپذیری نمونه‌ها می‌باشد.

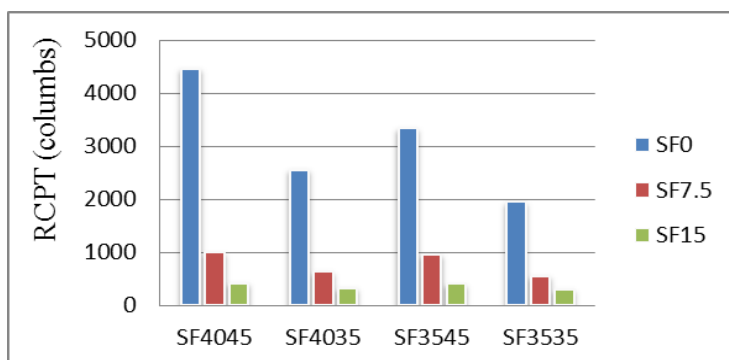
باعث افزایش تراکم آن می‌شود. علاوه بر آن واکنش‌های پوزولانی باعث مصرف یون‌های OH^- موجود در مایع منفذی بتن می‌شوند که مهم‌ترین نقش را در رسانایی مایع منفذی بتن دارند [27]. در نتیجه، با مصرف آنها رسانایی بتن به‌شدت کاهش می‌یابد. اما باتوجه به شکل‌های (۶) و (۷) این کاهش رسانایی در روش MBCT تعدیل یافته است. دلیل این امر اشباع‌سازی نمونه‌های آزمایش توسط محلول NaCl

جدول ۳ نتایج آزمایش‌ها

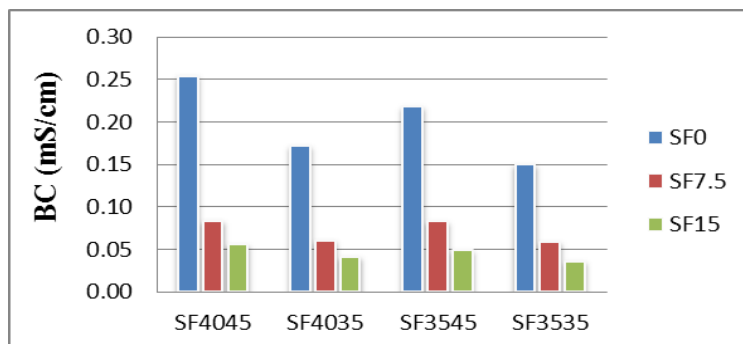
ردیف	عنوان طرح	BC (mS/cm)		RCPT (columbs)		MBCT (mS/cm)		BD ($\text{m}^2/\text{s} \times 10^{-12}$)
		۲۸ روزه	۹۱ روزه	۲۸ روزه	۹۱ روزه	۲۸ روزه	۹۱ روزه	شروع از ۹۱ روزه
۱	SF404500	۰/۲۵۴	۰/۱۸۳	۵۷۰۶	۴۴۶۰	۱/۰۹	۰/۸۸	۴/۰۰
۲	SF403500	۰/۱۷۲	۰/۱۱۹	۳۸۰۷	۲۵۵۶	۰/۷۲	۰/۵۹	۳/۱۳
۳	SF354500	۰/۲۱۸	۰/۱۴۹	۴۸۰۲	۳۳۳۵	۰/۹۸	۰/۸۲	۳/۲۳
۴	SF353500	۰/۱۵۰	۰/۰۸۸	۳۱۵۸	۱۹۴۴	۰/۶۲	۰/۴۳	۲/۱۹
۵	SF404507	۰/۰۸۴	۰/۰۴۷	۱۹۱۸	۹۸۸	۰/۶۱	۰/۴۷	۱/۹۲
۶	SF403507	۰/۰۶۰	۰/۰۳۰	۱۲۶۲	۶۲۹	۰/۴۰	۰/۳۰	۱/۲۱
۷	SF354507	۰/۰۸۳	۰/۰۴۳	۱۷۷۲	۹۵۸	۰/۵۷	۰/۴۴	۱/۴۲
۸	SF353507	۰/۰۵۹	۰/۰۲۷	۱۲۴۳	۵۵۱	۰/۳۶	۰/۲۳	۰/۷۹
۹	SF404515	۰/۰۵۶	۰/۰۱۹	۱۱۴۳	۴۱۷	۰/۵۰	۰/۴۰	۱/۴۷
۱۰	SF403515	۰/۰۴۱	۰/۰۱۵	۷۹۶	۳۱۹	۰/۳۳	۰/۲۷	۰/۸۴
۱۱	SF354515	۰/۰۴۹	۰/۰۱۸	۱۰۶۲	۳۹۶	۰/۴۶	۰/۳۵	۱/۳۰
۱۲	SF353515	۰/۰۳۶	۰/۰۱۴	۷۵۰	۲۹۴	۰/۳۰	۰/۱۹	۰/۷۰
۱۳	Pe304500	۰/۳۰۳	۰/۲۰۲	۶۷۶۹	۵۴۷۲	۱/۵۷	۱/۴۰	---
۱۴	Pe304510	۰/۲۴۹	۰/۱۲۱	۵۷۹۶	۱۶۱۸	۱/۵۰	۱/۲۰	---
۱۵	Pe304520	۰/۲۰۷	۰/۰۷۲	۴۳۷۴	۱۴۸۵	۱/۳۱	۱/۰۳	---
۱۶	Pe304530	۰/۱۴۸	۰/۰۵۰	۳۱۲۹	۱۰۴۲	۱/۲۵	۰/۸۱	---
۱۷	Pe303500	۰/۱۷۹	۰/۱۳۱	۳۹۲۲	۳۱۵۹	۱/۲۴	۱/۰۹	---
۱۸	Pe303510	۰/۱۶۲	۰/۰۸۲	3550	۲۰۱۰	۱/۲۰	۰/۹۵	---
۱۹	Pe303520	۰/۱۴۱	۰/۰۵۲	۳۰۷۸	۱۱۲۰	۱/۰۴	۰/۸۳	---
۲۰	Pe303530	۰/۱۲۵	۰/۰۴۴	۲۶۹۲	۸۱۰	۰/۹۹	۰/۶۵	---



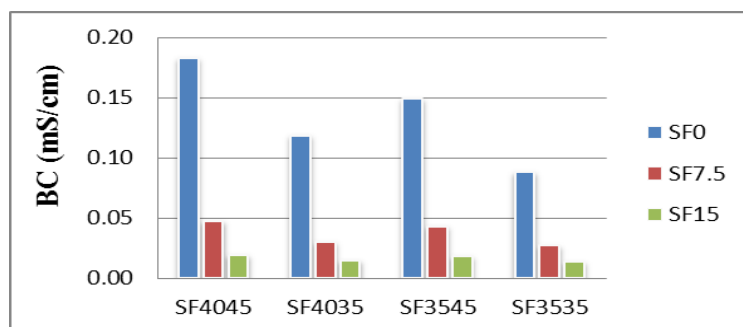
شکل ۲ نتایج آزمایش RCPT طرح‌های حاوی دوده سیلیس، ۲۸ روزه



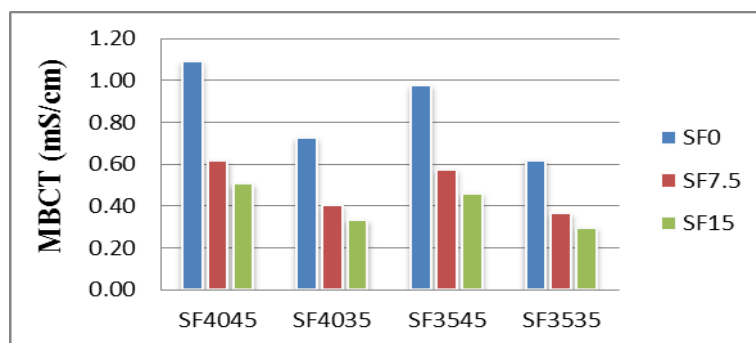
شکل ۳ نتایج آزمایش RCPT طرح‌های حاوی دوده سیلیس، ۹۱ روزه



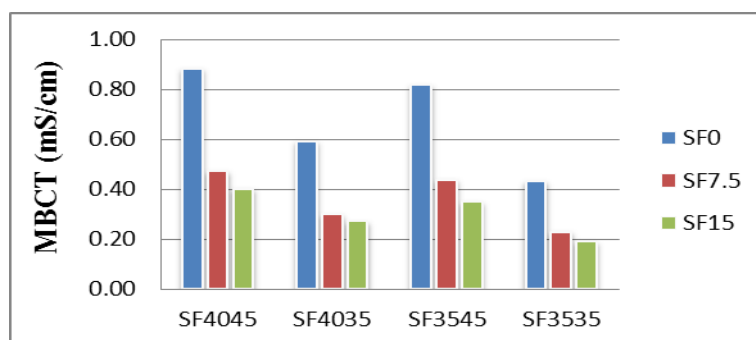
شکل ۴ نتایج آزمایش BC طرح‌های حاوی دوده سیلیس، ۲۸ روزه



شکل ۵ نتایج آزمایش BC طرح‌های حاوی دوده سیلیس، ۹۱ روزه



شکل ۶ نتایج آزمایش MBCT طرح‌های حاوی دوده سیلیس، ۲۸ روزه



شکل ۷ نتایج آزمایش MBCT طرح‌های حاوی دوده سیلیس، ۹۱ روزه

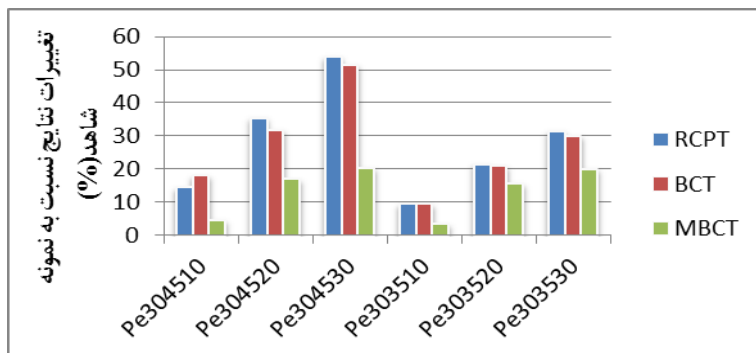
دلیل اصلی این مسئله پیشرفت واکنش‌های پوزولانی پرلیت کلسینه‌شده می‌باشد که باعث کاهش رسانایی مایع منفذی شده است.

براساس روابط بین نتایج این سه روش و پایه‌های فیزیکی آنها، می‌توان از جدول پیشنهادی (۴) برای رده‌بندی بتن‌های مختلف از جهت نفوذپذیری آنها در مقابل یون‌های کلرید استفاده کرد.

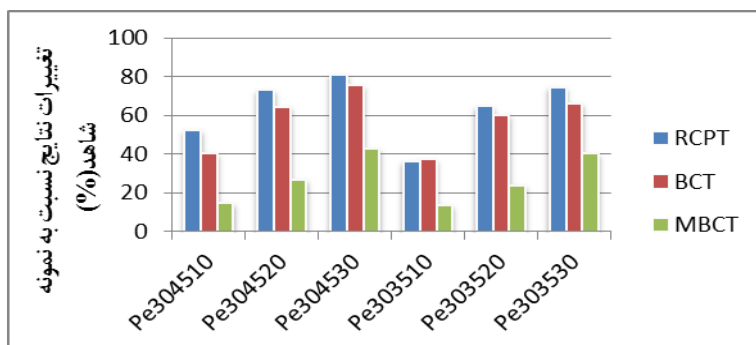
در شکل (۱۰) ارتباط بین نتایج آزمایش MBCT نمونه‌های حاوی دوده سیلیس در سن ۹۱ روز با نتایج آزمایش BD آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود بین نتایج رابطه‌ای توانی با دقت بالا ($R^2=0.94$) وجود دارد. بنابراین می‌توان گفت که نتایج آزمایش MBCT به‌خوبی بیانگر مشخصات انتشارپذیری بتن می‌باشد و می‌توان از آنها برای پیش‌بینی انتشارپذیری نمونه‌های بتنی استفاده کرد.

شکل‌های (۸) و (۹)، بیانگر نسبت تغییرات نتایج آزمایش‌های انجام‌شده بر روی نمونه‌های حاوی پرلیت کلسینه‌شده نسبت به نمونه‌های شاهد در درصد‌های مختلف جایگزینی سیمان می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییرات نتایج آزمایش MBCT نسبت به دو روش دیگر کمتر می‌باشد.

جایگزینی سیمان با پرلیت کلسینه‌شده در سطح‌های مختلف باعث کاهش نتایج آزمایش‌های RCPT و BC تا نصف در سن ۲۸ روز شده است. دلایل اصلی این امر کاهش مقدار سیمان طرح و واکنش‌های پوزولانی می‌تواند باشد [28]. درحقیقت، جایگزینی سیمان باعث کاهش یون‌های موجود در مایع منفذی می‌شود و واکنش‌های پوزولانی می‌تواند این مسئله را تشدید کند. علاوه بر آن، در سن ۹۱ روز، این کاهش در نتایج شدیدتر می‌شود و به کمتر از یک‌پنجم درمقایسه با نمونه‌های شاهد می‌رسد. می‌توان گفت



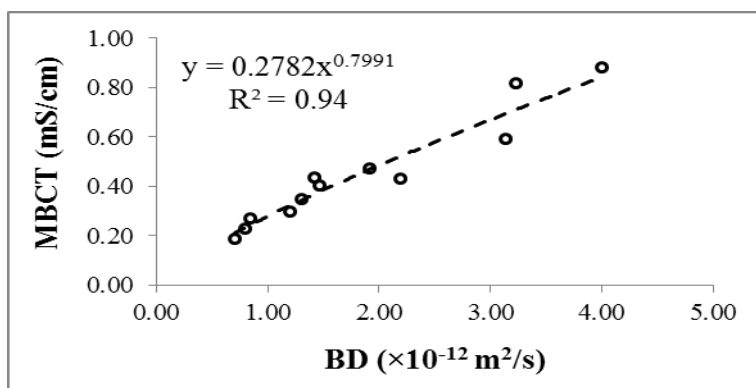
شکل ۸ تغییرات نتایج آزمایش‌های طرح‌های حاوی CPP نسبت به نمونه شاهد، ۲۸ روزه



شکل ۹ تغییرات نتایج آزمایش‌های طرح‌های حاوی CPP نسبت به نمونه شاهد، ۹۱ روزه

جدول ۴ رده‌بندی بتن از جهت نفوذپذیری درمقابل یون‌های کلرید

Chloride permeability	RCPT (coulombs) [24]	BC (mS/cm)	MBCT (mS/cm)
high	> ۴۰۰۰	> ۰/۱۶	> ۱/۱
medium	۲۰۰۰ - ۴۰۰۰	۰/۰۸ - ۰/۱۶	۰/۷۱ - ۱/۱
low	۱۰۰۰ - ۲۰۰۰	۰/۰۴ - ۰/۰۸	۰/۴۵ - ۰/۷۱
very low	۱۰۰ - ۱۰۰۰	۰/۰۰۴ - ۰/۰۴	۰/۱۳ - ۰/۴۵
negligible	< ۱۰۰	< ۰/۰۰۴	< ۰/۱۳



شکل ۱۰ ارتباط بین نتایج آزمایش‌های MBCT و BD

نتیجه‌گیری

روش MBCT که در این مقاله ارائه شد، دارای پایه‌های تئوری واضح و دقیقی می‌باشد. می‌توان گفت این روش، یکی از سریع‌ترین روش‌های سنجش مقاومت بتن در برابر نفوذ یون‌های کلرید می‌باشد که تا به حال ارائه شده است. علاوه بر آن نتایج زیر را می‌توان از این تحقیق بیان کرد:

۱. نتایج آزمایش‌های انجام‌شده نشان می‌دهد که استفاده از دوده سیلیس و پرلیت کلسینه‌شده باعث کاهش نفوذپذیری بتن می‌شود. واکنش‌های پوزولانی ساختار منافذ را متراکم‌تر می‌کند و ارتباطات آنها را قطع می‌کند.
۲. در تمامی نمونه‌ها، برای مقادیر مساوی مواد سیمانی، با کاهش نسبت آب به مواد سیمانی و در نتیجه کاهش منافذ موئین، رسانایی و نفوذپذیری بتن کاهش پیدا می‌کند. به علاوه، در نسبت آب به مواد سیمانی ثابت، کاهش عیار مواد سیمانی باعث کاهش رسانایی و مجموع بار الکتریکی عبوری از نمونه‌ها می‌شود.

مراجع

1. C. Andrade, R. d'Andrea, and N. Rebolledo, "Chloride Ion Penetration in Concrete: The Reaction Factor in the Electrical Resistivity Model", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 47, PP. 41-46, (2014).
2. A. Atkinson and A. K. Nickerson, "The Diffusion of Ions through Water-saturated Cement", *Journal of Materials Science*, Vol. 19, PP. 3068-3078, (1984).
3. K. Audenaert, Q. Yuan, and G. De Schutter, "On the Time Dependency of the Chloride Migration Coefficient in Concrete", *Construction and building materials*, Vol. 24, PP. 396-402, (2010).
4. R. D. Hooton and E. Karkar, "Specifying Fluid Penetration Resistance of Concrete", presented at the international congress on durability of concrete, (2012).
5. H. Sorensen and J. M. Fredriksen, "Testing and Modelling of Chloride Penetration into Concrete", *Nordic Concrete Research, Research Projects 1990*, Oslo, PP. 354-356, (1990).
6. Z. T. and O. E. Gjorv, "A Fundamental Study of Chloride Diffusion into Cementitious Materials" *Journal of Physical Chemistry*, (1995).

۳. با مصرف یون‌های OH^- در واکنش‌های پوزولانی، رسانایی مایع منفذی کاهش پیدا می‌کند. در نتیجه، شاخص نفوذپذیری نمونه‌های بتنی حاوی دوده سیلیس و پرلیت کلسینه‌شده در آزمایش‌های RCPT و BC کاهش شدیدی نسبت به نمونه‌های شاهد نشان می‌دهد. این مسئله باعث ضعف این روش‌ها در سنجش نفوذپذیری کلریدی نمونه‌های بتنی حاوی پوزولان می‌باشد.
۴. مشاهده گردید که رابطه‌ای قوی بین نتایج آزمایش‌های MBCT و BD وجود دارد.
۵. نتایج نشان می‌دهد که روش MBCT نسبت به روش‌های RCPT و BC حساسیت کمتری نسبت به جایگزینی سیمان با پوزولان‌ها و در نتیجه تغییرات رسانایی مایع منفذی دارد. این امر به دلیل اشباع‌سازی نمونه‌ها توسط محلول غلیظ NaCl می‌باشد که باعث می‌شود نمونه‌های مختلف بتنی دارای رسانایی‌های مایع منفذی مشابهی باشند. بنابراین می‌توان از MBCT به عنوان روشی مناسب و قابل اطمینان در جهت ارزیابی عملکرد و دوام بتن‌های مختلف، استفاده کرد.

7. A. Pilvar, A. A. Ramezaniapour, and H. Rajaie, "New Method Development for Evaluation Concrete Chloride Ion Permeability", *Construction and Building Materials*, (2015).
8. D. Whiting, "Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete", Final Report Portland Cement Association, Skokie, IL. Construction Technology Labs., Vol. 1, (1981).
9. A. A. Ramezaniapour, A. Pilvar, M. Mahdikhani, and F. Moodi, "Practical Evaluation of Relationship between Concrete Resistivity, Water Penetration, Rapid Chloride Penetration and Compressive Strength", *Construction and Building Materials*, Vol. 25, PP. 2472-2479, (2011).
10. P. E. Streicher and M. G. Alexander, "A Chloride Conduction Test for Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, PP. 1284-1294, (1995).
11. Nordtest, "NT Build 355: Concrete, Mortar and Cement Based Repair Materials: Chloride Diffusion Coefficient from Migration Cell Experiments. Nordtest Standards Institution", ed, (1995).
12. T. Luping and L.O. Nilsson, "Rapid Determination of the Chloride Diffusivity in Concrete by Applying an Electric Field", *ACI Materials Journal*, Vol. 89, (1993).
13. Y. Shimizu, "An Electrical Method for Measuring the Setting Time of Portland Cement", *Mill Section of Concrete*, Vol. 32, PP. 111-113, (1928).
14. J. Calleja, "Effect of Current Frequency on Measurement of Electrical Resistance of Cement Pastes", in *ACI Journal Proceedings*, (1952).
15. H. Whittington, J. McCarter, and M. Forde, "The Conduction of Electricity through Concrete", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 33, PP. 48-60, (1981).
16. "Resistivity Measurements in Cementitious Systems: Observations of Factors that Influence the Measurements", *Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2342, PP. 90 - 98, (2013).
17. A. A. Ramezaniapour, A. R. Pilvar, M. Mahdikhani, F. Moodi, and R. Pilvar, "Developing a Modified Rapid Chloride Permeability Test for Mortar Concrete", in *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting III*, ed: CRC Press, PP. 279-286, (2012).
18. J. O. M. Bockris and A. K. N. Reddy, *Modern Electrochemistry*, 2nd Edition ed.: Macdonald Ltd. London, (2000).
19. R. K. Dhir, M. R. Jones, H. E. H. Ahmed, and A. M. G. Seneviratne, "Rapid Estimation of Chloride Diffusion Coefficient in Concrete", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 42, PP. 177-185, (1990).
20. K. Snyder, "The Relationship between the Formation Factor and the Diffusion Coefficient of Porous Materials Saturated with Concentrated Electrolytes: Theoretical and Experimental Considerations", *Concrete Science and Engineering*, Vol. 3, PP. 216-224, (2001).
21. L. Tang, "Electrically Accelerated Methods for Determining Chloride Diffusivity in Concrete—Current Development ", *Magazine of concrete research*, Vol. 48, PP. 173-179, (1996).
22. C. L. Page and Ø. Vennesland, "Pore Solution Composition and Chloride Binding Capacity of Silica-Fume Cement Pastes", *Materials and Structures*, Vol. 16, PP. 19-25, (1983).

23. M. Pigeon, F. Garnier, R. Pleau, and P.-C. Aitcin, "Influence of Drying on the Chloride Ion Permeability of HPC", *Concrete International*, Vol. 15, (1993).
24. ASTM, "C 1202: Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration", ed. ASTM International: West Conshohocken Pennsylvania, (2012).
25. ASTM, "C 1760: Standard Test Method for Bulk Electrical Conductivity of Hardened Concrete", ed, (2012).
26. ASTM, "C 1556: Standard Test Method for Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixtures by Bulk Diffusion", ed, (2011).
27. C. Shi, J. A. Stegemann, and R. J. Caldwell, "Effect of Supplementary Cementing Materials on the Specific Conductivity of Pore Solution and its Implications on the Rapid Chloride Permeability Test (AASHTO T277 and ASTM C1202) Results", *ACI Materials Journal*, Vol. 95, (1998).
28. A. Ramezaniapour, S. M. Motahari Karein, P. Vosoughi, A. Pilvar, S. Isapour, and F. Moodi, "Effects of Calcined Perlite Powder as a SCM on the Strength and Permeability of Concrete", *Construction and Building Materials*, Vol. 66, PP. 222-228, (2014).

ارزیابی اثرات توپوگرافی بر تفرق امواج لرزه‌ای با استفاده از روش المان مرزی*

(یادداشت پژوهشی)

رضا تارینژاد^(۲)محسن ایثاری^(۱)

چکیده در این تحقیق برای ارزیابی اثرات توپوگرافی از روش المان مرزی سه بعدی که یکی از فنون عددی بسیار قدرتمند برای تحلیل مسائل به ویژه موضوعات مربوط به انتشار امواج است، استفاده می‌شود. نتایج به دست آمده از تحلیل توپوگرافی‌های مختلف به شکل‌های مثلثی، دوزنقه‌ای، نیم دایره‌ای و نیم بیضی تحت اثر امواج لرزه‌ای SH نشان می‌دهد که یکی از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر الگوی رفتار دینامیکی دره، پارامتر هندسی (شکل و عمق) می‌باشد، که این عوامل در فرکانس‌های مختلف اثرات متفاوتی از خود نشان می‌دهند. علاوه بر این، اثر پارامترهای دیگر مانند زاویه برخورد و همچنین خواص مصالح دره (مدول الاستیسیته، میرایی و ضریب پواسون) نیز مورد ارزیابی قرار گرفتند.

واژه‌های کلیدی توپوگرافی، المان مرزی، تفرق امواج، اثرات ساختگاه، هندسه دره.

Investigation Effects of Canyon Topography on the Seismic Wave Scattering by 3D-BEM

M. Isari

R. Tarinejad

Abstract A Boundary Element Code has been developed and verified by numerous study. The results of the analysis of topographic forms triangular, trapezoidal, semi-circular and semi-elliptical under seismic SH waves show that one of the important factors that influence on the dynamic behavior canyons are geometric parameters (shape and depth). These factors with different frequency have various effect. The results indicated that several parameters such as wave parameters (frequency and direction) are factors that affecting the pattern of displacement on the canyon. It was demonstrated that the effects of this parameters are highly dependent with incoming frequency. That is demonstrated with increasing frequency, Effects of depth is increases. It is clear that, the graph of materials effects (damping and Poisson) on the dynamic behavior and displacement pattern are undeniable and increase the accuracy of result that need to be considered.

Key Words Topography, Three-Dimensional Boundary Element method, Wave Scattering, Site Effect, Canyon Geometry.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۲/۲۹ تاریخ پذیرش آن ۹۵/۲/۱۵ می‌باشد.

(۱) کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.

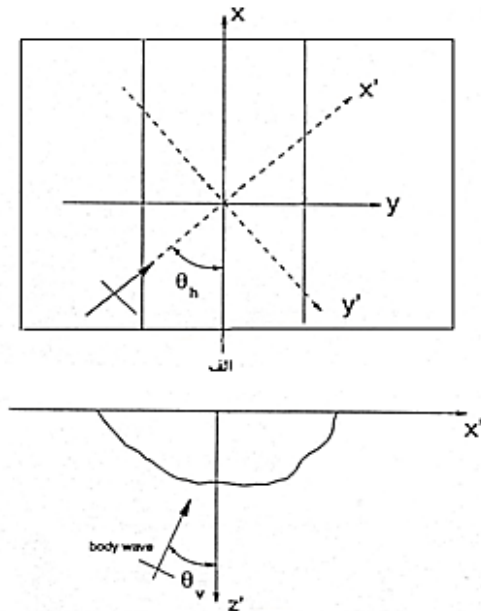
(۲) نویسنده مسئول: استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.

مقدمه

مطالعات زیادی درخصوص پدیده تشدید توپوگرافی روی امواج لرزه‌ای توسط محققان مختلف انجام گرفته است. یکی از نمونه‌های بسیار واضح درخصوص این پدیده، گسیختگی‌های سنگی به وجود آمده در تکیه‌گاه سد پاکویم واقع در کالیفرنیا در طول زمین‌لرزه‌های بزرگ می‌باشد. بررسی‌های صورت گرفته نشان می‌دهند این گسیختگی‌های سنگی مربوط به پدیده اثر توپوگرافی می‌باشد. رکوردهای زمین‌لرزه ثبت شده در زلزله ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۷۱ سن‌فرناندو و بالای کوه و قعر دره نزدیک مخزن و سد پاکویم نشان می‌دهند که ماکزیمم شتاب زمین در بالای کوهی که جناح چپ سد را تشکیل می‌دهد در دو زلزله مذکور به ترتیب برابر $g/0.58$ و $g/1.05$ بوده است، در حالی که در قعر دره $g/0.43$ و $g/0.49$ اندازه‌گیری شده است. بدین ترتیب بزرگ‌نمایی توپوگرافی برای زمین‌لرزه سال ۱۹۷۱ زلزله سن‌فرناندو و زمین‌لرزه سال ۱۹۹۴ زلزله نورتریج مشخص شدند [1, 2]. موسسیان و دراوینسکی در سال ۱۹۹۰ به بررسی مسئله بزرگ‌نمایی امواج الاستیک در یک دره سه‌بعدی به شکل دل‌خواه پرداختند و پاسخ‌های حالت دائم و گذرا را به دست آوردند [3, 4]. یوان و جیانگ به کمک گسسته‌سازی به شکل نوار محدود، فرمولاسیون روش المان مرزی در حل مسائل تفرق از یک دره سه‌بعدی به شکل دل‌خواه را استخراج کردند. با این روش حجم محاسبات کاهش می‌یابد و دقت محاسبات در مقایسه با روش‌های مرسوم المان محدود و المان مرزی بالا می‌رود [5]. اشراقی و دراوینسکی توانستند با استفاده از بسط توابع موج در مختصات کروی، مسئله تفرق امواج هارمونیک در برخورد با دره سه‌بعدی را مورد تحلیل و ارزیابی قرار دهند [6]. از موارد دیگر تحقیقات صورت گرفته در این زمینه می‌توان به تحقیق تاری‌نژاد و همکاران اشاره کرد که به بررسی و آنالیز تأثیرات بزرگ‌نمایی توپوگرافی بر ساختگاه دره‌ای با استفاده از روش المان مرزی سه‌بعدی پرداخته‌اند. آنها با در نظر گرفتن بعضی از پارامترهای

تأثیرگذار بر بزرگ‌نمایی جابه‌جایی حاصل از زلزله مانند زاویه و فرکانس امواج، به بررسی جداگانه این عوامل پرداخته‌اند [7]. کمالیان و همکاران مطالعات پارامتریکی را به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای تپه‌های نیم‌سینوسی، نیم‌بیضی و دوزنقه‌ای شکل در برابر امواج قائم SV و P انجام دادند. در این مطالعات که با استفاده از روش المان مرزی انجام گردید تأثیرات نسبت شکل، نسبت طول موج برخوردی به ابعاد عارضه و ضریب پواسون به طور جداگانه در پاسخ لرزه‌ای تپه‌های یاد شده مورد بررسی قرار گرفتند [8]. کمالیان و همکاران در مقاله‌ای تحت عنوان آنالیز رفتار دوبعدی ساختگاه در حوزه زمان بر روی توپوگرافی سطوح با استفاده از روش المان مرزی، به بیان فرمول‌بندی پیشرفته در حوزه زمان، توسط روش المان مرزی دوبعدی برای حالت الاستودینامیک خطی پرداخته‌اند [9]. یکی دیگر از تحقیقات انجام شده توسط کمالیان و همکاران تحلیل‌های پارامتری متعددی است که روی دره‌ای به شکل نیم‌سینوسی تحت اثر امواج فشاری و برشی منتشر شده در راستای قائم در حالت دوبعدی با استفاده از روش المان مرزی مستقیم در حوزه زمان انجام دادند. طول موج و هندسه ساختگاه و درجه‌ای پایین‌تر مشخصات مصالح و نوع موج مشخصه‌های حاکم بر الگوی بزرگ‌نمایی این دره‌ها شناسایی شدند [10]. امیدوار و رحیمیان در مقالات به بررسی تفرق سه‌بعدی امواج هارمونیک مسطح بر روی سطوح با توپوگرافی خاص با استفاده از روش المان مرزی سه‌بعدی پرداختند. نشان داده می‌شود که برای بررسی هرچه دقیق‌تر حرکات سطحی زمین در توپوگرافی‌های مختلف باید تمام پارامترهای مؤثر مانند هندسه محل، خصوصیات مکانیکی مصالح زمین‌شناسی موجود (دانسیته، نسبت پواسون، مدول برشی) نوع امواج، آزمون و زاویه برخورد و همچنین فرکانس موج در نظر گرفته شود [11, 12]. از دیگر مطالعات صورت گرفته در این زمینه می‌توان به پژوهش‌های گتمیری و همکاران اشاره کرد که با استفاده از روش المان مرزی بهبود یافته، به بررسی

با محور طولی دره (x) می‌سازد. در شکل (۱) مشخصات سیستم و یک مقطع عرضی دل‌خواه از ساختگاه به همراه زوایای برخورد افقی و قائم امواج نشان داده شده است.



شکل ۱ مشخصات سیستم و یک مقطع عرضی دل‌خواه از دره [۷]

در دستگاه مختصات $x'-y'-z'$ جابه‌جایی‌های امواج برخوردی هارمونیک در هر نقطه دل‌خواه از ناحیه نیم‌بی‌نهایت زمین را می‌توان توسط سه مؤلفه جابه‌جایی زیر معرفی کرد.

$$\{u'(x')\}_{inc} = A\{u'\}e^{-ik'x'+iv'z'+i\omega t} \quad (1)$$

که در آن A دامنه جابه‌جایی، ω فرکانس موج، $v' = (\omega/c_p)\cos\theta_v$ و $k' = (\omega/c_p)\sin\theta_v$ برای امواج فشاری و $v' = (\omega/c_s)\cos\theta_v$ و $k' = (\omega/c_s)\sin\theta_v$ برای امواج برشی می‌باشند. c_p و c_s به ترتیب سرعت امواج P و S هستند و بردار $\{u'\}$ عبارت است از:

$$\{u'\} = \begin{cases} (\sin\theta_v, 0, -\cos\theta_v)^T & \text{for p-wave} \\ (\cos\theta_v, 0, \sin\theta_v)^T & \text{for SV-wave} \\ (0, 1, 0)^T & \text{for SH-wave} \end{cases} \quad (2)$$

جابه‌جایی‌های میدان آزاد زمین با مجموع جابه‌جایی‌های برخوردی و جابه‌جایی‌های ناشی از

رفتار الاستودینامیک دوبعدی سطوح شیب‌دار در حوزه زمان پرداخته‌اند. این روش براساس کوتاه شدن انتگرال‌های زمانی است که منجر به کاهش سریع جواب‌های اساسی با گذشت زمان می‌شود [13, 14]. سهرابی بیدار و همکاران به بیان فرمول‌بندی روش المان مرزی سه‌بعدی در حوزه زمان برای تحلیل رفتار ساختگاه پرداختند. برای ارزیابی دقت فرمول‌بندی ارائه‌شده، رفتار لرزه‌ای توپوگرافی‌های مختلف به شکل دره و تپه که در برابر برخورد امواج P, S قرار گرفت ارزیابی شد. نتایج به دست آمده از تحلیل سه‌بعدی رفتار لرزه‌ای نشان داد که تپه سه‌بعدی متقارن دارای پتانسیل بزرگ‌نمایی بیشتری در مقایسه با تپه‌های نامتقارن سه‌بعدی و دوبعدی می‌باشد [15]. سهرابی بیدار و همکاران با استفاده از روش المان مرزی سه‌بعدی مستقیم در حوزه زمان پاسخ دره سه‌بعدی گوسی شکل را به صورت پارامتریک مورد مطالعه قرار دادند. طول موج و هندسه ساختگاه و تا حدودی نوع موج مهاجم پارامترهای مؤثر بر بزرگ‌نمایی این نوع تپه‌ها شناسایی شدند. دره‌های دوبعدی بزرگ‌نمایی و کوچک‌نمایی کوچک‌تری را نسبت به دره‌های سه‌بعدی با هندسه و ابعاد مشابه نشان می‌دهند [16]. در تحقیق حاضر که براساس روش المان مرزی سه‌بعدی در حوزه فرکانس می‌باشد مطالعات پارامتری متنوعی روی دره با هندسه‌های مختلف انجام می‌گیرد و اثرات پارامترهای مختلف در پدیده تفرق امواج لرزه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرند.

حرکات سطح آزاد زمین و دره

گام نخست در بررسی رفتار دینامیکی سازه‌های واقع در ساختگاه‌های دره‌ای در اثر زلزله، شناسایی امواج ایجادشده و محاسبه جابه‌جایی‌های به وجود آمده در محیط نیم‌بی‌نهایت زمین مسطح (بدون وجود دره) در محل تکیه‌گاه‌ها می‌باشد. در حالت سه‌بعدی فرض می‌شود که بردار عمود بر جبهه امواج لرزه‌ای حجمی با بردار انتشار موج، زاویه‌های θ_v با محور قائم (z) و θ_h

در این رابطه u^i ، مؤلفه‌های تغییر مکان در نقطه مرزی i ، u و P مؤلفه‌های تغییر مکان و ترکشن روی تمام مرز، u^* و p^* جواب‌های اساسی تغییر مکان و ترکشن روی مرز در اثر بار واحد متمرکز در نقطه i می‌باشند.

ضریب مستقل c^i معروف به ترم پرش وابسته به هندسه خاص مرز در نقطه i می‌باشد و می‌تواند از ترکشن صفر جسم صلب محاسبه گردد [17, 18]. زمانی که مرز به تعداد ne المان گسسته‌سازی شد با جای‌گذاری معادلات پارامترهای گسسته‌سازی شده در معادله (۷) معادله زیر به دست خواهد آمد:

$$c^i u^i + \sum_{j=1}^{ne} \left\{ \int_{\Gamma_j} p^* \Phi d\Gamma \right\} u^j = \sum_{j=1}^{ne} \left\{ \int_{\Gamma_j} u^* \Phi d\Gamma \right\} p^j \quad (۸)$$

که Γ_j نشان‌دهنده سطح المان j می‌باشد. معادله فوق را می‌توان به فرم زیر بازنویسی کرد.

$$c^i u^i + \sum_{m=1}^n \hat{H}^{im} u^m = \sum_{j=1}^{ne} G^{ij} p^j \quad (۹)$$

بنابراین برای تمام گره‌های i می‌توان سیستم معادلات را به فرم کلی زیر بیان کرد.

$$HU=GP \quad (۱۰)$$

جواب‌های اساسی

جواب‌های معادله (۶) به ازای بار نقطه‌ای هارمونیک با دامنه واحد که در جهت اختیاری (بردار واحد) اعمال گردد، جواب‌های اساسی یا توابع گرین نامیده می‌شوند. این توابع با استفاده از تجزیه هلمهولتز معادلات حاکم به دست می‌آیند. در ادامه جواب‌های اساسی مربوط به تغییر مکان و ترکشن ارائه می‌شوند. این جواب‌ها در منابع موجود همواره با غلط‌های تایپی همراه بوده است که در اینجا فرمول‌های دقیق آنها با استفاده از محاسباتی که نگارنده انجام داده است ارائه می‌گردند.

$$u_{lk}^* = \frac{1}{\alpha \pi \rho c_2^2} [\psi \delta_{lk} - \chi r_{l,r,k}] \quad (۱۱)$$

که در آن ψ و χ برابر مقادیر زیر می‌باشند.

امواج منعکس شده برابر می‌باشد. در دستگاه مختصات $x'-y'-z'$ که امواج در صفحه $x'-z'$ منتقل می‌شوند جابه‌جایی‌های حالت آزاد را می‌توان به صورت زیر بیان نمود. به منظور اختصار در رابطه‌های ارائه شده در ادامه، ضریب $e^{i\omega t}$ حذف شده است.

$$\{u_{ff}'(x')\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} e^{k_s(-\sin \theta_v x' + \cos \theta_v z')t} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} e^{k_s(-\sin \theta_v x' - \cos \theta_v z')t} \quad (۳)$$

معادله حاکم بر حل مسئله

معادلات حاکم بر مسائل الاستودینامیک از روابط ناویر تبعیت می‌کند که به صورت برداری و براساس مؤلفه‌های سرعت امواج به شکل زیر قابل ارائه است.

$$c_1^2 \nabla(\nabla \cdot u) - c_2^2 \nabla \times \nabla \times u - \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -b \quad (۴)$$

در این رابطه $c_1 = (\lambda + 2\mu/\rho)^{0.5}$ و $c_2 = (\mu/\rho)^{0.5}$ به ترتیب سرعت امواج فشاری و برشی در محیط، b نیروهای حجمی در جرم واحد و u بردار جابه‌جایی‌ها می‌باشند. ضمن این که λ و μ ثابت‌های لامه و ρ جرم حجمی جسم مورد نظر می‌باشند. در صورت استفاده از روش تحلیل در حوزه فرکانس، بردار جابه‌جایی‌ها برای تحریک هارمونیک با فرکانس ω به فرم زیر درمی‌آید.

$$u(t) = \bar{u}(\omega) e^{i\omega t} \quad (۵)$$

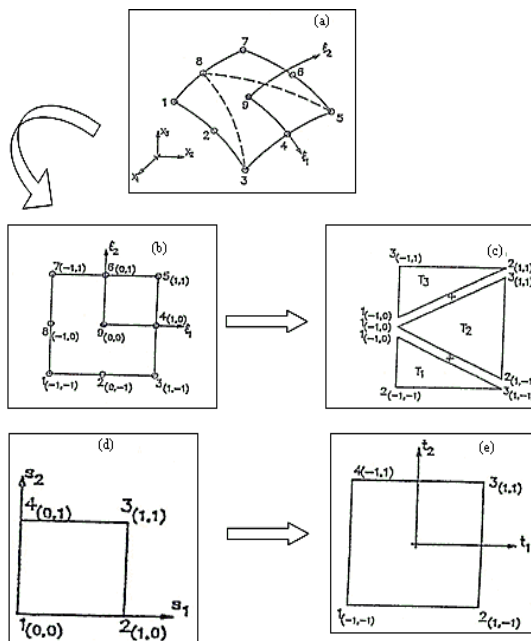
در رابطه فوق، $\bar{u}$ دامنه بردار جابه‌جایی‌ها در حوزه فرکانس می‌باشد. با استفاده از رابطه (۵) معادله برداری (۴) به شکل مستقل از زمان به صورت رابطه (۶) قابل بازنویسی است.

$$c_1^2 \nabla(\nabla \cdot \bar{u}) - c_2^2 \nabla \times \nabla \times \bar{u} + \omega^2 \bar{u} = -b \quad (۶)$$

معادله انتگرال مرزی حاکم بر مسئله می‌تواند از تئوری تقابل دینامیکی به فرم زیر به دست آید.

$$c^i u^i + \int_{\Gamma} p^* u d\Gamma = \int_{\Gamma} u^* p d\Gamma \quad (۷)$$

رهایی یافت و از روش گوس-لژاندر انتگرال‌های اجزا مثلثی را برآورد نمود. به این منظور ابتدا المان مستطیلی برحسب این که نقطه منبع منطبق بر کدام یک از نقاط المان مرزی باشد به تعداد مناسبی المان مثلثی تقسیم می‌گردد. سپس با تبدیل مختصات مناسب انتگرال‌گیری روی المان مستطیلی به انتگرال‌گیری روی المان‌های مثلثی تبدیل می‌گردند. اساس روش تعریف سیستم مختصاتی است که جاکوبین در نقطه منبع صفر گردد به صورتی که با صفر موجود در مخرج هسته انتگرال رفع ابهام شود. برای این منظور سیستم مختصات مطابق شکل (۲) طوری تعریف می‌شود که جاکوبین در نقطه منبع صفر گردد.



شکل ۲ a و b) المان مستطیلی ۹ گرهی اصلی و مادر، c) المان تقسیم شده به زیر المان‌های مثلثی با تکنیکی در گره شماره ۸، d و e) تبدیل‌های لازم برای انتگرال‌گیری از المان مثلثی [۷]

رابطه بین مختصات s_1 و s_2 و مختصات ξ_1 و ξ_2 به صورت زیر می‌باشند.

$$\xi_i = (1-s_1)\xi_i^1 + s_1(1-s_2)\xi_i^2 + s_1s_2\xi_i^3 \quad (13)$$

که در رابطه فوق $i=1,2$ و اعداد بالای ξ

$$\psi = \frac{\exp(-k_2 r)}{r} + \left(\frac{1}{k_2^2 r^2} + \frac{1}{k_2 r}\right) \frac{\exp(-k_2 r)}{r} - \frac{c_2^2}{c_1^2} \left(\frac{1}{k_1^2 r^2} + \frac{1}{k_1 r}\right) \frac{\exp(-k_1 r)}{r}$$

$$\chi = \left(\frac{3}{k_2^2 r^2} + \frac{3}{k_2 r} + 1\right) \frac{\exp(-k_2 r)}{r} - \frac{c_2^2}{c_1^2} \left(\frac{3}{k_1^2 r^2} + \frac{3}{k_1 r} + 1\right) \frac{\exp(-k_1 r)}{r}$$

همچنین $\alpha = 4$ و δ_{ij} نشان‌دهنده تابع دلتای کرونگر و $k_1 = \frac{i\omega}{c_1}$ و $k_2 = \frac{i\omega}{c_2}$ ، به ترتیب اعداد امواج فشاری و برشی می‌باشند. اندیس‌هایی که شامل کاما می‌باشند به منظور مشتق‌گیری نسبت به جهت موردنظر می‌باشد. لازم به ذکر است از روی جواب اساسی مربوط به تغییر مکان می‌توان جواب اساسی مربوط به ترکشن را محاسبه نمود. این کار با استفاده از روابط موجود بین تنش، کرنش و تغییر مکان و نیز رابطه تنش و ترکشن (قانون استوکس) صورت می‌گیرد. جواب اساسی مربوط به ترکشن محاسبه شده از روی جواب اساسی تغییر مکان به صورت زیر می‌باشد [17-18].

$$p_{ik} = \frac{1}{\alpha\pi} \left[\left(\frac{d\psi}{dr} - \frac{1}{r} \chi \right) \left(\delta_{ik} \frac{\partial r}{\partial n} + r_{,k} n_i \right) - \frac{2}{r} \chi (n_k r_{,i} - 2r_{,i} r_{,k}) \frac{\partial r}{\partial n} - 2 \frac{d\chi}{dr} r_{,i} r_{,k} \frac{\partial r}{\partial n} + \left(\frac{c_1^2}{c_2^2} - 2 \right) \left(\frac{d\psi}{dr} - \frac{d\chi}{dr} - \frac{\alpha}{2r} \chi \right) r_{,i} n_k \right] \quad (12)$$

که در آن $d\psi/dr$ و $d\chi/dr$ به شکل زیر می‌باشند.

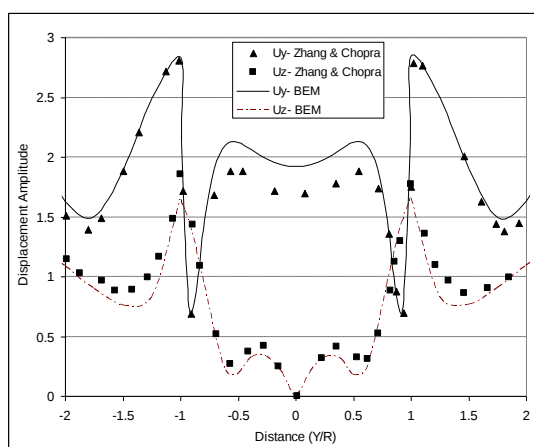
$$\frac{d\psi}{dr} = \left(-\frac{2}{r} - k_2 - \frac{3}{k_2 r^2} - \frac{3}{k_2^2 r^3} \right) \frac{\exp(-k_2 r)}{r} + \frac{c_2^2}{c_1^2} \left(\frac{1}{r} + \frac{3}{k_1 r^2} + \frac{3}{k_1^2 r^3} \right) \frac{\exp(-k_1 r)}{r}$$

$$\frac{d\chi}{dr} = \left(-\frac{4}{r} - k_2 - \frac{9}{k_2 r^2} - \frac{9}{k_2^2 r^3} \right) \frac{\exp(-k_2 r)}{r} + \frac{c_2^2}{c_1^2} \left(\frac{4}{r} + k_1 + \frac{9}{k_1 r^2} + \frac{9}{k_1^2 r^3} \right) \frac{\exp(-k_1 r)}{r}$$

برآورد انتگرال‌های تکین

برای انتگرال‌گیری از هسته با تکین بودن از نوع ضعیف مشابه آنچه در هسته تغییر مکان وجود دارد با استفاده از تکنیک تبدیل انتگرال‌گیری روی المان مستطیلی به انتگرال‌گیری روی المان مثلثی می‌توان از تکین بودن

به دست آمده از تحلیل عددی با نتایج تحلیل‌های چوپرا انجام شده است. روش استفاده شده توسط چوپرا، روش المان مرزی دوبعدی است که با انتگرال‌گیری تحلیلی در بعد سوم برای دره‌ای به طول بی‌نهایت به حالت سه‌بعدی تعمیم یافته است. این در حالی است که در این تحقیق روش المان مرزی سه‌بعدی استفاده شده است. اختلاف اندک بین نتایج را (کمتر از ده درصد) می‌توان به اختلاف در روش به کار رفته و استفاده از المان‌های دوبعدی توسط چوپرا و سه‌بعدی در تحقیق حاضر نسبت داد.



شکل ۳ مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل عددی و نتایج ارائه شده توسط ژانگ و چوپرا [19] برای موج ورودی SV با $\theta_v = 0$ و $\theta_h = 90$ و فرکانس بی‌بعد واحد برای دره نیم‌دایره منشوری

۲. مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل عددی و نتایج ارائه شده توسط کمالیان و همکاران [10] برای موج ورودی SV با $\theta_v = 0^\circ$ و $\theta_h = 90^\circ$ به‌ازای فرکانس بی‌بعد مساوی نیم در شکل (۴) ارائه شده است. نتایج به دست آمده از تحلیل حاضر با نتایج ارائه شده توسط کمالیان و همکاران اندک اختلافی نشان می‌دهند ضمن این‌که روند کلی کاملاً یکسان می‌باشد. نتایج ارائه شده توسط کمالیان برای دره دوبعدی بوده، در حالی که در تحلیل حاضر مدل سه‌بعدی از دره به طول محدود (۵ برابر شعاع دره) با روش المان مرزی به کار گرفته شده است. به‌طور

نشان‌دهنده گره‌های گوشه مثلث می‌باشند.

$$d\xi_1 d\xi_2 = |J_2| ds_1 ds_2 = 2A s_1 ds_1 ds_2 \quad (14)$$

که در آن A مساحت مثلث در مختصات بی‌بعد $\xi_1 - \xi_2$ می‌باشد.

به منظور استفاده از روش انتگرال‌گیری گوس، حوزه مربعی در سیستم $s_1 s_2$ بایستی به مربعی به طول وجوه معادل ۲ انتقال یابد. بنابراین بایستی انتقال دوم به شکل زیر انجام گیرد.

$$s_i = \frac{1+t_i}{2} \quad (15)$$

بنابراین رابطه $ds_1 ds_2 = |j_3| dt_1 dt_2 = \frac{1}{4} dt_1 dt_2$ به دست می‌آید. انتگرال مستطیلی با استفاده از تبدیل‌های فوق به انتگرال‌های مثلثی در حوزه $t_1 - t_2$ تبدیل می‌شود و با استفاده از روش استاندارد گوس محاسبه می‌گردد [17, 18].

$$G(k) = \sum_{\text{no. of Triangle}} \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 u^*(t_1, t_2) \phi_k(t_1, t_2) |G(t_1, t_2)| (t_1 + 1) \frac{A}{4} dt_1 dt_2 \quad (16)$$

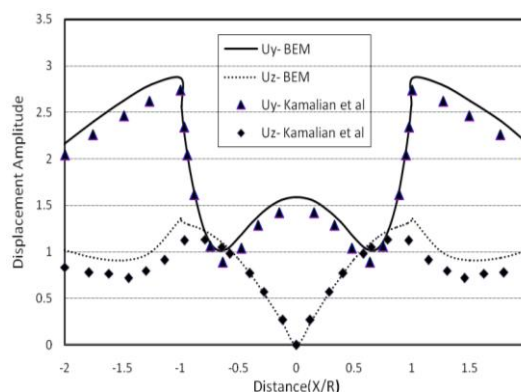
صحت‌سنجی کد کامپیوتری به کار رفته در تحقیق
به منظور انجام محاسبات لازم در روی ساختگاه‌های دره‌ای کد کامپیوتری به زبان فترن (TDASC) نوشته شده است. این کد قابلیت حل انواع مسائل الاستودینامیک سه‌بعدی را که شامل برخورد امواج حجمی زمین لرزه به ساختگاه‌های دره‌ای است داراست. به منظور اطمینان از صحت و ارزیابی کد TDASC برای محاسبه جابه‌جایی‌های میدان آزاد سطح دره یک‌سری مقایسه با جواب‌های به دست آمده در مقالات مختلف انجام شده است.

۱. تحقیق انجام شده توسط ژانگ و چوپرا [19] در زمینه تحلیل سه‌بعدی تغییرات مکانی جابه‌جایی در سطح دره با مقطع نیم‌دایره‌ای منشوری تحت اثر موج ورودی SV با زاویه افقی 90° درجه و زاویه قائم صفر درجه و فرکانس بی‌بعد واحد در نظر گرفته شده است (۷). در شکل (۳) مقایسه بین نتایج

نیم دایره‌ای و نیم بیضوی انجام شده است. ابتدا دره‌ای به شکل مثلث با نسبت عرض قاعده (b) به عمق (h) برابر ۲،۱ و ۴ برای نشان دادن اثرات عمق و بازشدگی دره که از فاکتورهای مهم در طراحی سدها به شمار می‌آید، مدل می‌شود. شکل (۵) نشان‌دهنده دره مثلثی مدل شده می‌باشد. این مدل تحت برخورد موج برشی SH با زاویه افقی و قائم ۴۵ درجه قرار می‌گیرد. به منظور ارزیابی اثرات فرکانس موج زمین لرزه این تحلیل‌ها به ازای فرکانس‌های بی‌بعد مختلف انجام شده و نتایج آن در شکل (۶) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با کاهش این نسبت اثرات توپوگرافی بر روی رفتار دینامیکی دره مثلثی افزایش می‌یابد. همچنین اثرات عمق و شکل دره تابعی از فرکانس می‌باشد. با افزایش فرکانس به دلیل کاهش طول موج برخوردی، اثرات ساختگاه افزایش می‌یابد. در فرکانس‌های پایین ($\eta \leq 0.1$) به دلیل بزرگی قابل توجه طول موج نسبت به ابعاد عارضه طبیعی تفرق امواج ناشی از وجود عارضه به حداقل می‌رسد و در واقع موج ورودی اثر وجودی دره را احساس نمی‌کند و پدیده تفرق روی امواج قابل چشم‌پوشی است. به عنوان یک قاعده کلی در صورتی که ابعاد دره با طول موج امواج برخوردی به آن قابل مقایسه باشد تفرق و آشفته‌گی ناشی از وجود دره روی الگوی تغییر مکان‌های به دست آمده در سطح آزاد دره بیشتر می‌شود.

در ادامه به منظور بررسی تأثیر تغییرات زاویه موج برخوردی به دره روی نتایج به دست آمده، تحلیل‌هایی با زاویه برخورد مختلف انجام شده است و نتایج آن در شکل (۷) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که تغییر زاویه تأثیر زیادی روی الگوی رفتار دینامیکی و همچنین مقادیر تغییر مکان‌های به دست آمده در سطح آزاد دره می‌گذارد. برخورد امواج در جهت قائم منجر به جابه‌جایی‌های متقارن حول محور تقارن دره و برخورد با زاویه‌های غیر از قائم منجر به جابه‌جایی‌های نامتقارن حول محور تقارن دره می‌گردد. در شرایط برخورد غیر قائم غالباً یک سمت دره که در سمت برخورد امواج قرار گرفته است جابه‌جایی‌های بزرگ و سمت دیگر

کلی جواب‌های به دست آمده از مدل‌های دوبعدی نسبت به مدل‌های سه‌بعدی اندکی کوچک‌تر می‌باشد و این مورد در مقایسه نتایج به دست آمده به وضوح نمایان است. براساس مقایسه نتایج انجام گرفته با رفرنس‌های متعدد کد المان مرزی توسعه یافته در این تحقیق صحت‌سنجی شد و از نتایج به دست آمده از آن برای انجام تحلیل‌های بعدی اطمینان حاصل گردید.



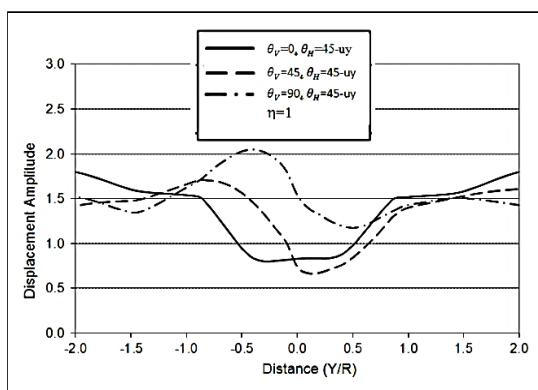
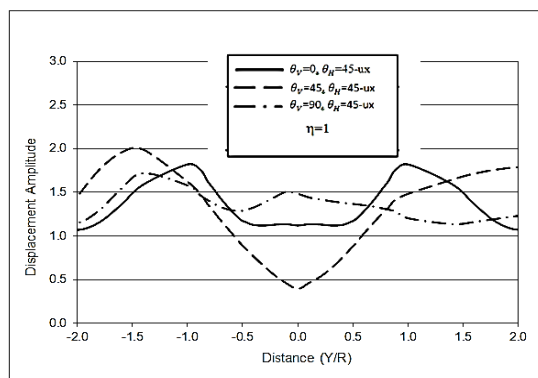
شکل ۴ مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل عددی و نتایج ارائه شده توسط کامالیان و همکاران [10] برای موج ورودی SV با $\theta_v = 0$, $\theta_h = 90$ و فرکانس بی‌بعد نیم دایره منشوری

تحلیل‌های عددی

در این مطالعه با استفاده از روش المان مرزی سه‌بعدی توسعه یافته به بررسی پارامترهای اثرگذار بر پاسخ دینامیکی ناهمواری‌های مختلف پرداخته می‌شود. از عوامل تأثیرگذار در این رفتارها می‌توان به پارامترهایی نظیر هندسه توپوگرافی، جنس مصالح، پارامترهای امواج برخوردی (زاویه و فرکانس) اشاره کرد. برای بررسی پارامتر هندسه توپوگرافی از چهار دره به شکل‌های مثلثی، دوزنقه‌ای، نیم دایره و بیضوی استفاده می‌شود.

ارزیابی اثرات هندسه و مشخصه‌های امواج بر دره مثلثی شکل

به منظور ارزیابی اثر شکل و عمق دره روی تفرق امواج از دره‌های سه‌بعدی تحلیل‌هایی روی دره‌هایی با شکل‌های مثلثی و در ادامه روی دره‌های دوزنقه‌ای،



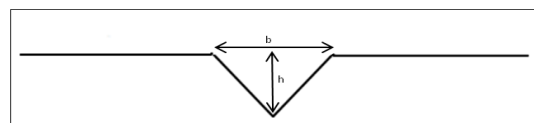
شکل ۷ مقایسه نمودارهای به دست آمده از تحلیل‌های انجام شده در زاویه‌های مختلف در فرکانس بی بعد واحد

ارزیابی اثرات هندسه دره دوزنقه‌ای

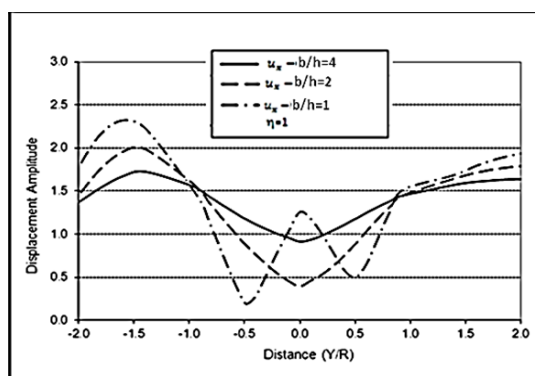
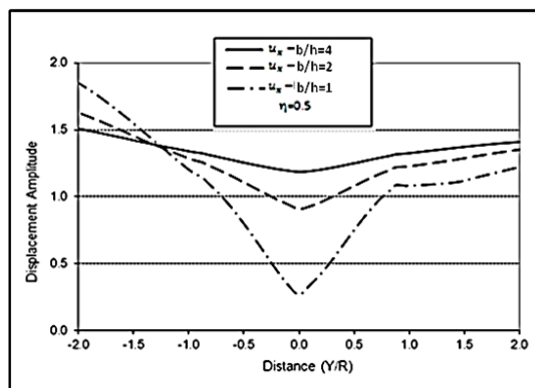
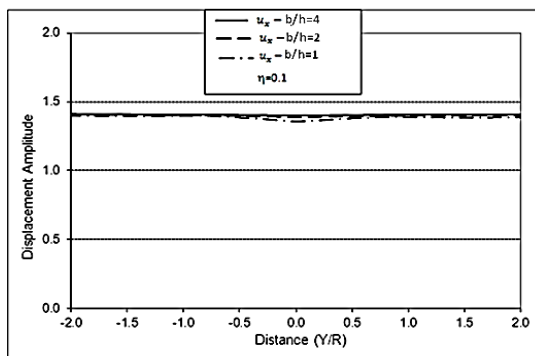
دره دوزنقه‌ای مطابق شکل (۸) به صورت سه بعدی منشوری در نظر گرفته شده است. در این تحلیل‌ها سه نسبت مختلف قاعده بزرگ (b) به عمق (h) تحت اثر برخورد موج SH با زاویه ۴۵ درجه و دو فرکانس بی بعد واحد و نیم مورد توجه بوده است. نتایج به دست آمده از این تحلیل‌ها در شکل (۹) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند کاهش نسبت (b/h) همان طوری که در دره مثلثی گفته شد، باعث بیشتر شدن آشفتگی‌های ناشی از اثرات توپوگرافی می‌شود و میزان این افزایش به فرکانس وارده وابسته می‌باشد. با افزایش فرکانس بی بعد میزان این افزایش بیشتر می‌گردد و با کاهش فرکانس این تغییرات کاهش می‌یابد.

در ادامه این مطالعه به بررسی اثرات تغییر نسبت قاعده بالای دوزنقه (b) به قاعده پایین (a) در

جابه‌جایی‌های کوچک‌تری را در مقایسه با جابه‌جایی‌های حالت قائم نشان می‌دهد.



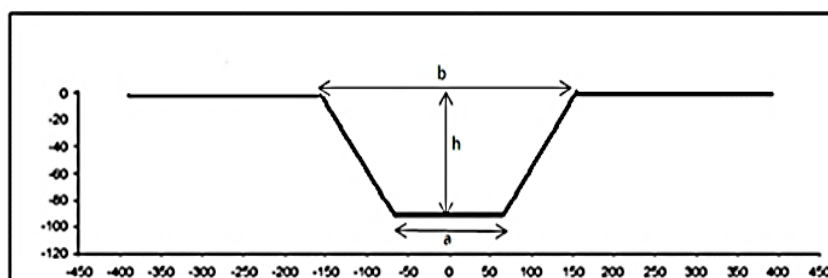
شکل ۸ دره مثلثی



شکل ۹ مقایسه نمودارهای به دست آمده از تحلیل‌های انجام شده به ازای فرکانس‌های بی بعد ۰/۱، ۰/۵ و ۱ و شیب دیواره ۴۵، ۲۶/۶ و ۱۴/۴ درجه

که در شکل (۱۰) ارائه شده است نشان می‌دهند که در فرکانس‌های بی‌بعد کمتر از نیم با افزایش نسبت دو قاعده مقادیر جابه‌جایی‌ها به مقدار بسیار ناچیزی افزایش می‌یابد. باتوجه به مقادیر ارائه‌شده در جدول (۱) می‌توان گفت که در فرکانس‌های بی‌بعد نیم و بزرگ‌تر از نیم و در نسبت‌های قاعده بزرگ‌تر از ۲/۵ مقادیر حاصل کاهش پیدا می‌کند. باتوجه به جدول (۲) مشخص است که وقتی نسبت دو قاعده دوزنقه از ۲۰ به ۱ کاهش می‌یابد بیشترین درصد افزایش جابه‌جایی در فرکانس نیم ایجاد می‌شود.

فرکانس‌های بی‌بعد مختلف تحت زاویه قائم بر رفتار دینامیکی و میزان جابه‌جایی‌ها پرداخته شد. با کاهش نسبت دو قاعده، شکل دره به سمت مستطیل و با افزایش آن به سمت مثلث میل می‌کند. این تغییر شکل منجر به تغییرات بسیار زیاد شیب دیواره دره می‌گردد و این تغییرات باعث می‌شود تا اثرات شکل دره که به فرکانس وارده نیز وابسته است دچار تغییرات زیادی شود. درواقع می‌توان گفت که با افزایش شیب دیواره میزان آشفته‌گی‌های ناشی از اثرات ساختگاه افزایش و با کاهش این شیب این میزان کاهش می‌یابد. نتایج آن



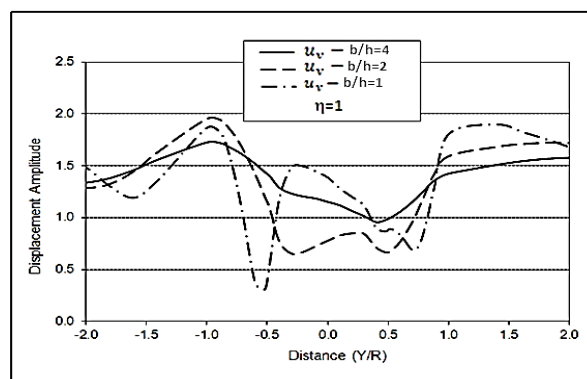
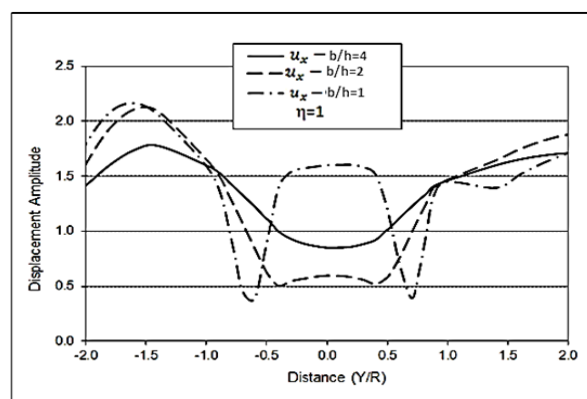
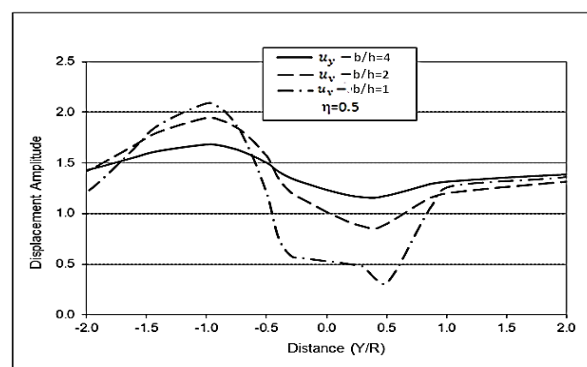
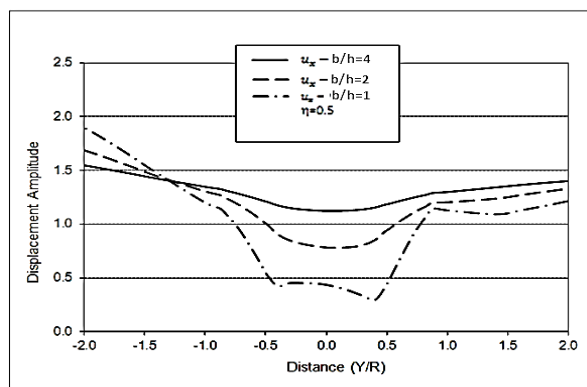
شکل ۸ دره دوزنقه‌ای

جدول ۱ مقادیر جابه‌جایی‌های به‌دست‌آمده در فرکانس‌های مختلف در نقطه صفر و تحت زاویه قائم

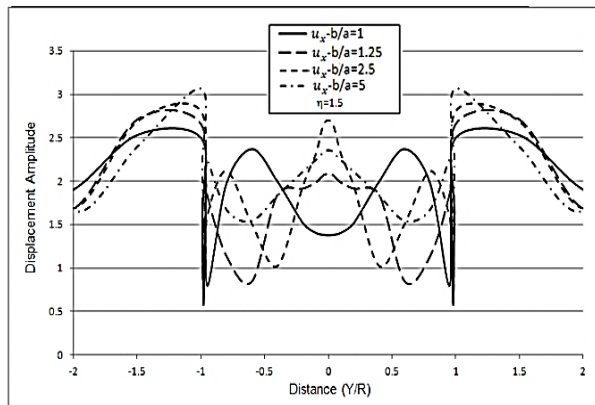
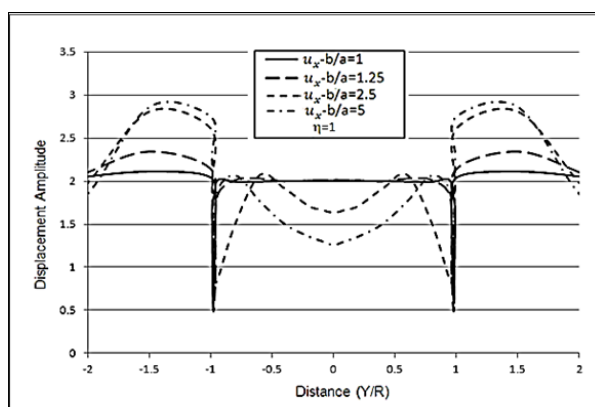
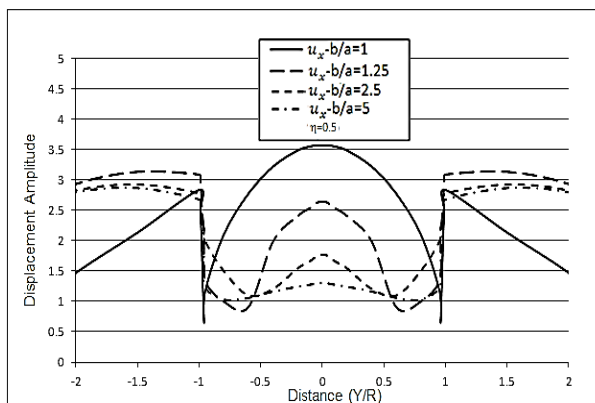
b/a	1	1.25	2.5	5	10	20
$\square=2$	1.985	2.022	2.593	2.258	1.665	1.43
$\square=1.5$	1.376	2.087	2.712	2.351	1.949	1.781
$\square=1$	2.005	2.015	1.637	1.266	1.203	1.232
$\square=0.75$	2.378	2.591	2.589	2.253	2.033	1.966
$\square=0.5$	3.576	2.644	1.775	1.321	1.137	1.061
$\square=0.25$	0.841	0.851	0.914	0.998	1.054	1.086
$\square=0.1$	1.642	1.656	1.711	1.749	1.762	1.773

جدول ۲ درصد تغییرات جابه‌جایی در فرکانس‌های مختلف

$\square$	2	1.5	1	0.75	0.5	0.25	0.1
درصد تغییرات	38.81	22.74	60.74	20.96	237.04	22.56	7.39



شکل ۹ مقایسه نمودارهای به دست آمده از تحلیل‌های انجام شده در فرکانس بی بعد نیم و واحد و زاویه ۴۵ درجه



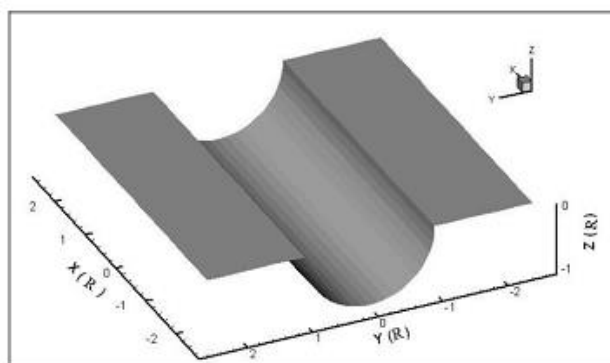
شکل ۱۰ مقایسه نمودارهای به دست آمده از تحلیل های انجام شده در نسبت های دو قاعده مختلف

ارزیابی اثرات هندسه دره نیم دایره ای

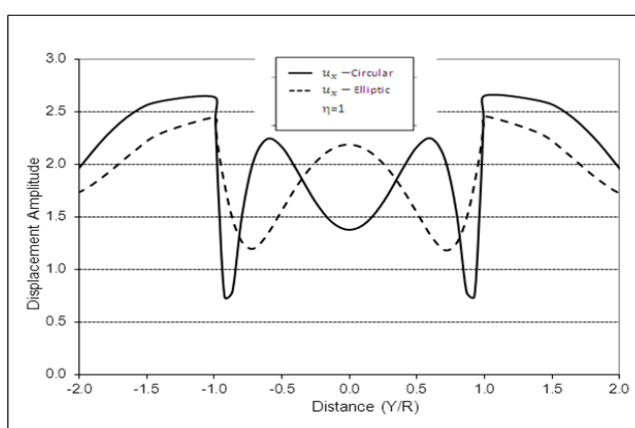
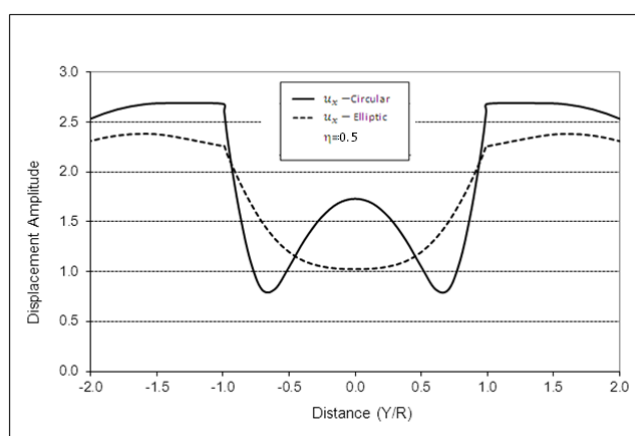
برای ارزیابی اثرات تغییر عمق در دره نیم دایره ای از دو دره به شکل های نیم بیضوی و نیم دایره مانند شکل (۱۱) استفاده می شود. دره نیم بیضوی دارای دهانه ای برابر دهانه دایره ولی عمقی برابر نصف شعاع دره دارد. تحلیل ها در سه فرکانس مختلف با مشخصات مصالح نسبت پواسون $\nu=0.3$ و سرعت برشی $102/5$ انجام شده

است. نتایج به دست آمده از این نمودارها نشان می دهد که در یک فرکانس مشخص تغییر شکل و همچنین تغییر عمق تأثیرات محسوس و قابل توجهی را بر پاسخ دینامیکی دره می گذارد. نتایج نشان می دهد که دره نیم دایره دچار بزرگ نمایی و تغییرات بیشتری در مقایسه با دره نیم بیضوی می شود، چون عمق دره نیم بیضوی نسبت به دره نیم دایره ای در مقایسه با طول موج برشی

کوچک‌تر است لذا در این حالت اثر دره روی جابه‌جایی‌های به‌دست‌آمده کمتر خواهد بود. به‌طوری‌که در فرکانس‌های بالا این حساسیت‌ها به عمق دره بیشتر خواهد شد. نتایج مربوط به مقایسه دو شکل نیم‌بیضوی و نیم‌دایره‌ای در شکل (۱۲) آورده شده است.



شکل ۱۱ تصویر سه‌بعدی دره نیم‌دایره



شکل ۱۲ مقایسه نتایج به‌دست‌آمده برای دره‌های نیم‌بیضوی و نیم‌دایره‌ای تحت امواج SH با زاویه برخورد $(\theta h = 90, \theta v = 0)$

مقایسه بین دو دره مثلثی و دوزنقه‌ای

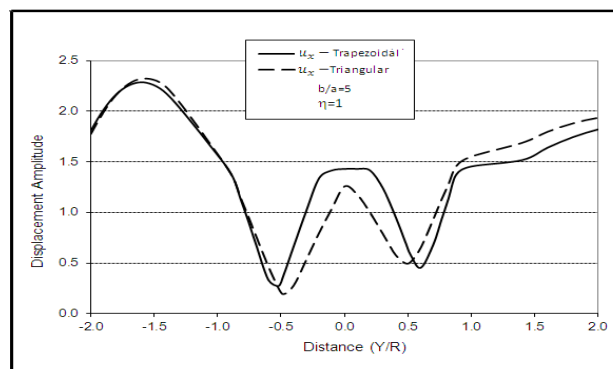
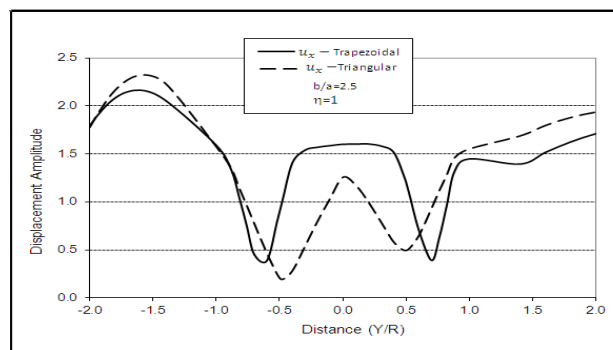
مقایسه‌ای بین دو شکل دوزنقه‌ای و مثلثی با عمق و دهانه برابر انجام شده که نمودارهای موردنظر در شکل (۱۳) ارائه شده است. درمورد نتایج به دست آمده از مقایسه نمودارهای مثلثی و دوزنقه‌ای می‌توان گفت که دلیل اختلاف این نمودارها به خاطر وجود قاعده در دوزنقه می‌باشد، که باعث می‌شود اثر موج روی این شکل بیشتر و تغییر مکان آن زیاد شود. علاوه بر این در جدول شماره (۳) نتایج به دست آمده از تحلیل‌های انجام شده مربوط به یک نقطه دلخواه (در این بررسی نقطه صفر) در فرکانس‌ها و نسبت دو قاعده

($b/a=2.5, 5, 10$) آورده شده است. درصدهای ارائه شده در این جدول نشان‌دهنده اختلاف ایجاد شده بر اثر تغییر نسبت b/a در دره دوزنقه‌ای شکل در مقایسه با دره مثلثی است که هم دارای عمق و هم دارای دهانه برابر با دره دوزنقه‌ای می‌باشد. همان‌طور که از جدول مشخص است بیشترین درصد افزایش در نسبت $b/a=2.5$ و فرکانس بی‌بعد نیم می‌باشد، که به اندازه $61/48$ درصد افزایش می‌یابد. همچنین می‌توان نتیجه گرفت که برای نسبت‌های $b/a > 10$ رفتار دره دوزنقه‌ای با دره مثلثی (هم عمق و دهانه) یکسان می‌باشد و می‌توان از اثرات تغییر شکل صرف نظر کرد.

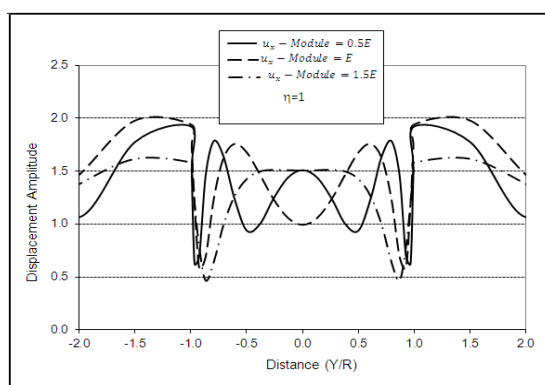
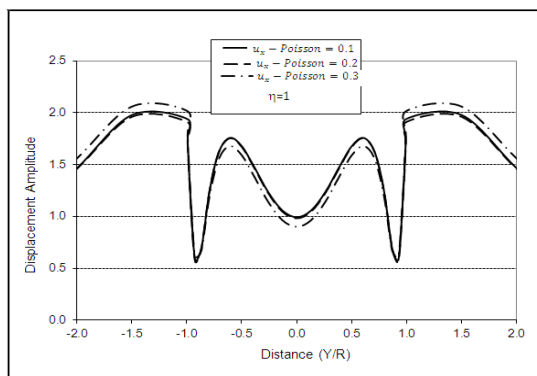
جدول ۳ مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل‌های مختلف روی دره‌های دوزنقه‌ای و مثلثی در فرکانس‌های مختلف و در نسبت‌های

$$b/a=2.5, 5, 10$$

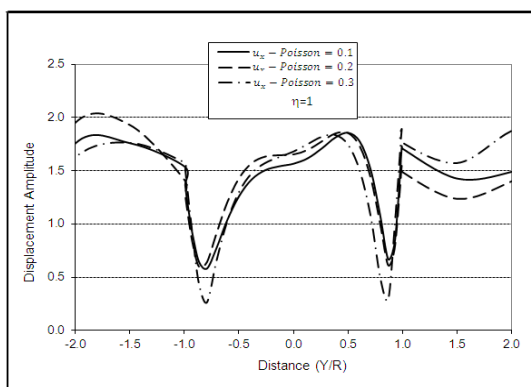
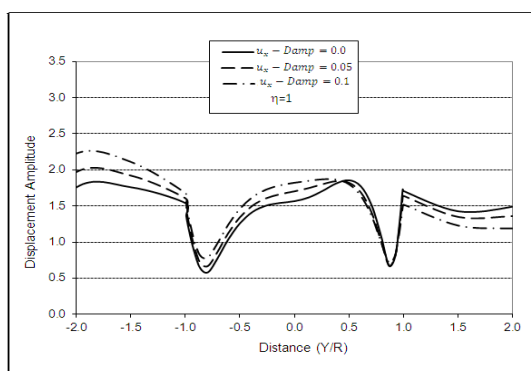
b/a	2.5	5	10
$\square=1.5$	0.065	0.5	1.62
$\square=1$	27.28	13.67	8.03
$\square=0.5$	61.48	24.5	14.51
$\square=0.3$	16.87	8.92	3.81



شکل ۱۳ مقایسه نتایج به دست آمده برای دره‌هایی با شکل‌های دوزنقه‌ای و مثلثی تحت امواج SH با زاویه برخورد $\theta_i = 45^\circ$, $\theta_h = 45^\circ$ و فرکانس بی‌بعد واحد

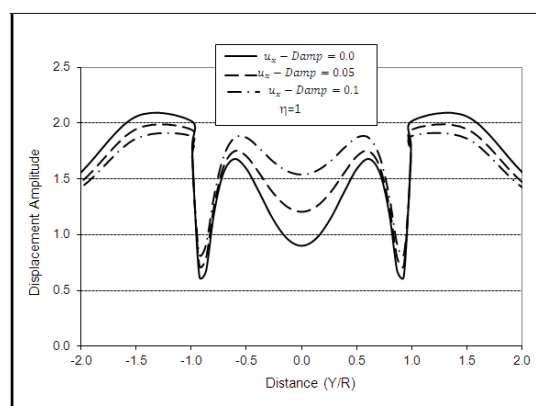


شکل ۱۴ مقایسه نتایج به دست آمده تحت امواج SH با زاویه برخورد $(\theta_h = 45^\circ, \theta_v = 0)$ و فرکانس بی بعد واحد

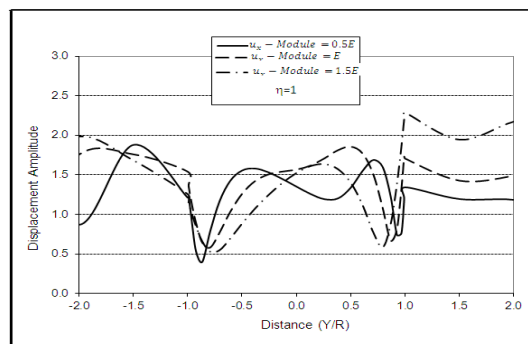


ارزیابی اثرات جنس مصالح بر تفرق امواج از دره های سه بعدی

به منظور ارزیابی اثرات مشخصات مصالح شامل ضریب میرایی، ضریب پواسون و همچنین مدول الاستیسیته تحلیل های مختلفی با مقادیر متفاوت از این پارامترها انجام شد. نتایج به دست آمده در دو زاویه برخورد مختلف در شکل های (۱۴) و (۱۵) ارائه شده اند. با مقایسه نتایج به دست آمده از نمودارهای مربوط به این پارامترها می توان فهمید که تغییرات پارامترهای میرایی و پواسون تأثیری بر الگوی تغییرات تغییر مکان های به دست آمده ندارد ولی در مقادیر به دست آمده تأثیرگذار است. علاوه بر این به عنوان یک قاعده کلی می توان گفت که افزایش میرایی منجر به تغییر مکان های بزرگ تری نسبت به حالت بدون میرایی در راستای وجهی می شود که در معرض برخورد موج قرار می گیرد. در مورد تغییر پارامتر ضریب پواسون نیز می توان گفت که با تغییر این پارامتر تغییر مکان های به دست آمده دچار تغییر می شود. با توجه به نتایج حاصل شده لازم است که برای به دست آوردن مقادیر دقیق تغییر مکان دره، مقدار دقیق این پارامترها در نظر گرفته شود. در مورد مدول الاستیسیته نیز همچنان که از نمودارها مشخص است می توان گفت که بیشتر از دو پارامتر دیگر بر الگوی تغییر مکان های به دست آمده تأثیر دارد و مانند میرایی و ضریب پواسون تعیین مقدار دقیق آن لازم می باشد.



مرزی سه بعدی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج به دست آمده نشان داد که پارامترهای مختلفی مانند پارامترهای موج (فرکانس و جهت برخورد) و همچنین پارامترهای هندسه توپوگرافی از عوامل تأثیرگذار بر الگوی جابه جایی دره می باشد. همچنین نشان داده شد که میزان اثرگذاری شکل دره و عمق دره به فرکانس وارده بسیار وابسته می باشد، به این صورت که با افزایش فرکانس اثرات افزایش عمق بسیار محسوس خواهد بود. مقدار بزرگ نمایی و افزایش عمق نیز با یکدیگر ارتباط مستقیم دارند. همچنین از نمودارها مشخص است که اثرات مصالح (میرایی و پواسون) بر روی رفتار دینامیکی و الگوی جابه جایی غیرقابل انکار است و برای افزایش دقت در محاسبات لازم است که در نظر گرفته شوند. در مورد دره های دوزنقه ای نیز می توان گفت که به دلیل وجود قاعده پایین میزان جابه جایی بیشتری نسبت به دره مثلثی هم عمق و دهانه برابر با آن ایجاد می شود، که این موضوع به دلیل افزایش سطح توپوگرافی مؤثر در تفرق امواج لرزه ای می باشد.



شکل ۱۵ مقایسه نتایج به دست آمده تحت امواج SH با زاویه برخورد $\theta_h = 45^\circ$, $\theta_v = 45^\circ$ و فرکانس بی بعد واحد

نتیجه گیری

در دو دهه اخیر روش های مرزی محبوبیت فزاینده ای پیدا کرده اند. با چنین الگوریتم هایی تنها شرایط مرزها و گسسته سازی آنها برای حل معادله موج به کار می رود. این روش از معرفی مرزهای موهومی که در روش های ناحیه ای معمولاً مورد نیاز است اجتناب می کند. در این تحقیق اثرات پارامترهای مختلف روی بزرگ نمایی امواج لرزه ای با استفاده از روش المان

مراجع

1. Alves, W.S., "Nonlinear Analysis of Pacoima Dam with Spatially Non-uniform Ground Motion", PhD Dissertation, California Institute of Technology, (2005).
2. Kojic, S.B., "Earthquake Response of Arch Dams to Non-uniform Canyon Motion, PhD Dissertation", Southern California University, (1988).
3. Mossessian, T.K. and Dravinski, M., "Amplification of Elastic Waves by a Three Dimensional Valley. part2: Transient Response", Earth Eng and StrucDyn, Vo1. 19, (1990).
4. Mossessian, Tomi, K. and Dravinski, M., "Amplification of Elastic Waves by a Three Dimensional Valley. part1: Steady-state Response", Earth Eng and StrucDyn, Vo1.19, (1990).
5. Yuan, C. Z., Xiong, Z. J. and Cheung, Y. K., "A Semi-Analytical Boundary Element Method for Scattering of Waves in a Half Space", Earth Eng and Struc Dyn, Vo1. 19, (1990).
6. Eshraghi, H & Dravinski, M., "Scattering of Plane Harmonic SH, SV, P and Rayleigh Waves by Non-axisymmetric Three dDimensional Canyons: A Wave Function Expansion Approach", Earth Eng and Struc.Dyn, Vo1. 18, (1989).

۷. تازی نژاد، رضا، «بارگذاری زلزله برای سازه های واقع در ساختمان های دره ای»، رساله دکتری با راهنمایی دکتر محمدتقی احمدی، دانشکده

فنی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۶).

8. Kamalian, M., Jafari, M.K., Sohrabi-Bidar, A. Razmkhah, A., "Shape Effects on Amplification Potential of Two Dimensional Hills", JSEE, Vol. 8, No.2, PP. 58-70 (In Farsi), (2003).
9. Kamalian, M., Jafari, M.K., Sohrabi, A., "On Time-domain Two-dimensional Site Response Analysis of Topographic Structures by BEM", *J. Seismological Earthquake Engineering*, 5(2), PP. 35-45, (2003).
10. Kamalian, M., Gatmiri, B., Sohrabi, A., "Amplification Pattern of 2D Semi-sine-shaped Valleys Subjected to Vertically Propagating Incident Waves", *Commun. Numer. Meth. Engng*, 23, PP. 871–887, (2007).
11. Omidvar, B., Rahimian, "M.3D Topography Effects on Amplification of Plane Harmonic Body and Surface Waves", JSEE, (2010).
12. Omidvar, B., Rahimian, M. "Three-Dimensional Scattering of Plane Harmonic SH", SV, and P Waves in Multilayered Alluvial Valleys. *ASIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING (BUILDING AND HOUSING)* Vol. 11, No. 5, PP. 605-626, (2010).
13. Gatmiri, B. and Arson, C. "Seismic Site Effects by an Optimized 2D BE/FE Method II. Quantification of Site Effects in Two-Dimensional Sedimentary Valleys", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, PP. 646-661, (2008).
14. Gatmiri, B., Nguyen, K-V, Dehghan, K., "Seismic Response of Slopes Subjected to Incident SV Wave by an Improved Boundary Element Approach", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, (2007).
15. Sohrabi-Bidar, A., Kamalian, M., Jafari, M.K., "Time-domain BEM for Three-dimensional Site Response Analysis of Topographic Structures", *Int. J. Numer. Meth. Engng*, 79, PP. 1467–1492, (2009).
16. Sohrabi-Bidar, A., Kamalian, M. and Mohammad Kazem Jafari, "Seismic Response of 3-D Gaussian-Shaped Valleys to Vertically Propagating Incident Waves", *Geophys. J. Int.* 183, PP. 1429–1442, (2010).
17. Dominguez, J., "Boundary Elements in Dynamics", Elsevier, (1993).
18. Manolis, G.D., Beskos, D.E., "Boundary Element Methods in Elastodynamics", Unwin Hyman Ltd, ISBN: 004-620019-3, (1988).
19. Zhang, L. and Chopra, A. K., "Three-Dimensional Analysis of Spatially Varying Ground Motions around a Uniform Canyon in a Homogeneous Half-space", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 20, PP. 911-926, (1991).

مدل سازی عددی خاک دانه‌ای به سازی شده به روش بیولوژیکی در بستر راه*

«یادداشت پژوهشی»

وحید نظامی^(۱)

سعید خرقانی^(۲)

نیما مهران نیا^(۳)

چکیده روش بیولوژیکی روشی غیرمعمول برای پایدار سازی خاک می باشد که در علم مهندسی عمران و به خصوص در بخش های مربوط به راه سازی مورد استفاده قرار گرفته است. رسوب میکروبی سنگ آهک در نتیجه هیدرولیز اوره توسط یک نوع آنزیم به نام اوره آز می باشد. به واسطه این واکنش، pH خاک افزایش می یابد و کریستال های سنگ آهک روی ذرات و بین حفرات خاک رسوب می کند و منجر به اتصال دانه های خاک به یکدیگر و کاهش نفوذ پذیری خاک می شود. در این تحقیق با استفاده از نتایج آزمایشگاهی که در پژوهشگاه ملی مهندسی ژنتیک و زیست فناوری انجام شده است، به کمک نرم افزار آباکوس ۶،۱۱ بستر یک راه به سازی شده ماسه به روش بیولوژیکی، مدل سازی شده است. لایه خاک مورد نظر در حالت الاستو پلاستیک مدل سازی شده است و مقادیر نشست با استفاده از مدل الاستو پلاستیک در ضخامت های مختلف تثبیت شده محاسبه شده است و نتایج به دست آمده نشان از تأثیر قابل توجه به سازی خاک به روش بیولوژیکی در کاهش تغییر شکل پلاستیک خاک دارد.

واژه های کلیدی خاک دانه ای، به سازی بیولوژیکی، سنگ آهک، مدل سازی عددی، رفتار الاستو پلاستیک.

Numerical Modeling of Granular Soil Stabilized Using Biological Approach in Road Substrate

V. Nezami

S. Kharaghani

N. Mehrannia

Abstract Biological method is an unusual way for soil stabilization in civil engineering, particularly in the sectors of road. Microbial limestone deposits occur due to urea hydrolysis by an enzyme called urease. Through this reaction, PH of the soil increases and Crystals of limestone deposit between soil particles and reduce the permeability of soil. In this study, by using experimental results at the National Institute for Genetic Engineering and Biotechnology, a road improved sandy bed is modeled by biological methods. ABAQUS 6.11 in this study is used. The soil layer is modeled in elasto-plastic condition and Settlement is calculated by using elasto plastic model in various thicknesses. The results show a significant effect in reducing plastic deformation and increasing soil strength by using biological methods in soil improvement.

Key Words Granular Soils, Biological Soil Improvement, Limestone, Numerical Modeling, The Behavior of Elasto Plastic

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۰/۲۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۵/۱۸ می باشد.

(۱) کارشناسی ارشد مکانیک خاک و پی، پردیس فنی و مهندسی شهید عباسپور، دانشگاه شهید بهشتی.

Email: Vahid1162@yahoo.com

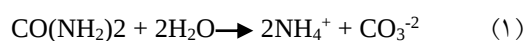
(۲) نویسنده مسئول، استادیار، پردیس فنی و مهندسی شهید عباسپور، دانشگاه شهید بهشتی.

(۳) دانشجوی دکتری مکانیک خاک و پی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران.

مقدمه

ماسه ریزدانه یکنواخت (sp) از جمله خاک هایی است که ظرفیت لازم برای ساخت روسازی راه را ندارد و ممکن است سیستم را از نظر عملکردی با خطرات جدی مواجه سازد. بنابراین مهندسان به فکر روش هایی برای بهبود خواص خاک بودند که حاصل آن ایجاد روش های مختلف به سازی خاک می باشد. روش بیولوژیکی (Biological Process) روشی غیرمعمول برای پایدارسازی خاک می باشد که در علم مهندسی عمران و به خصوص در بخش های مربوط به راه سازی مورد استفاده قرار گرفته است. در روش مذکور رسوب میکروبی سنگ آهک مقاومت و سختی خاک ماسه ای را افزایش می دهد و این یکی از مقرون به صرفه ترین روش هایی است که می تواند جایگزین مناسبی برای سیمان شیمیایی در بسیاری از پروژه های به سازی باشد. رسوب میکروبی سنگ آهک در نتیجه هیدرولیز اوره (Urea Hydrolysis) توسط آنزیم اوره آز ترشح شده از میکرو ارگانیسم (Microorganism) ها می باشد. به واسطه این واکنش آنزیمی، PH افزایش می یابد و کریستال سنگ آهک روی سطح دانه های ماسه و بین حفرات آن رسوب می کند و نهایتاً منجر به اتصال دانه ها به یکدیگر و کاهش نفوذپذیری خاک می شود [1]. اولین بار هیدرولیز اوره توسط فرایندی در اواخر قرن نوزدهم توسط رسوب القایی میکروبی کربناتی (Microbially Induced Carbonate Precipitation) به وجود آمد [2, 3]. اگرچه اکنون به عنوان کم اهمیت ترین منبع تولید کربنات توسط موجودات زنده تلقی می شود، اما به واسطه فراوانی اوره، توجه به این فرایند در اواخر قرن بیستم برای کاربردهای صنعتی از قبیل مرمت و بازسازی مواد ساخته شده از سنگ آهک [4, 5]، احیای بیولوژیک [6, 7]، مقاوم سازی بتن [8] و تصفیه فاضلاب [9]، افزایش یافت. بیشتر مطالعات روی به سازی بیولوژیک خاک بر پایه هیدرولیز اوره است. در هیدرولیز اوره از میکروارگانیسم هایی که آنزیم اوره آز تولید می کند،

همانند اسپوروسارسینا پاستوری، استفاده می شود. این میکرو ارگانیسم در آزمایشگاه رشد داده می شود [1] و همراه با محلولی از اوره و کلرید کلسیم (Calcium Chloride) به خاک وارد می شود. در واکنش زیر که فرایند هیدرولیز اوره است، اوره آز تولید شده توسط میکروب فرایند را کاتالیز می کند که به ترتیب محصول آن آمونیوم و کربنات می باشد.



$\text{CO}(\text{NH}_2)_2$ اوره

H_2O آب

NH_4^+ آمونیوم

CO_3^{2-} کربنات

یون کربنات تولید شده در حضور یون کلسیم به صورت کریستال های کربنات کلسیم رسوب می کند و یک پل سیمانی بین دانه های ماسه ایجاد می شود.



وایفن (۲۰۰۷) (Whiffin) به منظور ارزیابی پتانسیل رسوب میکروبی کربنات کلسیم به عنوان روشی برای به سازی خاک، ستون ماسه ای ۵ متری را توسط باکتری و واکنشگرهای مورد نیاز آماده نمود. پس از پایان تزریق برای ارزیابی میزان تغییر در خواص مکانیکی خاک، قطعاتی از ستون، تحت آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده قرار گرفت. نتایج به دست آمده حاکی از این بود که بهبود قابل ملاحظه ای در خواص مکانیکی خاک به سازی شده همچون مدول الاستیسیته و مقاومت برشی به وجود آمده است و میزان حداقل محتوای کربنات کلسیم به اندازه ۶۰ کیلوگرم در هر مترمکعب برای رسیدن به افزایش قابل توجه مقاومت مورد نیاز است. این محقق به افزایش سختی حدوداً ۲۰۰ برابری در ماسه تثبیت شده به روش بیولوژیکی، اشاره کرده است. دجانگ (Dejong) (۲۰۰۶) برای ارزیابی

همچنین برای تعیین عمر بستر روسازی، تعداد تکرار مجاز بارگذاری از آیین‌نامه کشورهای آمریکا، انگلستان و بلژیک به‌دست آمده است.

مواد و روش‌ها

روش اجزای محدود یا روش المان‌های محدود (Finite Element Method (FEM)) روشی عددی برای حل تقریبی معادلات دیفرانسیل و جزئی نیز حل و انتگرال‌ها است. اساس کار این روش یا حذف کامل معادلات دیفرانسیل است یا ساده‌سازی آنهاست به معادلات دیفرانسیل معمولی که با روش‌های عددی مثل اویلر حل می‌شوند. از آنجایی که انجام آزمایش‌ها عملی بسیار پرهزینه است، استفاده از شبیه‌سازی اجزای محدود می‌تواند به‌عنوان یک ابزار تکمیلی به‌کار برده شود.

نرم‌افزار آباکوس به‌منظور محاسبه مقادیر تنش و کرنش در عمق‌های مختلف بستر به‌کار گرفته شده است. در این مدل‌سازی از مدل رفتاری دراگر پراگر (DP) (Drucker-Prager) استفاده شده است [11]. در این روش بستر راه تحت تأثیر بار وارد بر روی یک سطح مقطع دایره‌ای شکل قرار گرفته و مقادیر تنش، تغییر مکان و تغییر شکل نسبی نقاط مختلف یک توده یک لایه‌ای نیمه‌بینهایت را در حالت دوبعدی تعیین می‌نماید. در این مدل‌سازی، فرض بر آن است که مصالح همگن، ایزوتروپ هستند و سازه در یک سیستم متقارن دورانی تحلیل شده است. بنابراین با توجه به شکل (۱) از سیستم مختصات استوانه‌ای در این مدل استفاده شده است.

فرمولاسیون مورد استفاده در این مدل‌سازی با رویکرد تقارن محوری (Axisymmetric) در مختصات استوانه‌ای (r, θ, z) است. با استفاده از مدل‌های تقارن محوری در شرایطی که بارگذاری و خواص مصالح مستقل از جهت المان‌ها (زاویه θ) باشد، می‌توان از این

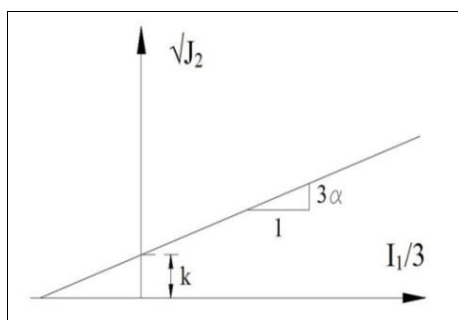
سمتاسیون، یک نمونه ماسه سست، یک نمونه ماسه به‌سازی‌شده توسط ۵ درصد گچ و یک نمونه ماسه به‌سازی‌شده توسط رسوب القایی سنگ آهک (سیمان بیولوژیک) را با انجام آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده مقایسه نمود و به‌منظور پایش فرایند سمتاسیون و همچنین شیوه‌ای برای درک بهتر رفتار مواد در حین آزمون سه‌محوری، سرعت موج برشی را در زمان‌های مختلف سمتاسیون سنجش کرد.

در این تحقیق نتیجه‌گیری شد که ماسه شل پس از ۰٫۱۵٪ کرنش دچار شکست می‌شود. مقاومت نمونه به‌سازی‌شده توسط گچ حدوداً ۳ برابر و مقاومت نمونه به‌سازی‌شده به‌روش بیولوژیکی حدوداً ۴ برابر نسبت به ماسه به‌سازی‌نشده افزایش یافت. باتوجه به رفتار ماسه به‌سازی‌شده به‌وضوح می‌توان مؤثر بودن روش میکروبی را دریافت و مشاهده می‌شود که مقاومت بیشتری نسبت به دو نمونه دیگر دارد.

دجانگ (۲۰۰۹) برای به‌سازی بیولوژیکی، آزمایشی در مقیاس بزرگ انجام داد. در این آزمایش یک پی سطحی مدل‌سازی شد و توسط آزمون بارگذاری صفحه‌ای (Plate Load Test) و تکنیک سرعت موج برشی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که در صورت تثبیت خاک به‌روش بیولوژیکی نشست پی ۵ برابر کاهش می‌یابد.

از آنجا که هیچ مدل‌سازی عددی بر روی نمونه به‌سازی‌شده به‌روش بیولوژیکی در بستر یک راه صورت نگرفته است، و بررسی چگونگی تغییرات تنش و کرنش قبل و بعد از به‌سازی بیولوژیکی نسبت به بارهای وارد از سوی چرخ خودروها حائز اهمیت می‌باشد، در این تحقیق با استفاده از نتایج آزمایشگاهی نمونه خاک ماسه‌ای به‌سازی‌شده به‌روش میکروبی توسط بدیعی (۱۳۹۰)، با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS6.11 مدل‌سازی عددی انجام شده است. در این تحقیق با بررسی تنش‌ها و نشست‌ها در بستر به‌سازی‌شده، عمق بهینه به‌سازی خاک برای تزریق محلول باکتریایی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

در این رابطه f تابع تسلیم معیار دراگر- پراگر، پارامترهای α و K به ترتیب به زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک بستگی دارد. I اولین ثابت تنش های اصلی است و J_2 دومین ثابت تنش انحرافی است.



شکل ۲ سطح گسیختگی مدل دراگر- پراگر در فضای دوبعدی

همان طور که در شکل (۲) قابل مشاهده است، از سطح گسیختگی مدل دراگر- پراگر دو رفتار متصور خواهد بود:

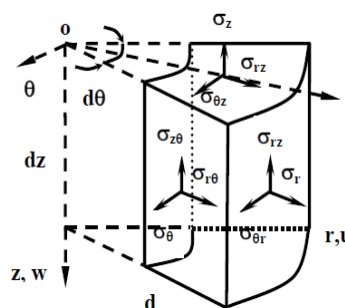
اگر $f < 0$: مصالح به صورت الاستیک رفتار خواهند کرد.

اگر $f = 0$: مصالح به صورت الاستو- پلاستیک رفتار خواهند کرد (معیار دراگر- پراگر).

در جدول (۱) مشخصات مصالح مورد استفاده در پژوهشگاه ملی مهندسی ژنتیک و زیست فناوری توسط بدیعی (۱۳۹۰) به دست آمده است که مربوط به ماسه ریزدانه با دانه بندی یکنواخت (SP) از ساحل چالوس است. این جدول شامل چسبندگی (c)، مدول الاستیسیته (E)، زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ) و ضریب پواسون (ν) می باشد [۱۰].

بارگذاری شامل یک سطح دایره ای با شعاع ۱۵ سانتی متر می باشد که به صورت نیمه سینوسی با فرکانس ۲۵ هرتز و در مدت زمان ۲۰ میلی ثانیه در سطوح مختلف تنش به مدل اعمال می گردد. مکانیزم اعمال بار از چرخ وسیله نقلیه به یک نقطه از روسازی یکنواخت نیست و به صورت یک تابع نیمه سینوسی تغییر می کند.

تکنیک مدل سازی بهره برد. در این مدل فرض بر آن است که خواص مصالح در صفحه افقی ثابت و بارگذاری سیستم روی یک سطح دایره ای و به صورت یکنواخت اعمال می گردد. لازم به توضیح است که سطح تماس لاستیک خودرو با خاک دایره ای فرض شده است. فرض دایره ای بودن محل اثر بار، باعث ساده تر شدن محاسبات شده و استفاده از سیستم مختصات استوانه ای را ممکن ساخته است. در نتیجه مسائل به کمک سیستم محورهای متقارن قابل تحلیل می باشند.



شکل ۱ سیستم مختصات استوانه ای

در این تحقیق بار وارد بر اساس آئین نامه روسازی آسفالتی راه های ایران انتخاب شده است [۱۲]. در این آئین نامه محور مبنا، یک محور تک چرخ ۸۰ کیلونیوتنی است که سطح اثر هر چرخ دایره ای به قطر ۳۰ سانتی متر می باشد و تنش آن ۵۷۰ کیلو پاسکال است.

در این مدل سازی رفتار مصالح الاستوپلاستیک کامل (مدل دراگر- پراگر) در نظر گرفته شده است. مقاومت مصالح دانه ای به شرایط اعمال تنش محصورکننده بستگی دارد و با افزایش آن، مقاومت مصالح نیز افزایش می یابد. بنابراین در مدل دراگر- پراگر رفتار مصالح به صورت سخت شونده در نظر گرفته شده است. معیار خرابی دراگر- پراگر با در نظر گرفتن اثر فشار هیدرو استاتیک مطابق رابطه (۳) می باشد:

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - K = 0 \quad (3)$$

عملیات تزریق محلول باکتریایی به خاک

برای جانمایی خاک و انجام تزریق در آن نیاز به محفظه‌ای استوانه‌ای با قطر حداقل ۳۵ میلی‌متر و نسبت طول به قطر بین ۲ تا ۳ بود. همچنین به منظور آماده‌سازی نمونه‌ها در انتهای هر ستون ابتدا یک لایه اسکاچ (برای جلوگیری از به هم خوردن نمونه‌ها در هنگام تزریق) و روی آن ۱۵ میلی‌متر فیلتر قرار داده شد. سپس ماسه با استفاده از قیفی که به آن لوله شیشه‌ای به طول ۳۰ سانتی‌متر متصل شده بود در ستون جانمایی شد. در انتها مجدداً یک لایه فیلتر و اسکاچ برای جلوگیری از به هم خوردن نمونه و بالای آن واشر لاستیکی (که سوراخی به قطر ۵ میلی‌متر، به منظور تزریق محلول، در وسط آن ایجاد شده بود) قرار گرفت. محلول‌ها توسط پمپ پرستالیک به مخزن بالای هر ستون منتقل شد. این کار به این دلیل انجام شد که اولاً از آلودگی محلول جلوگیری به عمل آید و ثانیاً محلول به آرامی وارد مخزن شود تا از محبوس شدن هوا داخل نمونه جلوگیری شود [۱۰].

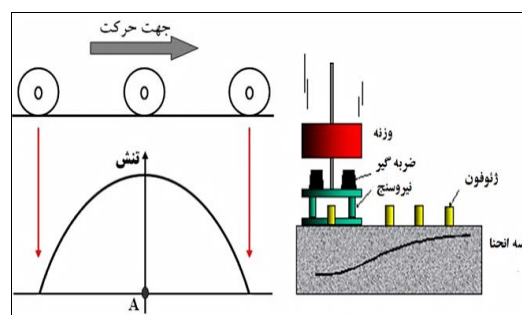
نتایج و یافته‌ها

مقدار نشست ناشی از بار یک محور ۸.۲ تنی در حالت الاستو پلاستیک در عمق‌های به‌سازی مختلف از ۲۰ سانتی‌متر تا ۴۰ سانتی‌متر محاسبه شده و در شکل (۵) ارائه شده است. در این نمودار می‌توان دید در عمق ۲۰ سانتی‌متری از بستر راه به‌سازی شده به‌روش بیولوژیکی مقدار نشست تقریباً ۰.۰۵۱ سانتی‌متر می‌باشد. باتوجه به این‌که بعد از عمق ۳۵ سانتی‌متر مقدار نشست بستر روسازی ثابت باقی می‌ماند بنابراین این عمق به‌عنوان عمق بهینه به‌سازی در نظر گرفته می‌شود.

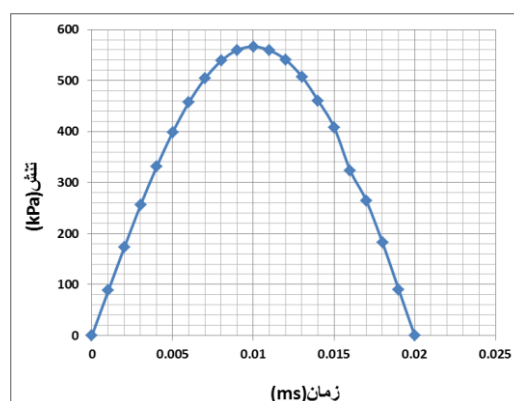
حداکثر مقدار تنش زمانی اتفاق می‌افتد که چرخ وسیله نقلیه دقیقاً روی همان نقطه قرار گیرد [۱۲]. شکل (۳) چگونگی توزیع بار سینوسی و شکل (۴) نحوه اعمال بارگذاری را بر روی روسازی نشان می‌دهد. شرایط مرزی به گونه‌ای اعمال شده است که انتهای مدل فاقد هرگونه درج آزادی باشد و تنها در راستای قائم امکان جابه‌جایی وجود داشته باشد.

جدول ۱ پارامترهای مدل رفتاری خاک

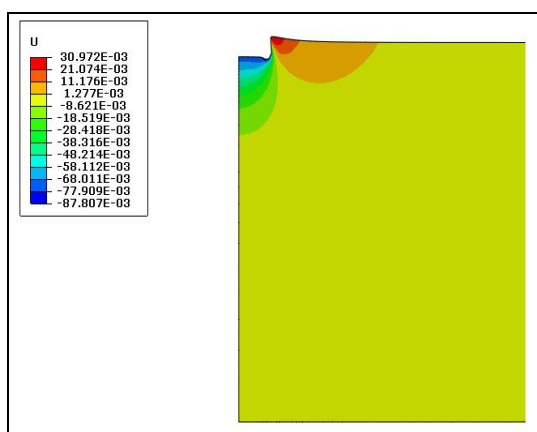
مدل	مشخصات خاک			
	E (MPa)	C (kPa)	φ°	ν
قبل از به‌سازی	۴۰	۱	۳۷	۰.۳
بعد از به‌سازی	۹۳۴۰	۴۵۵	۴۲	۰.۳



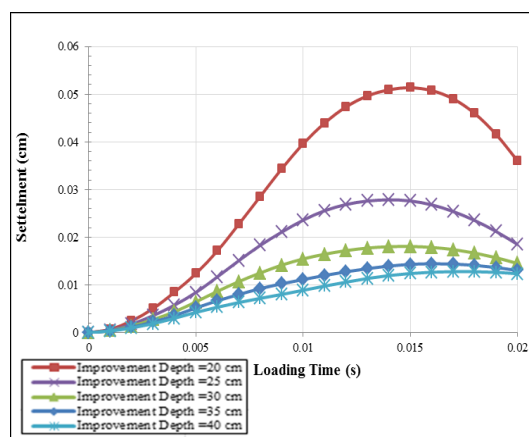
شکل ۳ روش توزیع بار سینوسی



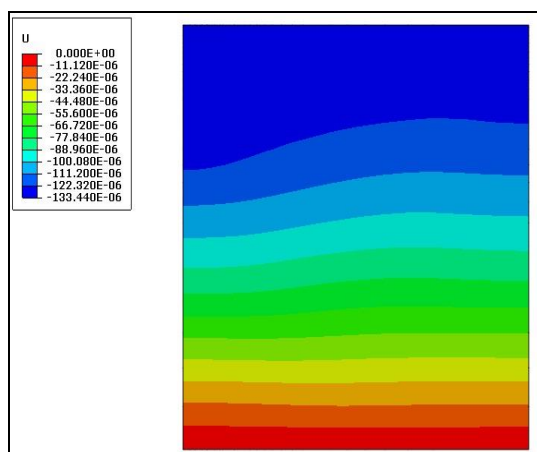
شکل ۴ نحوه اعمال بارگذاری



شکل ۶ تغییر شکل بستر خاک در عمق بهینه قبل از به‌سازی



شکل ۵ مقایسه نشست در مدت بارگذاری در عمق‌های مختلف خاک به‌سازی‌شده به‌روش بیولوژیکی

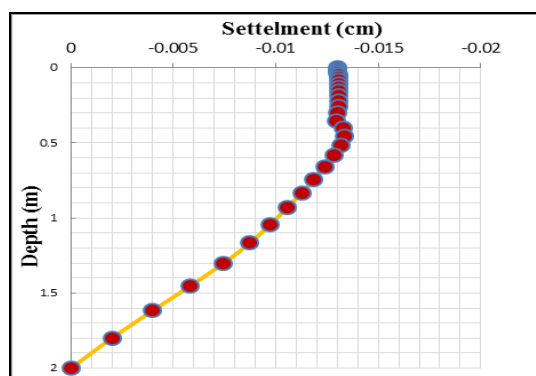


شکل ۷ تغییر شکل بستر خاک در عمق بهینه بعد از به‌سازی

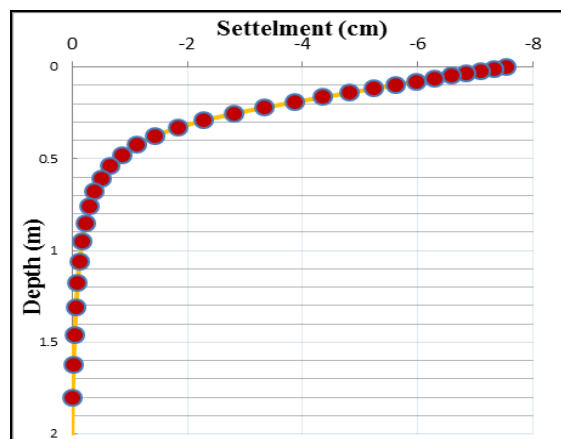
مقایسه نشست خاک بستر در عمق بهینه قبل و بعد از تثبیت خاک

باتوجه به شکل‌های (۶) و (۷) و نمودارهای به‌دست آمده از مدل‌سازی بستر راه، قبل و بعد از تثبیت خاک، می‌توان دید که تثبیت بیولوژیکی تأثیر قابل توجهی در کاهش نشست خاک داشته است. پارامتر U بر روی نمودار مقادیر نشست را نشان می‌دهد.

باتوجه به نمودار شکل (۸) نشست خاک در زیر مرکز بارگذاری قبل از تثبیت ۷,۵ سانتی‌متر می‌باشد. بعد از تثبیت در نمودار شکل (۹) این نشست در زیر مرکز بارگذاری به ۰,۰۱۳ سانتی‌متر می‌رسد.



شکل ۸ نمودار نشست در عمق بستر خاک بعد از به‌سازی



شکل ۹ نمودار نشست در عمق بستر خاک قبل از به سازی

مقدار نشست زیر مرکز بارگذاری با استفاده از مدل الاستو پلاستیک مورد ارزیابی قرار گرفته است. با استفاده از روابطی که در جدول (۲) ارائه شده است تعداد تکرار مجاز بارگذاری تعیین می شود.

مقادیر کرنش فشاری عمودی در لحظه گسیختگی در دو حالت به سازی شده و به سازی نشده روی سطح لایه بستر محاسبه شده است. در حالت قبل از به سازی کرنش عمودی لحظه گسیختگی $10^{-5} * 101$ و در حالت بعد از به سازی این کرنش $10^{-6} * 9.641$ به دست آمده است. استفاده از مدل های ارائه شده در جدول (۲) مقادیر تکرار مجاز بارگذاری مطابق شکل (۱۰) می باشد. باتوجه به مقادیر به دست آمده کرنش لحظه گسیختگی قبل و بعد از به سازی احتمال وقوع تغییر شکل های ماندگار کاهش یافته است. همچنین باتوجه به معیار خرابی شیارگذاری، تعداد تکرارهای مجاز بارگذاری افزایش می یابد که این امر در شکل (۱۰) قابل مشاهده است. چنانچه تعداد ترافیک سال اول طرح یک روسازی مشخص باشد با استفاده از تکرارهای به دست آمده می توان عمر لایه بستر را در مقابل خرابی شیارشدگی برآورد نمود.

به طور کلی با استفاده از به سازی لایه های سست به روش بیولوژیکی سختی خاک افزایش، نشست خاک کاهش و در نتیجه پتانسیل شیارشدگی کم می شود.

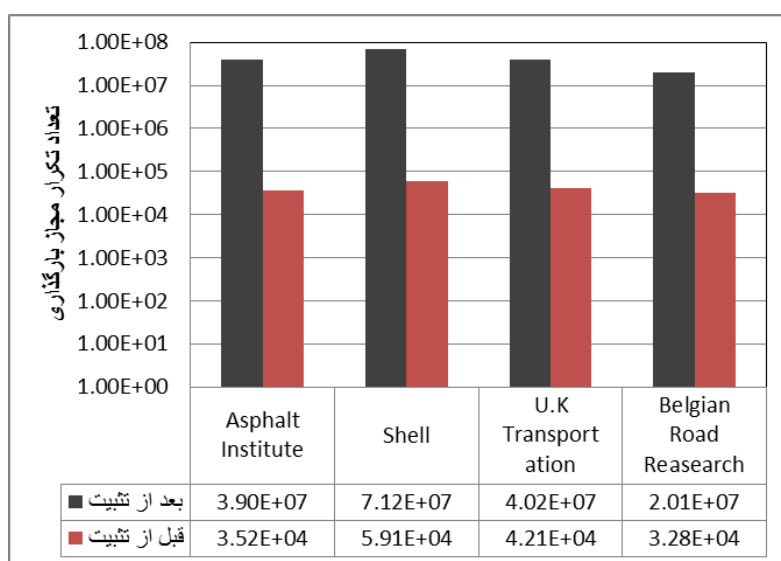
تعیین تعداد تکرار مجاز بارگذاری با استفاده از روابط فرمول های ارائه شده

در روسازی انعطاف پذیر سه مدل اصلی خرابی وجود دارد، این مدل ها عبارتند از: الف) مدل ترک خستگی، ب) مدل شیار گذاری، ج) مدل ترک حرارتی. در این مطالعات تنها مدل (ب) مطالعه شده است. در حالت الف) خرابی در رویه سازه اصلی اتفاق افتاده است و نتیجه کاهش عمر سازه به علت ایجاد تنش کششی در تارهای تحتانی لایه به خاطر تکرار بارهای وارد بوده است. در حالت ب) خرابی ایجاد شده در سازه روسازی نتیجه ایجاد تغییر شکل های قائم بیش از حد در بستر به علت تکرار این بارها بوده است [13].

در این بخش با استفاده از روابط ارائه شده در جدول (۲) که مربوط به مؤسسه انستیتو آسفالت (Asphalt Institute)، شل (Shell)، اداره مرکز تحقیقاتی راه و ترابری انگلستان (U.K. Transportation & Road Research) و آیین نامه بلژیک (Belgian Road Research Center) است، تعداد تکرار مجاز بارگذاری محور ۸،۲ تنی محاسبه شده است. تمامی این روابط مقدار شیارگذاری روی بستر روسازی را به وسیله کرنش فشاری (ϵ_z) روی این لایه محدود می نمایند [14]. از آنجایی که هدف ممانعت از ایجاد نشست و تغییر شکل پلاستیک در لایه بستر می باشد، بنابراین حداکثر کرنش فشاری عمودی (ϵ_z) در این روابط معیار قرار می گیرد.

جدول ۲ روابط تعیین تعداد تکرار مجاز بارگذاری (یانگ و هوانگ، ۱۹۹۳)

ارائه دهنده	روابط تعیین تعداد تکرار مجاز بارگذاری
مؤسسه انستیتو آسفالت	$1.365 \times 10^{-9} (\epsilon_z)^{-4.477}$
مؤسسه شل	$6.15 \times 10^{-7} (\epsilon_z)^{-4}$
مرکز تحقیقاتی راه و ترابری انگلستان	$6.18 \times 10^{-8} (\epsilon_z)^{-3.95}$
آییننامه بلژیک	$3.05 \times 10^{-9} (\epsilon_z)^{-4.35}$



شکل ۱۰ مقایسه تعداد تکرار مجاز بارگذاری قبل و بعد از تثبیت خاک

جمع بندی

بنابراین به تعیین عمق مؤثر برای به سازی پرداختیم که عمق ۳۵ سانتی متر برای به سازی بسیار مناسب بود، زیرا نشست بستر در زیر مرکز بارگذاری بعد از این عمق به یک مقدار ثابت می رسد و برای جلوگیری از هزینه های اضافی در به سازی بیولوژیکی نیازی به تزریق محلول باکتریای بیش از این عمق نیست. از آنجایی که خاک های دانه ای ضریب نفوذپذیری بالایی دارند، محلول باکتریایی به راحتی و به صورت همگن در این نوع خاک ها نفوذ می کند. در بررسی های آزمایشگاهی نفوذ محلول باکتریایی در خاک های دانه ای مشاهده شده است [۱۰]. تعداد تکرار مجاز بارگذاری که با جای گذاری مقدار کرنش عمودی (ϵ_z) حاصل از بارگذاری اعمال شده روی بستر راه در دو حالت

میزان نشست خاک بستر راه قبل از به سازی در زیر مرکز بارگذاری (در مدل بهینه با عمق ۲ متر)، ۷٫۵ سانتی متر می باشد و بعد از تثبیت این نشست در زیر مرکز بارگذاری به ۰٫۱۳ سانتی متر می رسد. این نتیجه گویای این موضوع است که خاک ماسه ای نرم به ماسه سنگ تبدیل شده است. بنابراین این روش در خاک های دانه ای سست برای بهبود خواص مکانیکی خاک، افزایش ظرفیت باربری، کنترل فرسایش و همچنین کاهش خطرات روانگرایی و پایداری شیب ها می تواند مورد استفاده قرار گیرد. باتوجه به این که عمق تزریق محلول باکتریایی در مقیاس بزرگ بسیار مهم است تا عمق به سازی شده یکنواخت و همگن باشد

به‌سازی شده و به‌سازی نشده در روابط آیین‌نامه‌های آمریکا، انگلستان و بلژیک است نشان می‌دهد که این عدد بعد از به‌سازی ۱۰۰۰ برابر افزایش می‌یابد و بیانگر افزایش قابل توجه عمر بستر به‌سازی شده می‌باشد. برای به‌دست آوردن عمر دقیق بستر روسازی تعداد ترافیک سال اول طرح روسازی باید مشخص باشد. وقتی قسمتی از ماسه شل با استفاده از به‌سازی بیولوژیکی به ماسه سنگ تبدیل می‌شود، قسمت به‌سازی شده باعث تعدیل تنش‌های وارد به بستر راه می‌شود، بنابراین قسمتی از ماسه شل که زیر قسمت به‌سازی شده است تنش‌های کمتری را تحمل خواهد کرد. همچنین یکی از دلایل ترک خوردگی آسفالت نشست‌های نامتقارن و گسیختگی خاک بستر می‌باشد که با به‌سازی بیولوژیکی بستر راه می‌توان از ترک خوردگی آسفالت جلوگیری نمود و در نتیجه عمر آسفالت افزایش می‌یابد.

مراجع

1. Wiffin, V. V., "Microbial Carbonate Precipitation as a Soil Improvement Technique", *Geomicrobiology Journal*, 24, PP. 417-423, (2007).
2. Erlich, H. L., "Geomicrobiology", Marcel Dekker. Inc., New York, (1981).
3. Erlich, H. L., "Geomicrobiology", Marcel Dekker. Inc., New York, (1996).
4. Rodriguez-Navarro, C., Rodriguez-Gallego, M., Ben Chekroun, K., Gonzalez-Muñoz, M.T., "Conservation Of Ornamental Stone By Myxococcus Xanthus-Induced Carbonate Biomineralization", *Applied And Environmental Microbiology*, 69(4), PP. 2182-2193, (2003).
5. Castanier, S., "Bacterial Role in Precipitation of Carbonate Minerals", *Microbial Sediments*, PP. 32 - 39, (2000).
6. Fujita, Y.T., "Stimulation of Microbial Urea Hydrolysis In Groundwater To", *Sci. Technol*, PP. 3025-3032, (2008).
7. Grant Ferris, F., "Calcite Precipitation and Trace Metal Partitioning in Groundwater And The Vadose Zone: Remediation Of Strontium-90 And Other Divalent Metals And Radionuclides In Arid Western Environments", USDOE Office of Environmental Management, Technical Report, University Of Toronto, (2003).
8. Ramachandran Sk., Ramakrishnan. V., "Remediation of Concrete Using Microorganisms", *Aci Mat*, pp. 3-9, (2001).
9. Hammes, F., "Calcium Removal from Industrial Wastewater by Bio-Catalytic CaCO₃ Precipitation", *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, Vol. 78, 6, PP. 670-677, (2003).
۱۰. بدیعی، ح.، «به‌سازی خصوصیات مکانیکی خاک‌های دانه‌ای به وسیله سمیتاسیون بیولوژیک»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران (ژئوتکنیک)، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، (۱۳۹۰).
11. Lacey, G., Thenoux, G., and RodríguezRoa, F., "Three-Dimensional Imensional Finite Element Model for Flexible Pavement Analyses Based on Field Modulus Measurements", *The Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol. 33, No. 1B, (2007)

۱۲. معاونت راهبردی دفتر ریاست جمهوری، آیین نامهٔ روسازی آسفالتی راه های ایران، نشریهٔ ۲۳۴، تجدید نظر اول، (۱۳۹۰).
۱۳. فاروقی، ف.، امیری حسینی، ح.ر.، بامداد زیکساری، آ.، «تأثیر کیفیت میان لایهٔ روسازی انعطاف پذیر بر روی طول عمر سازهٔ روسازی» چهارمین کنگرهٔ ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، اردیبهشت، (۱۳۸۷).
14. Huang, Y. H., "Pavement Analysis & Design", Englewood Cliffs, N.J, Prentice Hall, New Jersey, (1993).

Modified Electrical Conductivity Test Method for Evaluation of Concrete Permeability

A. Pilvar^{1*} A.A. Ramezaniapour²
H. Rajaie³

1-Introduction

It is widely known that the deterioration of concrete due to corrosion of reinforcement is one of the most significant durability problems that the construction industry is concerned with. Considering the importance of the chloride ion penetration mechanism, different types of tests have been employed up until now to measure the resistance of different types of concrete against chloride.

The electrical conductivity property of concrete was one of the properties of concrete that could be used to assess the ability of concrete against the penetration of chloride ions. The electrical properties of cement-based materials have been investigated for nearly a century. Theoretical and experimental studies indicated that there is a relationship between the electrical conductivity and the permeability of concrete. The electrical conductivity of concrete is the expression of the mobility of ions - containing chloride ions - in pore solution of the concrete. Hence, it was expected that there was a logical relation between electrical conductivity and permeability of the concrete.

However, there were limitations in the relationship between the conductivity and the permeability of concrete. Conductivity of the concrete samples depends on both properties of the capillary pore structure and the pore solution conductivity. However, by saturating the concrete specimens with highly conductive solution, the variability of pore solution becomes much less significant.

In this contribution, based on fundamental electrochemical principles, a modification on electrical conductivity test is proposed. The results of this test are independent of the pore solution conductivity of the concrete. This paper deals with the electrochemical principles that led to the development of the modification on electrical conductivity test. It also describes the test method.

2. Test method

The apparatus are the same as described in Test Method ASTM C1760. They consist of two 250 ml cells, contiguous to a central part, which contain the concrete sample. Both cells are tied to the central

section, thus they compress the silicone rubber collar and clamp the sample. Each cell contains a 5 M NaCl solution. A potential difference of 10 volts is applied for passing a direct current through the sample via the stainless steel anode and cathode. A data logger reads the flowing current accurately.

The apparatus is designed for concrete or mortar samples of 100 mm diameter and 25 mm thickness. Typically, the samples are sliced from cast cylinders or drilled cores. Samples are kept in the oven at 50°C for 7 days for being dried. After that, they are vacuum dried for 3 hours, then they are saturated in vacuum in a 5 M NaCl solution for 2 hours, and they are left to soak in the solution for an additional 18 hours.

After setting up the cells, the circuit is arranged and the current is measured for 1 min after the voltage (10 V) is first applied. This current is recorded as the output of the experiment. For calculating the conductivity of each sample using the applied potential difference, the current is measured and the dimensions of the sample, equation 1 have been used.

$$\sigma = \frac{i}{V} \cdot \frac{t}{A} \quad (1)$$

where σ is the conductivity of the sample [mS/cm], i is the electric current [mA], V is the potential difference [V], t is the thickness of the sample [cm], and A is the cross sectional area of the sample [cm²].

3. Experimental programs

In order to examine the performance of the instrument built for measuring the permeability of concrete against chloride ions, 20 different concrete mixtures were used, including ordinary concrete, concrete containing silica fume and concrete containing calcined perlite powder. The summary of mixture proportions are shown in Table 1.

ASTM C150 type I Portland cement was used in all the concrete mixtures. Two pozzolans used in this work, were silica fume (SF) and calcined perlite powder (CPP).

For all mixed designs, coarse aggregates were crushed calcareous stone with the maximum size of 19 mm and fine aggregates were natural sand. Potable water was used for casting and curing all concrete specimens. Also, the Polycarboxylate Ether (PCE) based on superplasticizer was employed to achieve relatively constant workability.

4. Results and discussion

In addition to the method developed in this study, which is hereafter referred to as the MBCT (Modified Bulk Conductivity Test), two standard test methods

^{1*} Corresponding Author, Ph.D., Department of Civil Engineering, Toos University, Mashhad, Iran.

Email: amir63p@aut.ac.ir

² Ph.D., Department of Civil & Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

³ Ph.D., Concrete Technology and Durability Research Center (CTDRc), Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran.

RCPT (ASTM, 2012a) and bulk conductivity (BCT) (ASTM, 2012b), have also been applied to all of the samples. The average of three test results is used to minimize the discrepancy of the results. The results are shown in Table 2.

Table 1. Mix proportion of concretes

No.	Mix	Binder (kg/m ³)	w/b	Supplementary Material	
				Type	Percentage
1	SF404500	400	0.45	SF	0
2	SF403500	400	0.35	SF	0
3	SF354500	350	0.45	SF	0
4	SF353500	350	0.35	SF	0
5	SF404507	400	0.45	SF	7.5
6	SF403507	400	0.35	SF	7.5
7	SF354507	350	0.45	SF	7.5
8	SF353507	350	0.35	SF	7.5
9	SF404515	400	0.45	SF	15
10	SF403515	400	0.35	SF	15
11	SF354515	350	0.45	SF	15
12	SF353515	350	0.35	SF	15
13	Pe304500	300	0.45	CPP	0
14	Pe304510	300	0.45	CPP	10
15	Pe304520	300	0.45	CPP	20
16	Pe304530	300	0.45	CPP	30
17	Pe303500	300	0.35	CPP	0
18	Pe303510	300	0.35	CPP	10
19	Pe303520	300	0.35	CPP	20
20	Pe303530	300	0.35	CPP	30

As it is shown in Table 2, at constant water to binder ratio and cement content, replacing cement with silica fume will remarkably decrease the total passed charge in RCPT and the conductivity of concrete samples. These can be justified by noting that pozzolanic reactions proliferate the tortuosity in the structure of capillary pores and further condenses the pore structure. Furthermore, as the concentration of OH⁻ ions diminishes in most of these reactions, the conductivity of the pore solution diminishes substantially. As a result of these two phenomena, as well as dilution, the conductivity of concrete substantially decreases.

However, the issue relating to reduction in conductivity has been moderated in the MBCT method. This can be ascribed to the saturation of the samples with 5 M NaCl solutions and the uniformity of the pore solutions conductivity of the different concrete samples. Therefore, it can be argued that this method is less sensitive towards the variations in the pore solution conductivity in different concretes.

Replacing cement with CPP of different levels leads to a decrease in the RCPT and bulk conductivity

up to half at the age of 28 days. Probably, the dilution effect and pozzolanic reactions are the main reasons. Furthermore, at the age of 91 days, this reduction is more sharply to less than one fifth in comparison with the control mixtures. It seems that, in addition to the dilution effect, the main reason of this great reduction is the pozzolanic reaction which can result in the reduction of the conductivity of the pore solution.

Table 2: Tests results

No.	Mix	BCT (mS/cm)		RCPT (columbs)		MBCT (mS/cm)	
		28 days	91 days	28 days	91 days	28 days	91 days
1	SF404500	0.254	0.183	5706	4460	1.09	0.88
2	SF403500	0.172	0.119	3807	2556	0.72	0.59
3	SF354500	0.218	0.149	4802	3335	0.98	0.82
4	SF353500	0.150	0.088	3158	1944	0.62	0.43
5	SF404507	0.084	0.047	1918	988	0.61	0.47
6	SF403507	0.060	0.030	1262	629	0.40	0.30
7	SF354507	0.083	0.043	1772	958	0.57	0.44
8	SF353507	0.059	0.027	1243	551	0.36	0.23
9	SF404515	0.056	0.019	1143	417	0.50	0.40
10	SF403515	0.041	0.015	796	319	0.33	0.27
11	SF354515	0.049	0.018	1062	396	0.46	0.35
12	SF353515	0.036	0.014	750	294	0.30	0.19
13	Pe304500	0.303	0.202	6769	5472	1.57	1.40
14	Pe304510	0.249	0.121	5796	2618	1.50	1.20
15	Pe304520	0.207	0.072	4374	1485	1.31	1.03
16	Pe304530	0.148	0.050	3129	1042	1.25	0.81
17	Pe303500	0.179	0.131	3922	3159	1.24	1.09
18	Pe303510	0.162	0.082	3550	2010	1.20	0.95
19	Pe303520	0.141	0.052	3078	1120	1.04	0.83
20	Pe303530	0.125	0.044	2692	810	0.99	0.65

5. Conclusion

Based on the experimental and analytical results, the following conclusions are drawn:

1. The results of the three tests illustrated that applying SF and CPP reduces the chloride permeability of concrete.
2. Due to the consumption of OH⁻ ions that ensue in the pozzolanic reactions and consequently the substantial reduction in the conductivity of the pore solution, the permeability indicator of the concrete samples incorporating SF and CPP exhibit a substantial reduction when compared to control samples for BCT and RCPT methods.
3. For concretes containing SF and CPP, the MBCT is less sensitive towards the variations in the pore solution conductivity in comparison with RCPT and BCT.

Investigating the Most Important Physical and Mechanical Properties of Phosphorus Slag Cement

A. Allahverdi^{1*}

M. Mahinroosta²

1-Introduction

The development of the cement industry and related products in the framework of the principles of sustainable development has been discussed in many research studies. These principles include saving natural resources, saving energy, reducing environmental pollution, and improving the durability of the cement and the concrete. The development of the cement industry in addition to its usefulness to humankind is also associated with the consumption of a large amount of resources and energy. Portland cement production is associated not only with the use of limestone, clay, thermal and electrical energy, but also with emission of gases such as carbon dioxide, sulfur trioxide, and nitrogen oxides into the atmosphere, causing the greenhouse effect and acid rain. Therefore, the development of the cement industry should be bounded by a sustainable development strategy. When modern concrete structures are exposed to corrosive environments, major problems that can eventually lead to early destruction occur. During the twentieth century, the carbon dioxide concentration which is one of the byproducts of the steel and Portland cement factories, has risen to 50% in the environment. Therefore, finding suitable materials that can replace cement in concrete are a promising way to reduce the release of this gas. These materials should not contaminate the environment, increase energy consumption and reduce the durability of structures. This suitable solution can expand the recycling of industrial solid wastes such as blast furnace slag, steel slag, phosphorus slag, chromium slag, copper slag and fly ash as additives to cement. The purpose of using these industrial solid wastes as additives to cement is to expand the consumable resources, save energy and reduce environmental pollution. It can also reduce production costs and improve cement durability. In this paper, phosphorus slag (PHS) is used as a supplementary cementing material for the preparation of a blended cement, which is both mechanically and chemically activated.

2-Experimental Program

In order to prepare test specimens and perform experiments, first phosphorus slag cement containing 80 wt.% of PHS and 20 wt.% of the Portland cement based-compound chemical activator were mixed and were homogenized by mechanical treatment. The above-mentioned cement mixture was then milled by a laboratory ball mill to desirable Blaine fineness of 2050, 3030, and 4500 cm²/g. The most important physical and mechanical properties of phosphorus slag cement, which are discussed in this paper, are changes of bulk density in terms of Blaine fineness, initial and final setting times, water-to-cement ratio, and compressive strength of mortar specimens at three Blaine fineness of 2050, 3030, and 4500 cm²/g. Then, the Blaine fineness of 3030 cm²/g will be selected to investigate the effect of curing temperature (45, 85, and 200 °C) on the development of compressive strength of the mortar specimens.

3-Results and discussion

The bulk density of phosphorus slag cement decreased with increasing the Blaine fineness. This means that by increasing the fineness, the porosity of the phosphorus slag cement increases and, as a result, the bulk density decreases. The decreased initial and final setting times by increasing the Blaine fineness can be attributed to the specific surface area and the number of cement grains in a certain volume of cement paste. Phosphorus slag cement has a longer final setting time than type II Portland cement. The remaining phosphorus in the form of P₂O₅ in phosphorus slag may be due to condensate orthophosphates and phosphates. Orthophosphates are highly soluble and increase the setting time. The water-to-cement ratios for PHS cement mortar at Blaine of 2050, 3030 and 4500 cm²/g were 0.36, 0.37 and 0.386 respectively, and for the pastes they were 0.25, 0.27 and 0.286, respectively. The water-to-cement ratio is influenced by the characteristics of PHS slag cement such as particle size, particle shape and specific surface area. The 7-, 14-, 28-, 90-, and 180-day compressive strengths of PHS slag cement mortar at three Blaine finenesses are given in Fig. 1. As it can be clearly observed, the compressive strength of PHS cement mortar increases at a certain aging time (e.g., 7, 14, or 28 days) with increasing the Blaine fineness. This can be related to the increased reactivity of PHS particles and their improved filling properties. By increasing the surface area, the available contact area for the hydration reactions increases. Also, by increasing the Blaine fineness which results in smaller particles, the particles fill the matrix's pore spaces much better than before. As a result of the effect of these two factors,

^{1*}Corresponding author: Professor, Research laboratory of Inorganic Chemical Process Technologies, School of Chemical Engineering, Iran University of Science and Technology.
Email: ali.allahverdi@iust.ac.ir

²Ph.D. candidate, Research laboratory of Inorganic Chemical Process Technologies, School of Chemical Engineering, Iran University of Science and Technology.

the compressive strength increases with the enhancement of Blaine fineness.

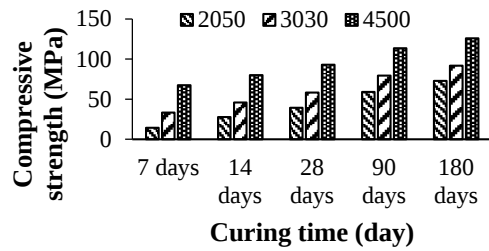


Fig. 1 Compressive strengths of phosphorus slag cement mortar at three Blaine finenesses and various curing times

Also, Fig. 2 depicts the compressive strength results observed at three curing temperatures of 45, 85, and 200 °C at different ages of curing.

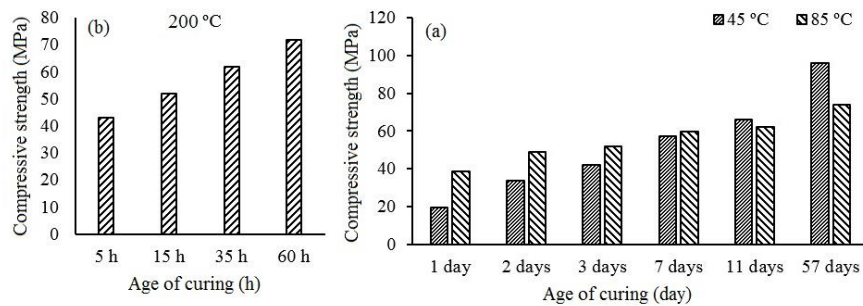


Fig. 2 Compressive strengths of phosphorus slag cement mortar at various curing temperatures

4-Conclusions

The results showed that the compressive strength increases with increasing the Blaine fineness. Also, compressive strength increased in terms of curing times at three temperatures, with the difference being that at the two considered temperatures above 45 °C, the compressive strength at the end of the curing time was reduced. Water-to-cement ratios of mortar and paste of phosphorus slag cement at low Blaine fineness were higher than those at a higher Blaine fineness. The initial and final setting times of phosphorus slag cements were longer than those of type II Portland cement. In morphological studies, it was observed that Portlandite crystals that resulted from the hydration of slag and Portland cement at different temperatures had different morphologies.

Effects of Discharges Source Section on Flow Characteristics of Negatively Buoyant Effluent

F. Shacheri^{1*} N. Sheikhrza zadeh²
M. Saeedi³ J. M. Vali Samani,⁴
A. Shacheri⁵

1-Introduction

Nowadays, the reduction in the cost of water production in desalination plants around the world is growing rapidly in number and size and hence the amount of brine flow increases. The desalination processes include removing the suspended matter and the dissolved minerals (mainly salt) from seawater or brackish water to produce fresh and drinkable water. It leads to production of a highly concentrated waste water which essentially discharges into coastal waters through marine outfalls. The discharging is mainly done using outfalls which are designed as submerged and surface structures. The majority of the studies in the past have focused on the surface discharge of positive buoyant flow that have different flow characteristics compared to those of dense surface discharges. Most of these studies focused on the determination of key flow characteristics in stagnant waters. Regardless of the importance of the effect of the geometry of the source, no study has been reported in the literature. The analysis of buoyant surface jets can be separated into the near-field and far-field regions. The near-field region is where the mixing is strongly dependent on the discharge conditions. It is the only region of the mixing region that can be controlled by the design engineer. Jones et al. (1996) reported that the discharge flow characteristics within the near-field in stagnant ambient can be determined by eight variables such as the Initial Volume ($Q_0 = U_0 \cdot A_0$), Momentum ($M_0 = Q_0 \cdot U_0$), Buoyancy Fluxes $B_0 = Q_0 \cdot g_0$, where $g_0 = (\Delta\rho_0/\rho_a) \cdot g$ is initial reduced gravity term, g is acceleration, (U_0) is discharge velocity, (A_0) is discharge channel section and the width and depth is (h_0, b_0), the ambient velocity s (u_a), the distance along trajectory is (X), and the ambient water depth is (H). Using dimensional analysis, flow geometrical and mixing properties can be linked to the discharge feature and initial flow fluxes. Thus, the discharge length scale (L_Q) and jet to plume length scale (L_M) were used to describe the properties of buoyant jet flows. L_Q describes the region where discharge channel geometry extremely

influences the flow properties. L_M represents the location where the transfer from momentum-dominated region (jet-like behavior) to the buoyancy-dominated region (plume-like behavior) happens into unstratified stagnant ambient. The ratio of these two length scales is expressed as the densimetric Froude number ($Fr_d = \frac{L_M}{L_Q} = \frac{u_0}{\sqrt{g \cdot A_0^{1/2}}}$). Really, in this study the

effect of channel geometry, the rectangular and trapezoidal section, on surface dense flow the characteristics were experimentally investigated. Dense flow behavior was reported for Densimetric Froude number less than twenty. So, the self-similarity property of flow is not established in these experiments.

2. Experimental method

The experiments were conducted in the Hydro-environmental research laboratory at Iran University of Science and Technology (IUST) by discharging a continuous flow of brine into a glass-walled tank with a length of 6.00 m, the width of 1.80 m, and the depth of 1.5, filled with fresh water. The surface discharges were two steel channel with rectangular and trapezoidal sections, 10 cm width for both where depths varied from 0.66 to 2.4 cm for rectangular channel and varied from 0.8-2.3 cm, for trapezoidal section with side slope equal to $Z=1.5$. Discharge densimetric Froude numbers ($Fr_d = \frac{u_0}{\sqrt{g_0 \cdot A_0^{1/2}}}$) in the range of 1.7 -4.93 were used with the channel Reynolds numbers ($Re = \frac{u_0 \cdot h_0}{\nu}$ where ν is kinematic viscosity) in the range of $Re > 500$. Brine density has been changed within the range of 1.01-1.053 $\frac{g}{cm^3}$ for the salinities of 22.2-73.4 ppt and temperatures in the range of 20 to 24C⁰.

In this paper a new simple non-intrusive optical technique was used to define flow properties. The experiments were conducted in a dark room in front of a uniform light source of fluorescent lamps by the frequency of 50 HZ. 35 frames were captured for each second by a camcorder, extracted then for pre and post processing. The image stream Ver. 7.0 software was used to obtain the average image to determine the light intensity of each pixel. The IrfanView software was also utilized to convert the average colorful picture of the experiment into inverted gray scale images in which the light intensity of each pixel ranges from 0 to 255 with minimum for pure white and maximum of pure black. For image processing, the light intensity for each pixel of the averaged-gray scaled image was

^{1*} Corresponding Author, Graduated of Water Structure Engineering of Tarbiat Modares University(TMU).
Email: F.shacheri@yahoo.com

² Ph.D. Student of Water Structure Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

³ Prof. of Water and Environment, School of Civil Eng., Iran University of Science and Tech., Tehran.

⁴ Prof. of Water Structure Engineering, of Tarbiat Modares University (TMU).

⁵ B.S. Student of Chemical Engineering, School of Chemical Eng., Semnan University

analyzed using the codes developed by the MATLAB software.

3. RESULTS

The results of a comprehensive experimental study on the impact of the outfall source shape on the flow characteristics in surface discharge of negatively buoyant effluent in stagnant water were done on two sections of rectangular and trapezoidal shapes.

The data collected from each experiment were processed to obtain the trajectory centerline maximum. In each of the sections with increase in the densimetric Froude number (Fr_d), horizontal advancing (X) along the jet trajectory increases. One major difference in the trajectories of the trapezoidal section, if compared to rectangular section (with similar kinematic and buoyancy characteristics), is that the horizontal progression and trajectory are longer for the trapezoidal section (Figure 1). This means that a trapezoid section travels longer horizontal distances ($\frac{X}{L_M}$) than a rectangular section,

to reach a certain elevation ($\frac{Z}{L_M}$).

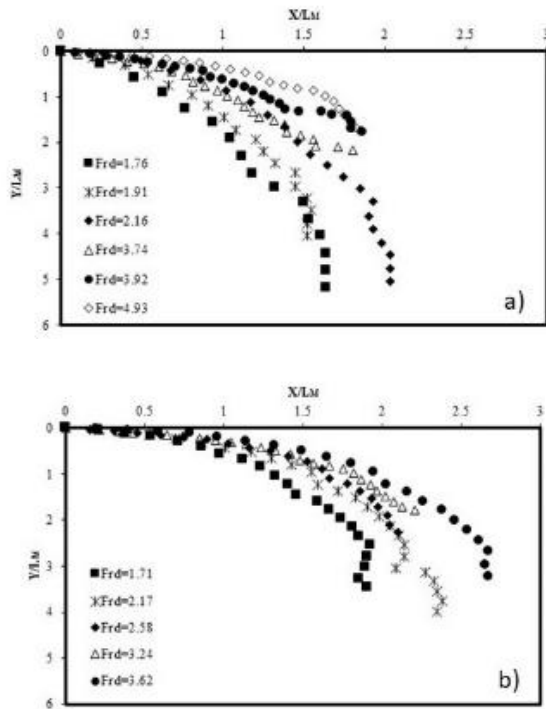


Figure 1: Experimental result of surface discharge of dense buoyant jet, (a) rectangular section, (b) trapezoidal section

In this study, the jet width is determined as the distance from the jet centerline where the intensity value is $1/e$ of the maximum intensity value, thus

$$I(b_v) = \frac{1}{e} I_{\max}$$

In jet like regions for both sections, the trend of changes in flow width was overlapping in all profiles

and varies linearly with a steep slope. In plume like regions, the slope against the jet like region has nonlinear trend and its slope is less than the jet region (Figure. 2).

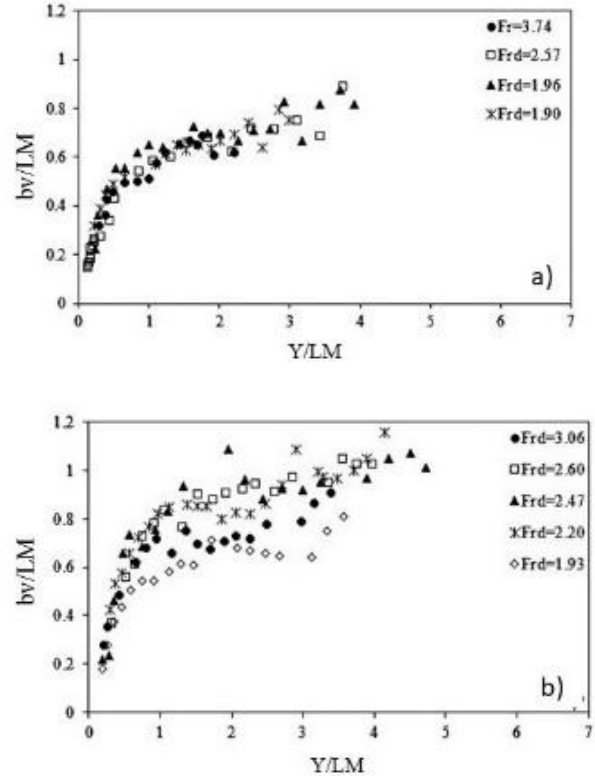


Figure 2: Flow width variation of surface discharge in negatively buoyant waste water downward the bed (Z-axis) (a) rectangular section, (b) trapezoidal section]

In this study, in order to study the profiles of flow concentration in different directions, the intensity of black light was extracted in different transverse sections perpendicular to the central line of the current for both rectangular and trapezoidal sections.

4. Conclusion

In this research, the source geometry effect on surface discharge of negatively buoyant effluents from discharging channel were studied and the effective dimensionless parameters were investigated; and flow pattern, concentration profiles, change width and flow trajectory were scrutinized. The results indicated that trapezoidal sections were performed better than rectangular sections for $Fr < 20$. The result of flow behavior in these sections indicates that despite similar behavioral pattern, geometric and mixing characteristics of trapezoid are better than those of a rectangular section.

The Effect of Upstream Overhang on Debris Blocking and Discharge Capacity of Piano Key Weirs

M. Poshteh-Shirani¹ M. Rahimpour^{2*}
M. M. Ahmadi³

1-Introduction

The capacity of an existing spillway can be increased by lengthening the spillway crest, or increasing the discharge coefficient or operating head, or any combination of these approaches. Labyrinth weirs are an effective hydraulic structure with the longest spillway crest. The Piano Key Weir (PKW) is a further develop type of nonlinear (labyrinth-type). This weir (PKW) is designed for free-surface flow control. The PK weir type can be divided into four groups according to the presence or absence of overhangs. In PKW type A, the upstream and downstream overhangs exist, and if PK weir is without downstream, upstream or both overhangs, it is B, C and D, respectively.

The PK Weir structure has a small effect on the structure of the dam, gate and other dam components, and also, in a constant head, the likelihood of blockage caused by floating debris in a PKW is less than the Labyrinth weirs. The floating debris can include branches and leaves of trees. Flooding in relatively dry areas can carry dried up branches and, in more critical conditions, cause land erosion or erosion of the banks of the river and the entry of trees into the river. The collection of floating woody debris in flow control structures, such as weirs, can lead to the reduction of the open flow area for water passage, and consequently reduced discharge capacity and safety. Woody debris, often combined with urban waste, can cause serious problems for hydraulic structures such as weirs, bridge decks or bridge piers.

In this study, the discharge capacity was investigated through 5 different geometries of the weir with different ratio length of overhanging and also the probability of woody debris collection using five models of wood and the location of the critical zone for obstructing the debris in the said weir were studied.

2- Dimensional analysis

One of the challenges associated with PK weir design is the large number of geometric parameters that affect discharge capacity (Fig. 1). The general function of the parameters effective to PKW discharge capacity can be expressed as shown in Eq.1:

$$f(P, W, W_i, W_o, B_b, B, B_i, B_o, T_s, D, L_d, H, Q, \rho, \mu, \sigma, g, \pi) = 0 \quad (1)$$

In Eq. (1), the height of PK-Weir P, total width of PK-Weir W, inlet key width W_i , outlet key width W_o , length of PKW B, PK weir footprint length B_b , upstream (outlet key) overhang lengths B_o , downstream (inlet key) overhang lengths B_i , weir wall thickness T_s , upstream hydraulic head H, flow discharge Q, diameter of debris D, length of debris L_d , the dynamic viscosity μ , density ρ , surface tension σ , acceleration of gravity g, and likelihood of blockage π . Using the dimensional analysis method, relation (2) is introduced as the final equation.

$$\pi = f\left(\frac{P}{H}, \frac{B_i}{B_o}, \frac{D}{H}, \frac{L_d}{D}, \frac{L_d}{H}\right) \quad (2)$$

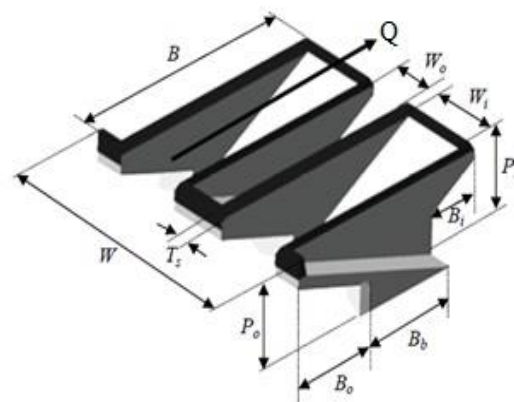


Fig. 1. Fundamental parameters on PKW

3- Model Specifications

The PKW models used in this study were made of glass with 4mm thickness, and also their width of the inlet and outlet keys is 15 and 10 cm, respectively. In Table 1, other geometric parameters of the studied models are mentioned.

Table. 1 parameters of PKW geometry

Symbo l model	PKW 0	PKW _{0.5}	PK W	PKW _{1.2} 5	PKW _{1.5} 5
B_i/B_o	0	0.5	1	1.25	1.5
L/W	4.22	4.69	5.16	5.39	5.62
P	25	25	25	25	25
B	30	30	30	30	30

For investigating the probability of woody debris collection using two model wood trunks and rootstocks, respectively (Fig. 2).

¹ Graduate student of Water Engineering Department, Shahid Bahonar University of Kerman.

^{2*} Corresponding Author, Associate Professor, Water Engineering Department, Shahid Bahonar University of Kerman.

Email: rahimpour@uk.ac.ir

³ Assistant Professor, Water Engineering Department, Shahid Bahonar University of Kerman.



Fig.2. model debris including, trunks (from 1 to 4) and rootstocks (5)

In this study, at various discharge conditions, 20 to 33 trunks and rootstocks with every size class were added randomly at the flume in at least 2 m upstream of the PKW. At each stage of the experiment after blockage, the samples on the weir were held for a while to ensure that the blocked debris do not move to the other weir, and then these were removed and counted.

4- Finite Element Analysis

In this research study, by using PKW models, laboratory and debris, the discharge capacity, probability of collection and most probable location have been investigated. As it is seen in Fig. 4, the PKW_{1.5} and PKW_{1.25} produced 15% and 10.5% higher discharge efficiency (higher Cd values) than the other PKW models. In a general conclusion, it can be said that the flow rate and the discharge coefficient of the PKW_{1.5} model are better than the other models. Upstream overhang geometry existence and its rise length increase the inlet flow area, and result in a reduction of inlet velocities, flow contraction, and energy loss.

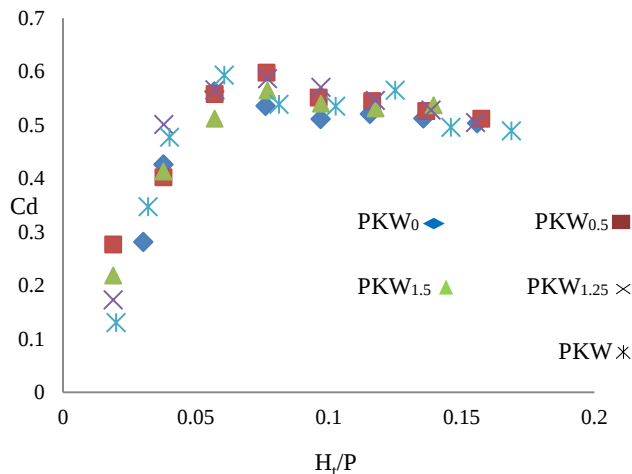


Fig.4. Cd vs. Ht /P Data for 5 ration upstream-to-downstream overhang

For investigating the blockage in these weirs, the likelihood of collection (π) has been used. Here, Π is equal to the ratio of trapped elements to the number of supplied elements. Eqs. 1 and 2 have been proposed

for determining the blocking probability of debris in two trunks and rootstocks conditions.

$$P = -0.919 \left(\frac{D}{H}\right)^2 + 2.26 \left(\frac{D}{H}\right) - 0.409 \quad (3)$$

$$R^2 = 0.822 \quad 0.2 \leq \frac{D}{H} < 1.3$$

$$P = 3.455 \left(\frac{D}{H}\right) - 0.547 \quad (4)$$

$$R^2 = 0.912 \quad 0.16 \leq \frac{D}{H} \leq 0.44$$

In the above equations for the least and the most values, the blocking probability is 1 and 0, respectively.



Fig.3. A view of blockage the rootstock in PKW

5- Conclusions

Based on the experimental and analytical results, the following conclusions are drawn:

- 1- The existence of upstream overhang in the weir structure, in addition to preventing the decreased flow of the weir, also causes increases in the discharge capacity of PKW.
- 2- The probability of blocking, in addition to the type of debris (trunk and rootstock), has a direct relationship with the diameter and length of the debris. However, the results of this study indicate that the diameter of debris relative to its length is an effective parameter on the obstruction.
- 3- The most likely location for blockage is different based on the water depth on the weir, the diameter of debris and their type. However, the exit key section is the most critical point in terms of obstruction and most of the debris are blocked in this section.

Investigation of Operation of Link Beam Length in Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling with Rigid Joint

M. Gholhaki¹ M. B. Ghadaksaz^{2*}

1. Introduction

Steel Plate Shear Wall (SPSW) has been used as a resisting system against the lateral loads in the construction of new buildings and strengthening the existing buildings (especially in high-rise buildings) within the four recent decades in North America, Canada and Japan. This system has an appropriate stiffness for controlling the structural deformation and because of its ductile failure mechanism, the energy dissipation is high. Due to architectural considerations, the SPSW system is typically located around the core and two SPSW systems get together partly because of the openings in the core. On the other hand, given that the American Regulation has limited the steel shear wall ratios to number 2.5, designers use a simple span beside two SPSWs, similarly, these two walls are connected by a link beam at each floor level.

2. Analysis and modelling of structural assumptions

Nine Coupled Steel Plate Shear Wall frames with a thin plate of rigid connection each with seven spans and different length of link beam, were modeled by using tape model in which the plan geometry used in the present research was based on the plan of the square.

In these samples, the width of the shear panels was 2.5 meters and their length varied from 1.25, 2.5 to 3.75 meters and the width of the side spans was 6 meters on each side. The frames assumed in the three buildings were 3, 10 and 15 floors with the height of 3 meter. Loading of samples was in accordance with the ASCE. The intensity of live and dead loads of floors and roof was considered to be 600, 500, 200 and 150 kg/m², respectively, and lateral force distribution of the building was done based on Iranian Earthquake Standard 2800 assuming terrain type 3 and based acceleration scheme of 0.35. in modeling steel ST37 with Poisson's ratio of 0.3 and elasticity modulus of 210 GPa was used.

3. Model verification and calibration

To calibrate finite element models of a thin plate three-story SPSW which has been tested in 2007 by Gholhaki was used. The mentioned wall had rigid connections in the plate of panels and columns, thus soft and high-strength steel has been used in the plates and the columns. The outline and the dimensions of the beam and column of

SPSW are shown in Fig. 1 and the mechanical properties of the used components are shown in Table 1. The σ_0 and E are yield stress and modulus of elasticity, respectively.

In this research, a finite element (FE) model for the C-SPSW specimen was constructed using the commercially available ABAQUS finite element software package. The majority of this FE model, including the infill plates and the boundary elements, were constructed using the 4-node, quadrilateral, stress/displacement shell elements with the reduced integration and a large strain formulation (ABAQUS S4R Element). Shell S4R elements were also used in the modeling. For simplicity, two linear plasticity models with kinematic hardening and the Von-Mises function were used. The slope of the hardening part in stress-strain curve was considered to be 3% of the elastic part and we used the sensitivity analysis and began the buckling of diagonal tension field by applying a 3 mm initial distortion to the middle of the plate. After conducting sensitivity analysis, a mesh size of 10 cm was used.

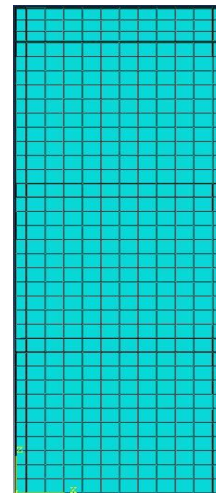


Fig. 1 Overview and details of laboratory sample

Table 1 The mechanical properties of SPSW specimens

Members	$\sigma_0(\text{N/mm}^2)$	$E(\text{kN/mm}^2)$
Plate	180	206
Column	366	206
Central beams	310	206
Upper beams	366	206

4. The study of nonlinear dynamic response (Time History)

In nonlinear time history analysis, structural behaviour was observed partially during earthquakes and this behaviour represents the more realistic behavior of structure during an earthquake than the other analyses. In this analysis, the effect of frequency content, the maximum acceleration and the effective duration of

¹ Corresponding Author, Associate Professor of Structural Engineering, Semnan University.

^{2*} Ph.D. Student, Structural Engineering, Semnan university.

E-mail: mgholhaki@semnan.ac.ir

earthquake was well observed and it was identified how two different earthquakes with identical maximum acceleration have different destructive effects of on a structure. According to the Iranian 2800 standard, the accelerograms that are used in determining the movement of the earth should represent the actual movement of the ground during an earthquake as much as possible. The duration of strong ground motion in accelerograms is at least 10 seconds or three times the original period of construction, whichever is greater, shall be chosen. In this paper, according to Iranian Earthquake Regulations 2800 and assuming the soil type 3 and reviewing the accelerograms, finally three Northridge earthquake, Tabas (Iran) and Loma Prieta (California, America) were selected and all accelerograms to 0.35g scale and characteristics of these earthquakes can be seen in Table 2.

Iranian 2800 standard was used in order to scale the accelerograms such that after scaling the accelerograms to their maximum value, the acceleration response spectra of each pair of scaled horizontal accelerograms were obtained by considering the 5% damping with SeismoSignal software. After combining the response spectra, each pair of acceleration averaged with square root method, should be compared with the standard design spectrum at interval periods of $0.2T$ and $1.5T$. In order to review the within period intervals, the main period of structure should be obtained. Thus, the main period of structure was obtained using modal analysis which can be seen in Table 3.

5. The nonlinear dynamic analysis

After creating the models in the ABAQUS software,

models were analyzed by nonlinear dynamics, then the shears, drift and DC of the models were obtained. Therefore, first of all base shear was calculated and then the drift of floors results were obtained, and at the end DC was studied.

6. Conclusion

In this study the behavior of coupled steel plate shear wall with beam connections to the rigid column was investigated by the use of nonlinear dynamic analysis. Thus, three C-SPSWs with 3, 10 and 15 story, were examined in models at three link beam lengths of 1.25, 2.5 and 3.75 meters. The samples of Northridge, Loma Prieta and Tabas earthquakes were analyzed and their base shear, drift, structure period, the degree of coupling were evaluated. The results showed that increasing the length of the link beam in coupled steel plate shear wall increases the structure's period, drift and reduces the base shear. The results also showed that increasing the length of the link beam has additive and subtractive effects on the degree of coupling. By the increase at the link beam length, at one-third middle height of the buildings, from medium height buildings to the high-rise buildings, the shear decreases and by increasing the height of structures the shear increases. In the Northridge earthquake, in 65% to 80% by changing the height of the structure of short height to medium height, the height of the drift lowers and in 40% to 50% by changing the height of structure from medium to high, the drift increases. In the 1.25m link beam, by increasing the number of floors, the degree of coupling reduces. In the 2.5m and 3.75m cases, with increasing the number of floors, the degree of coupling increases.

Table 2 Characteristics of the selected earthquake

Row	Name of Earthquake	Year	Station	Soil	Distance	PGA (M/S ²)	ΔT	Effective Duration	Selected Interval
1	Northridge	1994	CDMG 13122	3	82.3	0.104	0.02	10	21-11
2	LomaPrieta	1989	CDMG 58223	3	72.2	0.329	0.05	11	20-9
3	Tabas	1978	FERDOWS 71	3	91.1	0.107	0.02	26	36-10

Table 3. The main period of each structure based on modal analysis of 3, 10, and 15-story models

Row	Model - length of link beam	Period	0.2T	1.5T
1	3 story-1.25 m	0.3035	0.0607	0.455
2	3 story-2.5 m	0.3127	0.063	0.469
3	3 story-3.75 m	0.3216	0.065	0.489
4	10 story-1.25 m	0.722	0.144	1.083
5	10 story-2.5 m	0.759	0.152	1.183
6	10 story-3.75 m	0.8378	0.168	1.257
7	15 story-1.25 m	1.167	0.233	1.751
8	15 story-2.5 m	1.27	0.254	1.905
9	15 story-3.75 m	1.38	0.276	2.07

Study on the Features of Critical Arch in Granular Materials by the Developed Trapdoor Apparatus

A. Ahmadi¹

E. Seyed Hosseininia^{2*}

1- Introduction

In case of forming a stable arch in a granular medium due to successive particles removal, the interaction of the particles together leads to maintaining them against the failure caused by applied stresses from adjacent materials.

In an experimental test called "trapdoor test", the generation of arch can be studied. An arch can be formed over a trapdoor through granular materials as it is shown in Fig. 1.

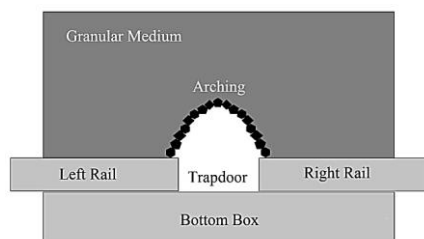


Fig. 1. Formation of stable arch over a trapdoor

Arching is a result of shear stress mobilization among granular materials. The shear stress is mobilized by relative displacement with respect to each other and this arch-formation is generated among the particles. The particles below the arch are not balanced and they fall over, while the particles above the arch remain in a static balanced condition. Although the arching formation can be considered as a transfer of pressure from a yielding mass of soil onto adjoining stationery parts, as done in the literature, this paper discusses the arching as a formation of a stable arch in granular materials using trapdoor tests. In this study, the formation of the last possible arch generated over a wide opening is investigated. Cohesionless granular materials are used in this study.

2- Experimental program

The developed trapdoor apparatus is an appropriate device to investigate how an arch is generated through cohesionless materials. Fig. 2 presents this setup and the corresponding parts.

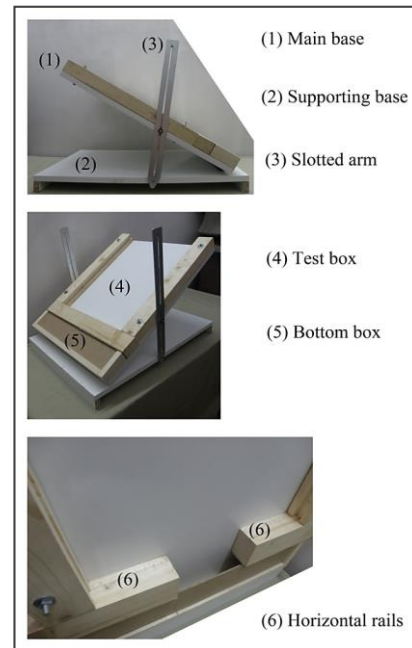


Fig. 2. Parts of the developed trapdoor apparatus

The device includes a variable trapdoor width, a test box with adjustable inclination, and a movable base. This setup can be considered as a modification of a so called trapdoor test already introduced in the literature. In this paper, the main base is clamped at directions by inclinations angle $\theta = \text{zero}, 10, 20, \dots$, and 90 degrees with respect to the horizontal, in order to study the process of arch formation along with its dimensions over various widths of trapdoor. It is noted that the trapdoor width is increased 2 mm at each step of the test procedure.

This paper concentrates on two significant events related to arching, which were observed in tests performed by the developed trapdoor apparatus. The first event is the parameters corresponding to the situation when the stable arch will be at the verge of failure, and second, the situation of the granular medium after which the no arch can be generated.

Some pebbles and plastic spheres called "rockfills" and "beads", respectively were used as granular materials. The beads have been set in two layouts: loose and dense. For the loose array, the particles are in a column-like layout. For the dense array, the beads are placed over each other in such a way that they are placed between the two underlying ones. Table 1 gives three properties of these non-cohesive materials, including internal friction angle (ϕ), density (ρ), and average diameter of particles (d_{50}). It is noted that the bead particles were identical.

¹ MS. C Faculty of Engineering, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad.

² Corresponding Author: Associate Professor, Faculty of Engineering, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad.
Email: eseyedi@um.ac.ir

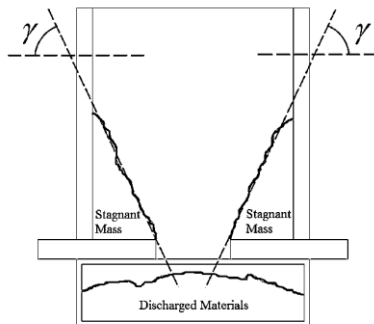
Table 1. Properties of test materials

	ϕ (deg)	ρ (kg/m ³)	d_{50} (cm)
Rockfills	41.3	1.58	0.9
Loose Beads	30.7	0.97	1.2
Dense Beads	37.4	1.04	1.2

3- Observations and discussion

Regarding authors' definition, the stable arch which would be formed over a trapdoor with maximum possible width W_{cr} (about 4.7 to 8.67 times d_{50} based on ϕ and θ values), is considered as "critical arch". It means that if trapdoor width exceeds W_{cr} , then arch formation is impossible. This step is considered as "failure threshold", and at the next one, when the trapdoor width becomes wider than W_{cr} , the observed events will be attributed to "after failure". The observations imply that the arch dimensions get larger with increasing the trapdoor width. However, the height of the critical arch is reduced compared with the previous step. The reason may depend on the discharge rate of particles, interlocking of grains more rapidly, and establishing a volume balance between discharged materials with those inside the box along with the empty space limited to arch boundary and trapdoor at this step.

The results indicate that after failure of the stable arch, left-over particles inside the test box are in a symmetric form on both the horizontal rails. Moreover, each mass arrangement remains nearly the same as the initial array. Therefore, each one can be described as the "stagnant mass" of materials (Fig. 3).

**Fig. 3 Stagnant mass formed in a granular medium and its direction with respect to horizon**

The angle of stagnant mass with respect to the horizontal (γ) may be derived from internal friction angle (ϕ) of the granular materials as well as the main base angle (θ) by the following expression:

$$\gamma \approx \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left(\frac{\theta}{32.6}\right)^{0.14} \quad (1)$$

4- Conclusion

The developed trapdoor apparatus can be applied to study the generation of arching which means the formation of a stable arch in cohesionless materials. In addition, the geometric characteristics can be studied well. The most outcomes of the present study include:

- 1) The maximum possible trapdoor width at which an arch-like formation can be generated is about 4.7 to 8.7 times the mean particle size of the granular materials. This value corresponds to the internal friction angle of the particles. This arch is referred to as "Critical Arch".
- 2) Although the width of the critical arch is the biggest among all possible arch-like formations, the arch height is not necessarily the biggest. For the height of the arches, it was seen that the height of all arches was increased as the width increases with the exception of the critical arch. The height of the critical arch was decreased with respect to the previous possible generation of arch.
- 3) After the collapse of the critical height, the particle flow would be continued until a stagnant part of the medium would remain with a stable slope. The stagnant slope angle is dependent on the internal friction angle of the particles.

CONTENTS

Study on the Features of Critical Arch in Granular Materials by the Developed Trapdoor Apparatus	A. Ahmadi - E. Seyedi Hosseininia	1
Investigation of Operation of Link Beam Length in Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling with Rigid Joint	M. Gholhaki- M. B. Ghadaksaz	19
The Effect of Upstream Overhang on the Debris Blocking and Discharge Capacity of Piano Key Weirs	M. Poshteh-Shirani - M. Rahimpour M. M. Ahmadi	34
Effects of Discharges Source Section on Flow Characteristics of Negatively Buoyant Effluent	N. Sheikhezadeh - N. Sheikhezadeh M. Saeedi - J. Mohammadvani Samani A. Shacheri	45
Investigating the Most Important Physical and Mechanical Properties of Phosphorus Slag Cement	A. Allahverdi - M. Mahinroosta	61
Modified Electrical Conductivity Test Method for Evaluation Concrete Chloride Ion Permeability	A. Pilvar - A.A. Ramezaniapour H. Rajaei	77
Investigation Effects of Canyon Topography on the Seismic Wave Scattering by 3D-BEM	M. Isari - R. Tarinejad	93
Numerical Modeling of Granular Soil Stabilized Using Biological Approach in Road Substrate	V. Nezami - S. Kharaghani- N. Mehrannia	109



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

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

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

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

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

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

ISSN 2008-7454



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 20

Study on the Features of Critical Arch in Granular Materials by the Developed Trapdoor Apparatus A. Ahmadi - E. Seyed Hosseininia	1
Investigation of Operation of Link Beam Length in Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling with Rigid Joint M. Gholhaki- M. B. Ghadaksaz	19
The Effect of Upstream Overhang on the Debris Blocking and Discharge Capacity of Piano Key Weirs M. Poshteh-Shirani - M. Rahimpour - M. M. Ahmadi	34
Effects of Discharges Source Section on Flow Characteristics of Negatively Buoyant Effluent N. Sheikhezadeh - N. Sheikhezadeh M. Saeedi - J. Mohammadvalli Samani A. Shacheri	45
Investigating the Most Important Physical and Mechanical Properties of Phosphorus Slag Cement A. Allahverdi - M. Mahinroosta	61
Modified Electrical Conductivity Test Method for Evaluation Concrete Chloride Ion Permeability A. Pilvar - A. A. Ramezani-pour-H. Rajaei	77
Investigation Effects of Canyon Topography on the Seismic Wave Scattering by 3D-BEM M. Isari - R. Tarinejad	93
Numerical Modeling of Granular Soil Stabilized Using Biological Approach in Road Substrate V. Nezami - S. Kharaghani- N. Mehrannia	109

Vol. 30, No. 2
Winter, 2018