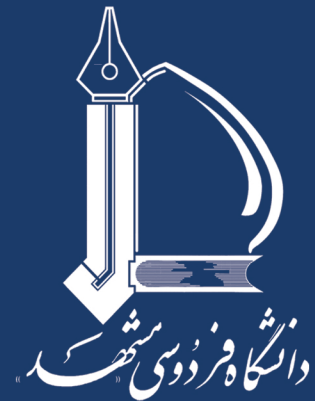




نشریه مهندسی عمران فردوسی (نشریه دانشکده مهندسی)

(علمی - پژوهشی)

- ۱ تأثیر مدهای بالاتر در تحلیل بارافزون ساختمان‌های بتن آرمه تحت
اثر زمین لرزه‌های نزدیک گسل
علیرضا مرتضایی - علی خیرالدین
- ۱۷ ارائه الگوریتم‌های بهینه‌سازی کارا با استفاده از روش رشد سازگار بیولوژیکی
سید محمدحسین جزایری ابنوی - محمدحسین ابوالبشری
- ۳۱ معرفی تکنیکی جدید برای ارزیابی رفتار و تغییر حجم خاک‌های غیراشباع
غلام حسن اسکندری - علی رئیسی استبرق - عباس سروش
- ۵۳ بررسی اثر میزان رس کائولینیت و حرارت در پاک‌سازی خاک ماسه بادی
آلوده به گازوئیل از طریق روش استخراج بخارات خاک (SVE)
محمدرضا صبور - بهجت رضایی - امین جعفرقلی
- ۶۷ بررسی نقش مصرف نانوسیلیس در بتن بر عملکرد زیست محیطی و اقتصادی آن
محمدرضا صبور - مینا یکم‌لر - مرتضی نیکروان
- ۷۹ بررسی تأثیر اجرای اجزای مرزی در بهبود عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های
پانلی پیش‌قالب‌بندی شده
ابوذر جعفری - بهروز حسنی
- ۹۹ بررسی آزمایشگاهی و عددی اثر جایگزینی خاموت‌های دست‌ساز ساخته شده
از الیاف FRP به جای خاموت‌های فلزی در تیرهای بتن مسلح
محمد کاظم شربتدار - احمد دالوند - ابوذر حمزه نژادی
- ۱۱۷ الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان در مسأله‌ی بهره‌برداری بهینه از
مخازن سدها: مطالعه‌ی مقایسه‌ای چهار الگوریتم
محمد هادی افشار - سید ابراهیم رضایی سنگدهی - رامین معینی
- ۱۳۵ محاسبه‌ی نیروی جانبی استاتیکی وارد بر دیوارهای حائل و محل اثر آن
در خاک‌های لایه‌ای
محمود قضاوی - مسعود مشفق یگانه
- ۱۴۷ مطالعه‌ی تجربی کاربرد سیستم کنترلی غیرفعال TMD در کاهش ارتعاشات ساختمان‌ها
در برابر زلزله (یادداشت پژوهشی)
سعید پورزینلی - نصرت‌اله فلاح - موسی اکبری آقبلاغ
- ۱۵۹ مطالعه و تحلیل عددی فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در هسته‌ی سد سنگریزه‌ای
مسجد سلیمان (یادداشت پژوهشی)
علی اخترپور - عباس سروش



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسوول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیأت تحریریه :

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

ویراستار ادبی : الهام دهقان

مسوول دفتر نشریه : تکتک هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : فهیمه علی اکبری - عاطفه نوعی

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

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

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

چاپ: مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	علیرضا مرتضایی - علی خیرالدین	تأثیر مدهای بالاتر در تحلیل بارافزون ساختمان‌های بتن آرمه تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل
۱۷	سید محمدحسین جزایری ابنوی محمدحسین ابوالبشری	ارائه‌ی الگوریتم‌های بهینه‌سازی کارا با استفاده از روش رشد سازگار بیولوژیکی
۳۱	غلام‌حسن اسکندری - علی رئیسی استبرق عباس سروش	معرفی تکنیکی جدید برای ارزیابی رفتار و تغییر حجم خاک‌های غیراشباع
۵۳	محمدرضا صبور - بهجت رضایی امین جعفرقلی	بررسی اثر میزان رس کائولینیت و حرارت در پاک‌سازی خاک ماسه بادی آلوده به گازوئیل از طریق روش استخراج بخارات خاک (SVE)
۶۷	محمدرضا صبور - مینا یکه‌لر مرتضی نیکروان	بررسی نقش مصرف نانوسیلیس در بتن بر عملکرد زیست‌محیطی و اقتصادی آن
۷۹	ابوذر جعفری - بهروز حسنی	بررسی تأثیر اجرای اجزای مرزی در بهبود عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی پیش‌قالب‌بندی شده
۹۹	محمد کاظم شربتدار - احمد دالوند ابوذر حمزه نژادی	بررسی آزمایشگاهی و عددی اثر جایگزینی خاموت‌های دست‌ساز ساخته شده از الیاف FRP به جای خاموت‌های فلزی در تیرهای بتن مسلح
۱۱۷	محمد هادی افشار - سید ابراهیم رضایی سنگدهی - رامتین معینی	الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان در مسأله‌ی بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها : مطالعه‌ی مقایسه‌ای چهار الگوریتم
۱۳۵	محمود قضاوی - مسعود مشفق یگانه	محاسبه‌ی نیروی جانبی استاتیکی وارد بر دیوارهای حائل و محل اثر آن در خاک‌های لایه‌ای
۱۴۷	سعید پورزینلی - نصرت‌اله فلاح موسی اکبری آقبلاغ	مطالعه‌ی تجربی کاربرد سیستم کنترل‌ی غیرفعال TMD در کاهش ارتعاشات ساختمان‌ها در برابر زلزله (یادداشت پژوهشی)
۱۵۹	علی اخترپور - عباس سروش	مطالعه و تحلیل عددی فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در هسته‌ی سد سنگریزه‌ای مسجد سلیمان (یادداشت پژوهشی)

تأثیر مدهای بالاتر در تحلیل بارافزون ساختمان‌های بتن آرمه تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل*

علیرضا مرتضایی^(۱) علی خیرالدین^(۲)

چکیده در طراحی بر اساس عملکرد، تعیین نیازهای لرزه‌ای یک گام مهم و اساسی در روند طراحی می‌باشد. نیازها را می‌توان به‌کمک روش‌های خطی یا غیرخطی تعیین نمود. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، روش‌های تحلیلی مختلفی را به‌منظور ارزیابی و تعیین نیازها معرفی می‌نماید. از آن‌جایی که انتظار می‌رود اعضای سازه‌ای تحت اثر نیروی لرزه‌ای رفتار غیرخطی از خود بروز دهند، لذا منطقی است که در تعیین نیازهای اعضا، روش‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرند. از بین دو روش غیرخطی، روندهای استاتیکی شامل تحلیل‌های بارافزون نسبت به روندهای تاریخیچه زمانی مقبولیت بیشتری دارند. لذا در این مقاله به بررسی روش‌های غیرخطی و تفاوت‌های موجود بین روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای تخمین نیازهای لرزه‌ای پرداخته می‌شود و نتایج و آثار استفاده از روش‌های بارافزون در تخمین نیاز لرزه‌ای اعضا تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی دور و نزدیک مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش بارافزون با نتایج تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که روش‌های بارافزون در سطوح فوقانی سازه نیازهای لرزه‌ای را در حد پایین‌تری تخمین می‌زنند. این امر اهمیت ارتباط مشارکت مدهای بالاتر را در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه مشخص می‌نماید.

واژه‌های کلیدی تحلیل بارافزون، زمین‌لرزه حوزه‌ی نزدیک، مدهای بالاتر، توزیع بار جانبی، تغییر مکان نسبی.

Higher Mode Effects in the Pushover Analysis of RC Buildings Subjected to the Near-Fault Ground Motions

A. Mortezaei

A. Kheyroddin

Abstract Accurate identification of seismic hazard and the estimation of associated seismic demands are the key components in the performance-based seismic design (PBSD). Although nonlinear time history (NTH) analysis is the most precise procedure to evaluate the seismic demands of buildings structures, it is relatively complex and time-consuming for routine applications. Nonlinear static procedures (NSPs) are now prevalently used in engineering practice instead of nonlinear time history analysis for the prediction of seismic demands in building structures. Current Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (No. 360) uses invariant load distributions. While those invariant load distributions (such as inverted triangle, uniform, or mass proportional) are based on the assumption that the response is primarily in its fundamental mode of vibration, it can lead to incorrect estimates for structures with significant higher mode contributions. The objective of this paper is evaluation of the assumptions, approximations and limitations of pushover analysis and the differences between static and dynamic methods to estimate seismic demands in building structures subjected to both far- and near-fault ground motions. Analytical results show that lateral load pattern used to estimate demands can have a significant influence on the computed demands. When compared to nonlinear time history estimates, pushover methods tend to underestimate demands at the upper levels signifying the relevance of high mode participation in mid to high rise structures.

Key Words Pushover analysis; near-fault earthquake; higher modes; lateral load distribution; Drift.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۳/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۹/۱۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان.

(۲) استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، عضو قطب علمی زیرساخت‌های عمرانی دانشگاه تهران.

مقدمه

در حال حاضر و با گذشت زمان مشخص شده است که پیشنهادها و دستورالعمل‌های موجود در دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، که اقتباسی از FEMA-356[1] می‌باشد، شامل موارد اساسی برای طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد است. اگرچه این دستورالعمل به‌منظور استفاده در به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود توسعه داده شد، اما عناصر کلیدی این دستورالعمل به گونه‌ای طراحی گردیدند تا ملزومات آینده‌ی استاندارد طراحی بر اساس عملکرد را نیز در خود جای دهد. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲]، تقریباً ترکیبی از سه دستورالعمل FEMA-356[1]، FEMA-350[3] و ATC-40[4] می‌باشد. دستورالعمل FEMA-356[1] اساساً یک روش قطعی برای طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد می‌باشد اما FEMA-350 [۲]، دستورالعملی برای ساختمان‌های فولادی جدید است و شامل روش‌های احتمالاتی برای ارزیابی عملکرد می‌باشد. دستورالعمل ATC-40[4] گرچه دارای مشترکات زیادی با FEMA-356 می‌باشد اما محدود به ساختمان‌های بتن‌آرمه شده است. اگرچه در بین دستورالعمل‌های فوق تفاوت‌های اساسی به چشم می‌خورد اما این دستورالعمل‌ها دارای موارد مشترکی می‌باشند که در سه گام اساسی زیر خلاصه می‌شوند.

هدف عملکرد در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد به‌عنوان اولین گام محسوب می‌شود و شامل دو بخش، یعنی سطح عملکرد و سطح خطر، می‌باشد. مواردی مانند آستانه‌ی فروریزش (Collapse Prevention) و ایمنی جانی (Life Safety) نمونه‌هایی از سطوح عملکرد هستند. سطوح خطر معمولاً بر اساس طیف پاسخ توصیف می‌شوند و به‌کمک مشخصات محل کنترل می‌گردند. گام بعدی در ارزیابی بر اساس عملکرد، تخمین نیازهای لرزه‌ای در هر دو اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمانی است که تحت

اثر بارهای زلزله قرار دارد. تعیین نیازهای لرزه‌ای مستلزم توسعه‌ی یک مدل سازه‌ای با پیچیدگی قابل قبول می‌باشد. خطاهای موجود در تخمین نیازهای لرزه‌ای که نتیجه‌ی یک مدل سازه‌ای نامناسب می‌باشند منجر به تولید و توسعه‌ی نتایج گمراه‌کننده در عملکرد سازه می‌گردند. در بخش پایانی از روند تحلیل، نیازهای لرزه‌ای محاسبه می‌شوند و در گام قبل با سطوح قابل قبول خسارت برای حالت‌های مختلف عملکرد مقایسه می‌گردند. اندازه‌گیری عملکرد سازه معمولاً بر اساس شواهد آزمایشگاهی صورت می‌گیرد که یک سطح خسارت را با قسمتی از نیاز لرزه‌ای کمی می‌نماید.

با توجه به سه گام فوق در طراحی بر اساس عملکرد مشخص است که تعیین نیازهای لرزه‌ای یک گام مهم و اساسی در روند طراحی می‌باشد. نیازها را می‌توان به‌کمک روش‌های خطی یا غیرخطی تعیین نمود. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲]، روش‌های تحلیلی مختلفی را به‌منظور ارزیابی و تعیین نیازها معرفی می‌نماید. از آنجایی که انتظار می‌رود اعضای سازه‌ای تحت اثر نیروی لرزه‌ای رفتار غیرخطی از خود بروز دهند، لذا منطقی است که در تعیین نیازهای اعضا روش‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرند.

از بین دو روش غیرخطی، روندهای استاتیکی شامل تحلیل بارافزون (Pushover) نسبت به روندهای تاریخیچه‌ی زمانی مقبولیت بیش‌تری دارند [5]. اگرچه تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی روندی قوی در ارزیابی نیروهای لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد، اما از آنجایی که مستلزم ارزیابی و انتخاب رکوردهای زلزله و تعیین میزان قابلیت اعتماد رکوردهای مذکور می‌باشد، تاحدی پیچیده و وقت‌گیر است. به عبارت دیگر، تحلیل بارافزون در قیاس با تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی از سادگی و روانی بیش‌تری برخوردار می‌باشد. با این وجود، هم‌چنان مشکلاتی در خصوص انتخاب الگوی

مشارکت مدهای بالاتر سازه می‌شود و می‌بایست به نحو مؤثری در تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها منظور گردند [10]. لذا تمرکز این مقاله بر نتایج و آثار استفاده از روش‌های بارافزون در تخمین نیاز لرزه‌ای اعضا تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک و شناخت مزایا و معایب روش‌های پیشنهادی موجود می‌باشد که نیاز به ارائه‌ی یک روند جامع و در عین حال ساده را بیش از پیش مشخص می‌نماید.

اهداف تحقیق

هدف مقاله‌ی حاضر از این واقعیت ناشی می‌شود که، تحلیل بارافزون در کارهای مهندسی به‌طور گسترده و به‌دلیل در دسترس بودن روندهای استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزارهای تجاری مانند SAP2000 و ETABS2000 مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگرچه روندهای غیرخطی دارای پیشرفت‌های قابل ملاحظه در استانداردهای لرزه‌ای بوده‌اند اما لازم است محدودیت‌ها و نقص‌های ذاتی در این روندها نیز شناخته شوند. هدف از یک ارزیابی لرزه‌ای، شناخت نیازهای مؤلفه‌های سازه‌ای در طول زلزله است و این که آیا این نیازها از ظرفیت اعضا تجاوز خواهند نمود یا خیر. در استانداردهای متداول طراحی (که از ضریب R استفاده می‌نمایند) پاسخ کلی سیستم بر حسب برش پایه و تغییر مکان بام ارزیابی می‌شود. این حالت بدین معنی است که نیازهای محلی توسط نیازهای کلی کنترل می‌گردند. در راستای حل این مشکل، روندهای استاتیکی غیرخطی توسعه داده شدند که تخمین نیازها در هر دو سطح محلی و کلی را تسهیل می‌نماید. اما با این وجود، تحلیل بارافزون، روشی استاتیکی است و نقاط ضعفی دارد. لذا، در این مقاله، در ابتدا، فرضیات و محدودیت‌های روش‌های استاتیکی موجود برای تخمین نیازهای لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی ارزیابی

بار جانبی مناسب در این نوع تحلیل وجود دارد. در دستورالعمل‌های لرزه‌ای مختلف، الگوهای متفاوتی هم‌چون توزیع خطی، توزیع یکنواخت و توزیع متناسب با جرم با فرض پاسخ سازه در مد اصلی ارتعاش پیشنهاد شده است که هر یک از این الگوها دارای نقاط ضعفی، خصوصاً در مدهای بالاتر، هستند. به‌منظور رفع این مشکل، روندهای جدیدی توسط چوپرا و گول [6] و جان و همکاران [7] پیشنهاد گردید. اساس این روش‌های پیشنهادی بر پایه‌ی نظریه‌ی ترکیبات مودال بود. با ارزیابی‌های صورت گرفته توسط محققان مشخص گردید که این روندها دارای نقاط ضعفی می‌باشند که در پی آن، روند اصلاح‌شده‌ای از توزیع مودال توسط چوپرا و همکاران [8] پیشنهاد گردید. در این روند اصلاحی، پاسخ غیرالاستیک حاصل از تحلیل بارافزون مد اول با توزیع الاستیک مدهای بالاتر ترکیب می‌شود. هم‌چنین، در سال‌های اخیر، روند بارافزون تطبیقی [9,10] پیشنهاد شده‌است که بازتوزیع نیروهای لختی ناشی از تسلیم اعضای سازه‌ای را نیز در نظر می‌گیرد. آنچه که در روندهای مذکور حائز اهمیت می‌باشد، سعی در منظور نمودن میزان مشارکت مدهای بالاتر می‌باشد.

از سوی دیگر، حرکات زمین در مجاورت گسیختگی گسل با حرکات زمین در فواصل دورتر از منبع لرزه‌زا کاملاً متفاوت است. حوزه‌ی نزدیک به گسل معمولاً به فواصل کم‌تر از ۵۰ کیلومتر از گسیختگی اطلاق می‌شود. در این حوزه، حرکات زمین اساساً متأثر از مکانیسم گسیختگی، جهت انتشار گسلش نسبت به ساختگاه و تغییر مکان‌های ماندگار زمین ناشی از حرکات تکتونیکی می‌باشد. تأثیر جهت انتشار گسلش معمولاً سبب یک پالس پریود بلند در راستای عمود بر گسل می‌شود که به آن اثر جهت‌داری (directivity effect) می‌گویند. اثر جهت‌داری و اثر پرتابی زمین از مشخصه‌های اصلی زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی نزدیک می‌باشد که سبب افزایش میزان

در ساختمان‌های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه‌ی قاب خمشی و در ساختمان‌های ۱۴، ۱۶ و ۱۹ طبقه‌ی قاب خمشی به‌همراه دیوار برشی (سیستم مختلط) است. اتصال تمامی ستون‌ها و دیوارهای برشی به شالوده به‌صورت گیردار می‌باشد. بار مرده‌ی طبقات 550 kg/m^2 ، بار مرده‌ی بام 600 kg/m^2 ، بار مرده‌ی ناشی از پارتیشن 100 kg/m^2 ، بار مرده‌ی دیوارهای خارجی 250 kg/m^2 ، بار زنده‌ی طبقات 200 kg/m^2 و بار زنده‌ی بام 150 kg/m^2 می‌باشد. مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای بتن 250 kg/m^2 و مقاومت تسلیم فولادهای طولی 4000 kg/m^2 و مقاومت تسلیم فولادی عرضی 3000 kg/m^2 در نظر گرفته شدند.

مطالعه‌ی مقایسه‌ای نیازهای لرزه‌ای

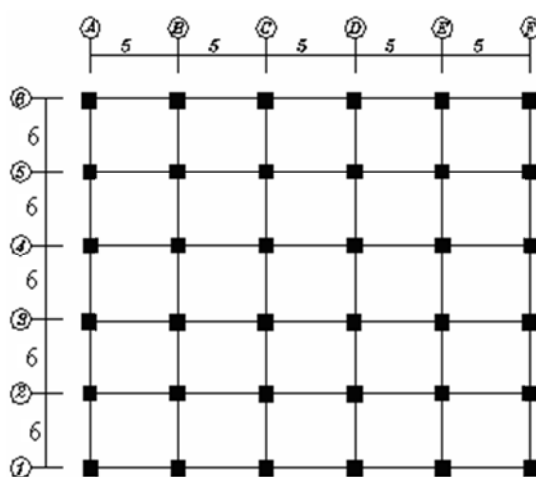
به‌منظور مقایسه‌ی نیازهای لرزه‌ای، ساختمان‌های توصیف شده در بخش قبل با استفاده از روندهای استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

تحلیل بارافزون معمولاً به دو روش کنترل بر اساس نیرو (Force control) و یا کنترل بر اساس تغییر مکان (Displacement control) صورت می‌گیرد. در حالت اول، سازه تحت اثر توزیع نموی نیروهای جانبی و تغییر مکان نموی محاسبه‌شده قرار می‌گیرد. در حالت دوم، سازه تحت اثر مقادیر تغییر مکان‌ها قرار می‌گیرد و نیروهای جانبی مورد نیاز برای تولید تغییر مکان‌های مربوط محاسبه می‌شوند. به‌طور معمول، از آنجایی که پروفیل تغییر شکل سازه مشخص نمی‌باشد و تخمینی از توزیع جانبی نیروها باید صورت گیرد، لذا معمولاً از حالت کنترل بر اساس نیرو استفاده می‌شود. برای حالت کنترل بر اساس تغییر مکان، کاربر باید حداکثر تغییر شکل هدف را برای سازه مشخص نماید. این مقدار به تعداد گام‌های بارگذاری تقسیم

می‌شود و در ادامه با در نظر گرفتن چهار نوع پیکربندی متفاوت بار جانبی، میزان اعتبار روش‌های استاتیکی موجود برای تعیین نیازهای دینامیکی با مقایسه‌ی پاسخ‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی بحث و بررسی می‌شود و در پایان با تمرکز بر روی نیازهای محلی اعضا، جزئیات رفتاری بیش‌تری از تأثیر مدهای بالاتر تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی نزدیک ارائه می‌گردد.

ساختمان‌های مورد بررسی

پلان طبقات ساختمان مورد بررسی در شکل (۱) نمایش داده شده است. ۵ دهانه در راستای شرق-غرب هر یک به طول ۵ متر و ۵ دهانه در راستای شمال-جنوب هر یک به طول ۶ متر، پلانی با ابعاد 25×30 متر را تشکیل داده‌اند. ارتفاع طبقات تیپ ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است.



شکل ۱ پلان طبقات ساختمان مورد بررسی

ابعاد اعضای سازه‌ای اعم از تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی و مقدار فولاد مصرفی در این اعضا به‌گونه‌ای طراحی شده‌اند که الزامات آیین‌نامه‌ای را برآورده می‌نمایند [۱۱]. سیستم مقاوم در برابر بار جانبی

$$F_i = \frac{W_i h_i^K}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^K} V \quad (3)$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی i ، W_i وزن طبقه‌ی i ، h_i ارتفاع طبقه‌ی i از تراز پایه و V برش پایه‌ی طراحی است. مقدار K از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد.

$$K = 0.5T + 0.75 \quad (4)$$

که در آن T پریود سازه می‌باشد. برای زمان تناوب اصلی کوچک‌تر از 0.5 ثانیه ($T \leq 0.5$) مقدار K برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از 2.5 ($T \geq 2.5$) مقدار K برابر ۲ انتخاب می‌شود. هنگامی که مقدار توان وابسته به پریود سازه، K برابر ۱ باشد، توزیع بار جانبی به صورت یک توزیع مثلثی وارونه خواهد بود.

در توزیع تطبیقی مودال (Modal adaptive distribution) که به طور قابل ملاحظه‌ای متفاوت از روش‌های قبل می‌باشد، افزایش نیروهای طبقه‌ی ثابت نیست. توزیع ثابت در سراسر یک تحلیل افزاینده، سازه را وادار به پاسخ در یک شکل خاص می‌نماید. توزیع نیروها اغلب بر اساس توزیع نیرو در یک پاسخ الاستیک انتخاب می‌شود. با این وجود، واضح است زمانی که سازه وارد محدوده‌ی غیرالاستیک می‌گردد، توزیع الاستیک نیروها دیگر قابل کاربرد نمی‌باشد. اگر نیروهای بارافزون بر اساس توزیع جدید سختی اصلاح نشوند، سازه به روشی مجبور به پاسخگویی می‌گردد که با رفتار آن در حین زلزله کاملاً متفاوت خواهد بود [۱۱]. لذا در این روش، از آنجایی که پاسخ غیرالاستیک سازه، ماتریس سختی را تغییر می‌دهد، اشکال مودی نیز تحت تأثیر قرار خواهند گرفت و یک توزیع متناسب با اشکال مودی این تغییرات را در نظر خواهد گرفت. اگر مد اصلی سازه در نظر گرفته شود،

می‌شود و به صورت نموی به سازه وارد می‌شود [۱۱]. در حالت کنترل بر اساس نیرو که در این مقاله نیز مورد استفاده قرار گرفته است، توزیع بارهای جانبی به شکل‌های ذیل در نظر گرفته می‌شوند که به اختصار به صورت زیر بیان می‌گردند:

1- NSP: توزیع خطی (مثلث وارونه)

2- NSP: توزیع یک‌نواخت

3- NSP: توزیع تطبیقی مودال

4- NSP: توزیع نمایی تعمیم‌یافته

توزیع یک‌نواخت شامل توزیع ثابت نیروهای جانبی در سراسر ارتفاع ساختمان بدون توجه به وزن طبقات می‌باشد. افزایش نیرو در هر گام برای طبقه‌ی i از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{N} \quad (1)$$

که ΔV_b مقدار افزایش در برش پایه سازه و N تعداد کل طبقات ساختمان است.

توزیع خطی (مثلث وارونه) که اغلب در آیین‌نامه‌های ساختمانی پیشنهاد می‌شود، با این فرض است که سازه تحت اثر یک توزیع خطی از شتاب در سراسر ارتفاع ساختمان قرار دارد. افزایش نیرو در هر گام برای طبقه‌ی i از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot h_i} \Delta V_b \quad (2)$$

که در آن W_i وزن طبقه‌ی i ، h_i ارتفاع طبقه‌ی i از تراز پایه و ΔV_b افزایش برش پایه ساختمان است.

توزیع نمایی تعمیم‌یافته برای منظور نمودن تغییرات متفاوت شتاب طبقات با ارتفاع طبقه به کار می‌رود. این توزیع با هدف منظور نمودن مدهای مختلف تغییر شکل و تأثیر مدهای بالاتر در پاسخ سازه‌ی مورد استفاده قرار می‌گیرد. توزیع مطابق رابطه‌ی زیر صورت می‌گیرد:

مقدار افزایش در توزیع نیرو به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N W_i \phi_{i1}} V_b - F_i^{\text{old}} \quad (5)$$

که ϕ_{i1} مقدار مدشکل اول در طبقه‌ی i ، V_b برش پایه‌ی جدید سازه و F_i^{old} نیرو در طبقه‌ی i در گام بارگذاری قبلی می‌باشد. توزیع تطبیقی مودال ممکن است با منظور نمودن مدهای بیش‌تری به کار رود. در این حالت اشکال مدی به کمک روش SRSS ترکیب می‌شوند و بر طبق ضریب مشارکت مودی خود مقیاس می‌گردند. نیروی افزایشی در طبقه‌ی i به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \left[\sum_{j=1}^{nm} (\phi_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}}{\sum_{l=1}^n W_l \left[\sum_{j=1}^{nm} (\phi_{lj} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}} V_b - F_i^{\text{old}} \quad (6)$$

که ϕ_{ij} مقدار مدشکل j در طبقه‌ی i ، Γ_j ضریب مشارکت مدی برای مد j ، V_b برش پایه‌ی جدید سازه و F_i^{old} نیرو در طبقه‌ی i در گام بارگذاری قبلی می‌باشد.

تغییر مکان هدف

هر یک از ساختمان‌های مذکور تحت اثر چهار الگوی بار جانبی قرار می‌گیرند تا مرکز جرم بام به تغییر مکان هدف مشخص برسد (در تحلیل استاتیکی غیرخطی مرکز جرم بام به عنوان نقطه‌ی کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می‌شود). تغییر مکان‌های هدف با استفاده از مقادیر مندرج در دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲] محاسبه می‌شوند. تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد گردد. به عنوان یک

روش تقریبی می‌توان مقدار تغییر مکان هدف را از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه‌ی آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه‌ی آزادی، C_1 ضریب تأثیرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیرارجاعی، C_2, C_3 ضرایبی که بر اساس مقادیر مندرج در دستورالعمل محاسبه می‌شوند و S_a شتاب طیفی است. لذا با توجه به موارد مذکور، تغییر مکان هدف ساختمان‌های مورد بررسی محاسبه شدند که مقادیر آن‌ها در جدول (۱) آورده شده است.

شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل

به منظور در نظر گرفتن حرکات زمین با مشخصات متفاوت، رکوردهای حوزه‌ی دور و حرکات زمین حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری پیش‌رونده و اثر پرتابی زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی، پس از بررسی‌های مختلف، ۲۱ رکورد به منظور پوشش محدوده‌ای از محتوای فرکانسی، مدت زمان و دامنه انتخاب شدند که جزئیات آن‌ها در جدول (۴-۲) نمایش داده شده است.

انتخاب رکوردهای حوزه‌ی نزدیک بر اساس دو خصوصیت اصلی می‌باشد. اولاً این حرکات دارای PGV قابل ملاحظه‌ای در مقایسه با رکوردهای حوزه‌ی دور معمولی هستند. ثانیاً رکوردهای حوزه‌ی نزدیک، به واسطه‌ی اثرات جهت‌داری حاوی پالس‌های سرعت پیرو بلندی می‌باشند. بر خلاف رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری پیش‌رونده که پالس‌های سرعت دو طرفه (Two sided velocity pulses) تولید می‌نمایند، رکوردهای حوزه نزدیک

مقیاس‌بندی شدند که حداکثر تغییر مکان بام حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی برابر با تغییر مکان هدف محاسبه شده برای هر ساختمان باشد. یک روش متداول برای این هدف مقیاس نمودن حرکات زمین به گونه‌ای است که شتاب طیفی در پرپود پایه با طیف طراحی یکسان شود. روش مذکور برای مقیاس‌بندی حرکات زمین بر اساس دستورالعمل پیشنهادی FEMA برای حداکثر تغییر مکان مورد انتظار بام است.

حاوی اثر پرتابی زمین معمولاً با پالس‌های سرعت یک‌طرفه (Single sided velocity peak) شناسایی می‌شوند. این پالس‌های سرعت یک‌طرفه، جهش‌های استاتیکی بزرگی در انتهای تاریخیچه‌ی زمانی تغییر مکان تولید می‌نمایند. این جهش‌های استاتیکی نماینده‌ی تغییر شکل تکتونیکی در صفحه‌ی گسیختگی هستند [12]. به منظور تسهیل در مقایسه‌ی نتایج با تحلیل‌های بارافزون، زلزله‌های انتخاب شده به گونه‌ای

جدول ۱ تغییر مکان هدف ساختمان‌های مورد بررسی

ساختمان‌های بتن‌آرمه	طبقه ۳	طبقه ۶	طبقه ۱۰	طبقه ۱۴	طبقه ۱۶	طبقه ۱۹
زمان تناوب (ثانیه)	۰/۷۴	۱/۱۶	۱/۵	۱/۸۸	۲/۲۴	۲/۹۲
ضریب بازتاب	۱/۹۲	۱/۴۳	۱/۲۰	۱/۰۳	۰/۹۲	۰/۷۷
تغییر مکان هدف (سانتی‌متر)	۹/۱	۱۷/۲	۲۴/۲	۳۲/۵	۴۱/۳	۵۸/۷

جدول ۲ رکوردهای حوزه‌ی دور مورد استفاده در تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مولفه	بزرگا (M_w)	فاصله تا گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Kern County	۱۹۵۲	Taft	111	۷/۴	۸۱	۰/۱۷	۱۷/۴۷	۸/۸۳
۲	Tabas	۱۹۷۸	Dayhook	TR	۷/۴	۱۰۷	۰/۴	۲۶/۱۷	۹/۱
۳	Imperial Valley	۱۹۷۹	Calexico	225	۶/۵	۹۰/۶	۰/۲۷	۲۱/۲۳	۸/۹۸
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	Presidio	000	۶/۹	۸۳/۱	۰/۰۹۹	۱۲/۹۱	۴/۳۲
۵	Loma Prieta	۱۹۸۹	Cliff House	90	۶/۹	۸۴/۴	۰/۱۰۷	۱۹/۷۸	۵/۰۶
۶	Manjil	۱۹۹۰	Abbar	L	۷/۳۷	۷۴	۰/۵۱	۴۲/۴۶	۱۴/۹۲
۷	Kocaeli	۱۹۹۹	Ambarli	90	۷/۴	۷۸/۹	۰/۱۸	۳۳/۲۲	۲۵/۸۴

جدول ۳ رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری مورد استفاده در تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مولفه	بزرگا (M_w)	فاصله تا گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Tabas	۱۹۷۸	Tabas	TR	۷/۴	۳	۰/۸۵	۱۲۱/۲۲	۹۵/۰۶
۲	Loma Prieta	۱۹۸۹	LGPC	00	۷/۰	۱/۳	۰/۵۶	۹۴/۷۱	۴۱/۱۳
۳	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	90	۷/۱	۹/۵	۰/۶۶	۸۹/۶۸	۲۸/۹۹
۴	Erzincan	۱۹۹۲	Erzincan	NS	۶/۹	۲	۰/۵۱	۸۳/۹۵	۲۷/۶۶
۵	Northridge	۱۹۹۴	Rinaldi	228	۶/۷	۷/۱	۰/۸۳	۱۶۶/۰۳	۲۸/۱۵
۶	Northridge	۱۹۹۴	Sylmar	360	۶/۷	۶/۴	۰/۸۴	۱۲۹/۳	۳۱/۹۲
۷	Bam	۲۰۰۳	Bam	L1	۶/۵	۷	۱/۰۹	۱۳۱/۲۶	۸۹/۲۴

جدول ۴ رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی مورد استفاده در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مولفه	بزرگا (Mw)	فاصله تا گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Kocaeli	۱۹۹۹	Sakarya	90	۷/۴	۳/۱	۰/۳۷	۷۹/۴۹	۷۰/۵۶
۲	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU052	N	۷/۶	۰/۲۴	۰/۴۱	۱۱۸/۵۱	۲۴۶/۲۷
۳	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU052	W	۷/۶	۰/۲۴	۰/۳۴	۱۵۹/۰۴	۱۸۴/۵۱
۴	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU068	N	۷/۶	۱/۰۹	۰/۴۶	۲۶۳/۱	۴۳۰/۰
۵	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU068	W	۷/۶	۱/۰۹	۰/۵۶	۱۷۶/۶۵	۳۲۴/۲۷
۶	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU072	W	۷/۶	۱/۷۹	۰/۳	۱۱۲/۴۷	۸۹/۲۳
۷	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU128	W	۷/۶	۹/۷	۰/۱۳۹	۷۳/۰۶	۹۰/۶۶

ارزیابی نیازهای لرزه‌ای

نیازهای تخمین زده شده با استفاده از روندهای مختلف غیرخطی در سطوح محلی، طبقه و کلی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. منظور از نیازهای کلی، حداکثر تغییر مکان بام و نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان بام می‌باشد. در سطح طبقه، مقادیر تغییر مکان نسبی بین طبقات مقایسه می‌شوند. در پایان، نیازهای محلی به صورت منحنی‌های ظرفیت و شکل پذیری المان‌های تیر و ستون مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. به طور کلی، اندازه‌گیری این تغییر شکل‌ها پایه‌ای را به منظور مقایسه‌ی تأثیر روش‌های استاتیکی بارافزون برای تخمین نیازهای حاصل از اثرات لرزه‌ای فراهم می‌نماید.

نیازهای کلی

به منظور مقایسه‌ی مستقیم نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و نیازهای حاصل از تحلیل بارافزون با استفاده از چهار الگوی بار جانبی، مقدار متوسط حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی به همراه مقادیر بارافزون در شکل‌های (۴-۲) آورده شده است. در این اشکال NSP-1 الی NSP-4 توزیع‌های مختلف بار جانبی که در بخش قبل بیان گردید، FF مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی دور، NFForward

مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و NFFling مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی می‌باشد.

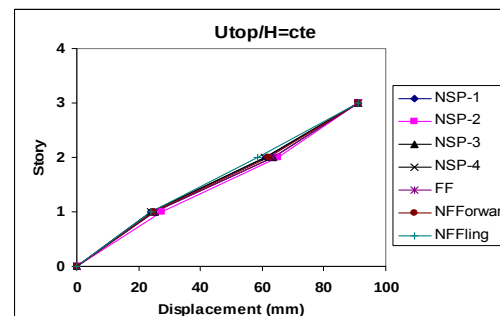
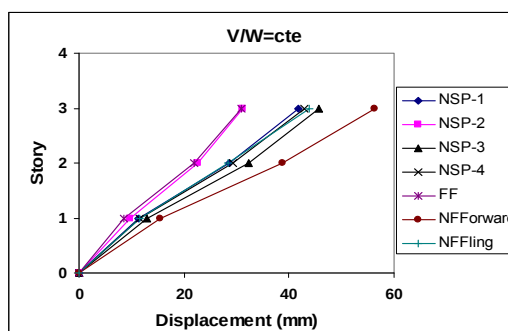
نتایج حاصل از تحلیل ساختمان ۳ طبقه نشان می‌دهد، حالت الگوی توزیع بار یکنواخت به مقادیر زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر است و حالت الگوی توزیع مثلث معکوس و نمایی تعمیم یافته به مقادیر حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی نزدیک‌تر می‌باشد.

نتایج تحلیل در ساختمان ۶ طبقه نشان می‌دهد حالت الگوی توزیع مثلث معکوس به مقادیر حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر می‌باشد. از بین الگوهای بارگذاری استاتیکی غیرخطی الگوی توزیع یکنواخت کم‌ترین مقدار و الگوی توزیع تطبیقی مودال بیش‌ترین مقدار را دارا می‌باشند. هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری نیستند. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.

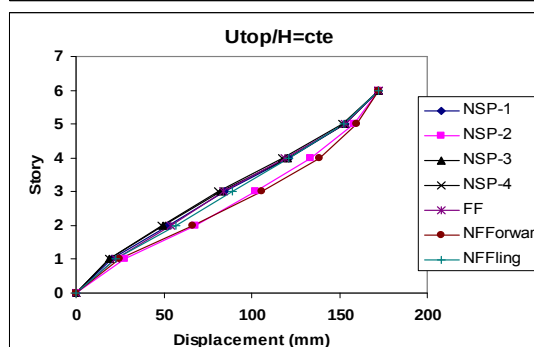
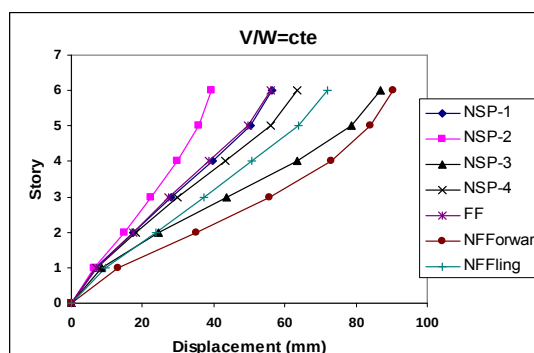
نتایج تحلیلی ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که حالت الگوی توزیع بار مثلث معکوس به مقادیر زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر می‌باشد. الگوی توزیع تطبیقی مودال مقادیر نیازها را در طبقات فوقانی ساختمان در حد بالایی تخمین می‌زند که این امر به دلیل تأثیر مدهای بالاتر می‌باشد. در نیمه‌ی تحتانی ساختمان هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پیش‌بینی نیازهای حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی دور نمی‌باشند. لذا هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و اثر پرتابی نیستند.

نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی (بارافزون) با چهار نوع الگوی بارجانبی برای ساختمان ۱۰ طبقه در حالت تغییرمکان هدف ثابت نشان می‌دهد انحراف حالت‌های مختلف الگوی توزیع بار نسبت به ساختمان ۶ طبقه بیشتر می‌باشد. از بین این حالت‌های مختلف، الگوی توزیع بار یک‌نواخت، بیش‌ترین مقدار و الگوی توزیع تطبیقی مودال کم‌ترین مقدار را دارا می‌باشند. الگوی توزیع بار یک‌نواخت مقادیر نیازها را در سطوح میانی ساختمان در حد بالاتری تخمین می‌زند.

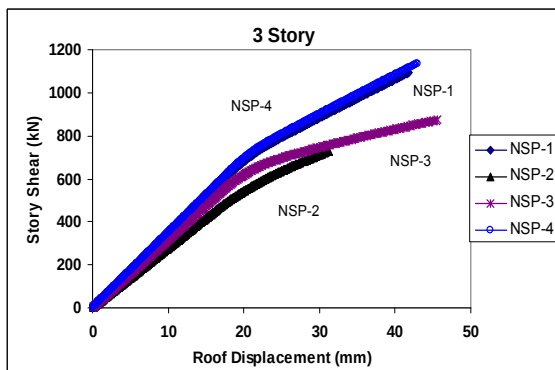
نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهند که نیازهای تغییرمکان‌های طبقه ناشی از روش‌های غیرخطی همیشه محافظه‌کارانه نیستند. به‌طور دقیق‌تر می‌توان گفت که روش‌های تحلیل غیرخطی برای رکوردهای حوزه‌ی دور همواره محافظه‌کارانه است ولی برای زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک همیشه این‌طور نمی‌باشند. مقایسه بین پاسخ‌های تاریخچه زمانی حرکات مختلف زمین نشان می‌دهد که رکوردهای حوزه‌ی دور معمولاً نسبت به رکوردهای حوزه‌ی نزدیک دارای تغییرپذیری بیش‌تری در نیازها هستند.



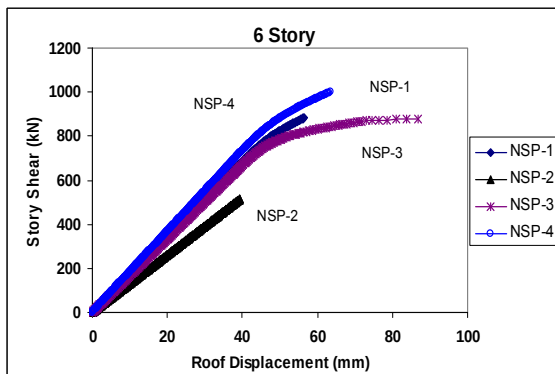
شکل ۲ منحنی مقادیر حداکثر تغییرمکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و بارافزون ساختمان ۳ طبقه در حالت برش پایه ثابت و تغییرمکان هدف ثابت



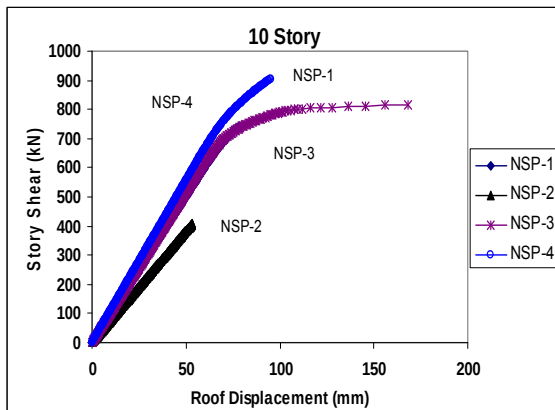
شکل ۳ منحنی مقادیر حداکثر تغییرمکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و بارافزون ساختمان ۶ طبقه در حالت برش پایه ثابت و تغییرمکان هدف ثابت



شکل ۵ منحنی ظرفیت ساختمان ۳ طبقه

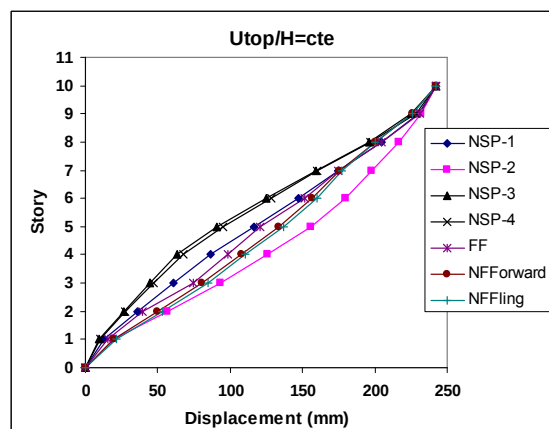
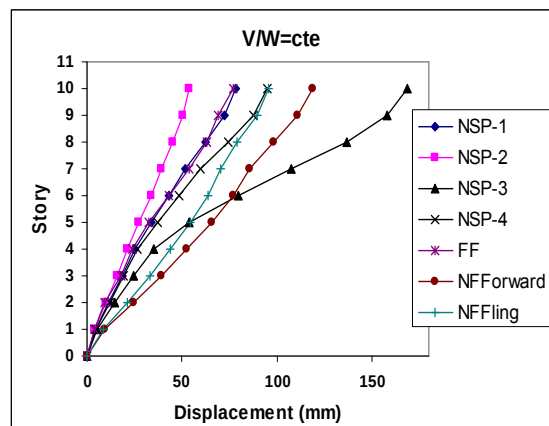


شکل ۶ منحنی ظرفیت ساختمان ۶ طبقه



شکل ۷ منحنی ظرفیت ساختمان ۱۰ طبقه

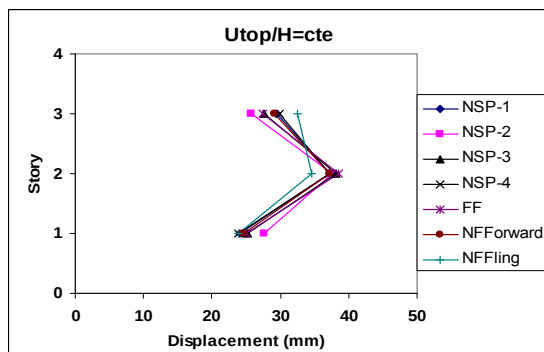
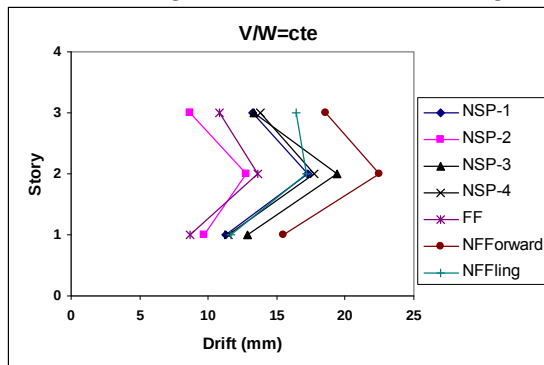
اطلاعات ارائه شده در اشکال فوق نشان دهنده‌ی مقادیر اصلی نیاز در سطح کلی می‌باشند. شکل پذیری سیستم معمولاً با استفاده از پاسخ نشان داده شده در اشکال (۵-۷) ارزیابی می‌شود. این شکل حاوی دو مؤلفه‌ی کاهش یا ضریب R مورد استفاده در آیین‌نامه‌های ساختمانی است. تفاوت بین تسلیم اولیه‌ی



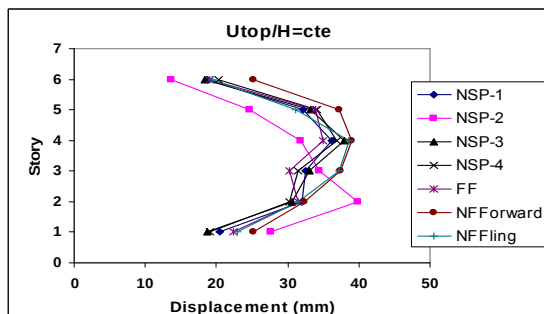
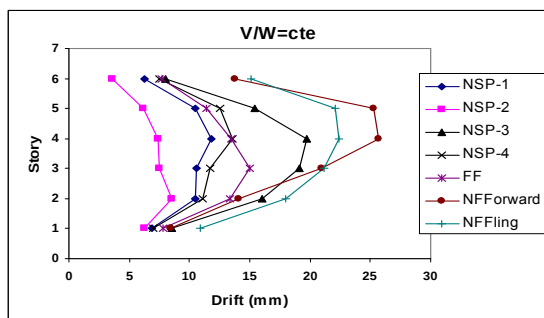
شکل ۸ منحنی مقادیر حداکثر تغییر مکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی و بار افزون ساختمان ۱۰ طبقه در حالت برش پایه ثابت و تغییر مکان هدف ثابت

منحنی‌های ظرفیت که نشان دهنده‌ی برش پایه‌ی کل (بر حسب وزن ساختمان) در مقابل تغییر مکان بام می‌باشند، در شکل‌های (۵-۷) برای تمامی ساختمان‌ها نمایش داده شده‌اند. تسلیم اولیه‌ی یک عضو در ابتدا زمانی اتفاق می‌افتد که از الگوی NSP-1 استفاده می‌شود. الگوی بارگذاری NSP-2 سبب تولید پاسخی با کم‌ترین سختی و پایین‌ترین ظرفیت برش پایه می‌گردد. تفاوت در ظرفیت برش پایه بین الگوهای مختلف با افزایش طبقات کاهش می‌یابد. تفاوت در ساختمان‌های بلندتر واضح‌تر است؛ زیرا افزایش طبقات سبب تغییرات بیش‌تر در زمان تناوب اصلی ساختمان می‌گردد.

یک نواخت کمترین مقدار تغییر مکان نسبی و توزیع تطبیقی مودال بیشترین مقدار را دارا می باشد.



شکل ۸ منحنی مقادیر تغییر مکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی و بارافزون ساختمان ۳ طبقه



شکل ۹ منحنی مقادیر تغییر مکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی و بارافزون ساختمان ۶ طبقه

یک عضو و تسلیم نهایی سیستم حاوی اطلاعاتی درخصوص توانایی سیستم در تغییر شکل های زیاد بعد از مرحله تسلیم می باشد که نماینده ضریب کاهش بر اساس شکل پذیری می باشد. سؤالی که در این مقاله به دنبال پاسخ گویی آن هستیم این است که آیا این مقادیر کاهش، ارزیابی کافی و درستی از عملکرد ساختمان دارند یا خیر. در بخش بعدی نیازهای بیش تری از سازه با استفاده از اطلاعات به دست آمده از تحلیل های تاریخیچه زمانی غیرخطی به عنوان مقادیر مبنا مورد ارزیابی قرار می گیرند.

نیازهای سطح طبقه

اهمیت تغییر مکان نسبی بین طبقات به عنوان یک شاخص مهم از عملکرد ساختمان مدت ها است که شناخته شده است. در طول یک زلزله، تغییر مکان های بین طبقات همراه با زمان و تغییر مدهای ساختمان تغییر می کنند. به عبارت دیگر، روش های بارافزون که از الگوهای بار ثابت استفاده می نمایند، الگوی سازگاری از نیازهای بین طبقاتی تا حد تسلیم اولیه تولید می نمایند. بعد از آن نیازهای طبقه به صورت محلی شده و بستگی به سطح طبقه دارد. نیازهای بین طبقات در اشکال (۸-۱۰) نشان داده شده است.

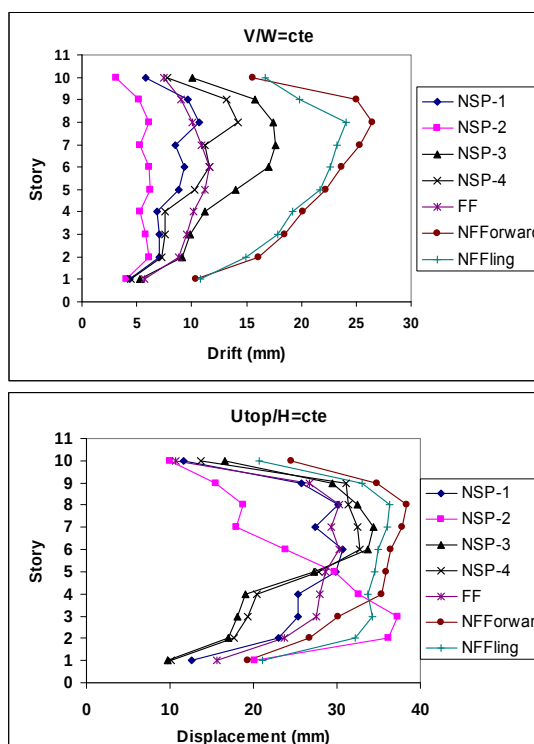
نتایج حاصل از تحلیل برای ساختمان ۳ طبقه نشان می دهد که کلیه الگوها دارای روندی یک نواخت هستند و مقدار تغییر مکان نسبی در طبقه دوم افزایش می یابد. از بین الگوهای بارگذاری، توزیع یک نواخت کمترین مقدار تغییر مکان نسبی و توزیع تطبیقی مودال بیشترین مقدار را دارا می باشد.

نتایج حاصل در ساختمان ۶ طبقه نشان می دهد که نسبت به ساختمان ۳ طبقه الگوها دارای پراکندگی بیش تری می باشند. اما به طور کلی مقادیر تغییر مکان نسبی در طبقات فوقانی سازه مخصوصاً طبقه چهارم افزایش می یابد. از بین الگوهای بارگذاری، توزیع

یک‌نواخت کم‌ترین مقدار تغییر مکان نسبی و توزیع تطبیقی مودال بیش‌ترین مقدار را دارا می‌باشد. همان‌طور که از شکل مشخص است، هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و پرتابی در بخش فوقانی سازه نیستند. علی‌رغم آن‌که الگوی توزیع تطبیقی مودال قادر به انعکاس مدهای بالاتر سازه می‌باشد اما، این الگو نتوانسته در قسمت بالای ساختمان رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری را پوشش دهد. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.

همان‌طور که ملاحظه شد، در این بخش نیازهای لرزه‌ای ارائه گردید و به دنبال آن مقادیر متوسط حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی با نیازهای حاصل از روش بارافزون مقایسه گردید. در حالی که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک بیش‌ترین نیازها را در طبقات فوقانی اعمال می‌کنند، مواردی وجود دارند که نیازهای بزرگ‌تر در سطوح متفاوتی اتفاق می‌افتند. به‌طور کلی، روش‌های بارافزون متداول نیازهای طبقه را در سطوح پایین‌تر در حدی بالا و در سطوح بالاتر در حد پایین‌تری تخمین می‌زنند. بر خلاف حالت فوق، روش بارافزون جدید (توزیع تطبیقی مودال) نیازهای طبقه را در سطوح پایین‌تر در حد خوبی تخمین می‌زند و در سطوح بالاتر قادر به پوشش کامل زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک نمی‌باشد. با افزایش طبقات و ارتفاع ساختمان (زمان‌های تناوب اصلی بزرگ‌تر) انحرافات بیش‌تری به چشم می‌خورد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که منحنی‌های ظرفیت طبقه، که نتیجه‌ی روش‌های بارافزون می‌باشند، را می‌بایست به‌منظور تکمیل یافته‌های حاصل از روندهای غیرخطی مورد استفاده قرار داد. زیرا در مقایسه با پاسخ‌های مشابه به‌دست آمده از تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی، روش‌های

همان‌طور که از شکل مشخص است، هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و پرتابی در بخش فوقانی سازه نیستند. علی‌رغم آن‌که الگوی توزیع تطبیقی مودال قادر به انعکاس مدهای بالاتر سازه می‌باشد اما، این الگو نتوانسته در قسمت بالای ساختمان رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری را پوشش دهد. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.



شکل ۱۰ منحنی مقادیر تغییر مکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی و بارافزون ساختمان ۱۰ طبقه در حالات برش پایه ثابت و تغییر مکان هدف ثابت

هم‌چنین، نتایج در ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که مقادیر تغییر مکان نسبی در طبقات فوقانی سازه افزایش می‌یابد. از بین الگوهای بارگذاری، توزیع

استاتیکی نمی‌توانند به‌طور مناسبی نیازها را در امتداد ارتفاع ساختمان پیش‌بینی نمایند.

نیازهای محلی اعضا

در بخش پایانی ارزیابی، نیازها در سطح یک عضو مورد بررسی قرار می‌گیرند. از آن‌جایی که نیازهای طبقه منعکس‌کننده رفتار اعضا در آن طبقه می‌باشند لذا منطقی است که انتظار داشته باشیم نیازهای محلی اعضای سازه‌ای با نیازهای طبقه مرتبط باشند. بر اساس تغییر مکان‌های نسبی و منحنی‌های ظرفیت طبقه، که در اشکال فوق ارائه شدند، نیازهای شکل‌پذیری در سطوح طبقات بحرانی در جدول‌های (۵-۷) خلاصه می‌گردند. جداول شامل مقادیر در سطح کلی و سطح عضو می‌باشند. فقط گروهی از اعضای سازه‌ای و طبقاتی که نیازهای حداکثر را تجربه نمودند، نمایش داده شده است.

جدول ۵ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ۳ طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار جانبی

طبقه	نیازها	NSP-1	NSP-2	NSP-3	NSP-4
کلی		۳/۴	۳/۹	۵/۱	۴/۲
طبقه اول	طبقه	۴/۱	۸/۴	۱۱/۵	۹/۴
	ستون	۴/۸	۱۲/۲	۱۵/۱	۱۳/۶
	تیر	۵/۰	۱۱/۲	۱۴/۴	۱۲/۸
طبقه دوم	طبقه	۴/۸	۶/۴	۷/۱	۶/۸
	ستون	۳/۸	۳/۰	۴/۸	۴/۱
	تیر	۸/۳	۹/۹	۹/۱	۸/۹
طبقه سوم	طبقه	۴/۹	۳/۵	۲/۴	۲/۹
	ستون	۳/۱	۴/۸	۳/۴	۴/۱
	تیر	۸/۰	۳/۹	۲/۷	۳/۲

پاسخ حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی در ساختمان ۶ طبقه سبب تولید نیازهای کم‌تری در طبقات پایین‌تر شده اما سبب ایجاد نیازهای حداکثر بالاتری در ستون‌های طبقه پنجم می‌گردد. به‌طور

مشابه، نیازهای مؤلفه‌ای در طبقات فوقانی ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که روش‌های بارافزون، تغییر شکل‌ها و توانایی تسلیم در این طبقات را در حد پایین تخمین می‌زند.

جدول ۶ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ۶ طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار جانبی

طبقه	نیازها	NSP-1	NSP-2	NSP-3	NSP-4
کلی		۴/۴	۵/۲	۶/۲	۵/۸
طبقه اول	طبقه	۵/۸	۸/۳	۱۱/۶	۹/۶
	ستون	۶/۵	۹/۵	۱۲/۴	۱۰/۶
	تیر	۷/۷	۱۰/۷	۱۲/۹	۱۱/۴
طبقه سوم	طبقه	۵/۰	۵/۱	۵/۱	۵/۱
	ستون	۱/۲	۲/۵	۳/۶	۲/۸
	تیر	۶/۳	۷/۲	۷/۲	۶/۹
طبقه پنجم	طبقه	۴/۵	۳/۴	۱/۵	۲/۵
	ستون	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰
	تیر	۵/۴	۳/۷	۱/۷	۱/۵

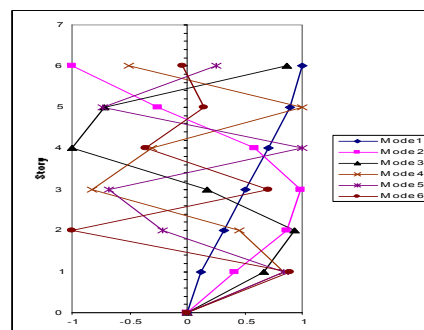
جدول ۷ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ۱۰ طبقه طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار

طبقه	نیازها	NSP-1	NSP-2	NSP-3	NSP-4
کلی		۴/۵	۵/۰	۶/۴	۵/۷
طبقه اول	طبقه	۷/۳	۹/۶	۱۲/۹	۱۱/۸
	ستون	۸/۳	۱۲/۶	۱۶/۵	۱۳/۸
	تیر	۸/۴	۱۲/۲	۱۷/۲	۱۵/۳
طبقه سوم	طبقه	۵/۸	۶/۱	۶/۸	۶/۵
	ستون	۲/۳	۱/۹	۱/۷	۱/۸
	تیر	۷/۷	۷/۵	۱۰/۰	۸/۵
طبقه پنجم	طبقه	۵/۴	۴/۶	۳/۶	۴/۰
	ستون	۱/۴	۲/۰	۲/۳	۲/۲
	تیر	۷/۰	۵/۳	۳/۴	۴/۴
طبقه نهم	طبقه	۲/۴	۱/۱	-	-
	ستون	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰
	تیر	۲/۶	۱/۱	۰/۰	۰/۰

تأثیر مدهای بالاتر بر نیازهای لرزه‌ای

تأثیرات مدهای بالاتر بر نیاز لرزه‌ای به مشخصات حرکت زمین و خصوصیات سیستم سازه‌ای شدیداً وابسته می‌باشد. در حالی که مشخصات حرکت زمین یک پارامتر ورودی مستقل است، خصوصیات دینامیکی سیستم سازه‌ای به‌طور قابل ملاحظه‌ای متأثر از محتوای فرکانسی حرکت زمین می‌باشد. با تغییرات تکراری در سختی سیستم، نسبت‌های مودال نیز اصلاحاتی را تجربه می‌نمایند. مقادیر حداکثر زمان‌های تناوب مودی (که با رفتار غیرالاستیک و تسلیم مرتبط هستند) با مقادیر حداکثر ضرایب مشارکت مودی ارتباط دارند، و این مقادیر ارتباط شدیدی با گام‌های زمانی دارند که در نیازهای حداکثر طبقه اتفاق می‌افتد.

در صورتی که نیروهای اینرسی، حاصل از حاصل ضرب جرم طبقه در شتاب طبقه، را در زمانی به‌دست آوریم که حداکثر نیازهای تغییرمکان نسبی در هر طبقه اتفاق می‌افتد، آن‌گاه مشخص می‌شود که نیازهای حداکثر در هر طبقه در زمان‌های متفاوت و با نیروهای اینرسی کاملاً متفاوتی رخ می‌دهند. در نظر گرفتن توزیع قائم نیروهای اینرسی برای روندهای استاتیکی مهم است و چنین تغییراتی را فقط می‌توان با تغییر نسبت‌های مودی در سیستمی که از حالت الاستیک به غیرالاستیک می‌رود ایجاد نمود. شکل (۱۱) نشان می‌دهد که چگونه اشکال مودی به‌طور پیوسته در طول تاریخچه‌ی پاسخ تغییر می‌کنند.



شکل ۱۱ تغییرات اشکال مودی ساختمان ۶ طبقه در طول تاریخچه‌ی پاسخ

اشکال مودی نشان داده‌شده در این شکل، مربوط به زمان‌های بحرانی می‌باشند که حداکثر تغییرمکان نسبی در هر طبقه رخ می‌دهد. در حقیقت این تغییرات به‌طور هم‌زمان در نیروهای اینرسی نیز منعکس می‌شود. در زمانی که طبقه‌ی اول حداکثر نیاز خود را تجربه می‌نماید، شکل مودی اول، توزیع بار یک‌نواخت دستورالعمل FEMA را شبیه‌سازی می‌نماید. در گام زمانی که حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه‌ی پنجم ضبط می‌شود، شکل مودی اول انحراف قابل ملاحظه‌ای از حالت الاستیک اولیه دارد که سبب وارد آمدن تغییر شکل بیش‌تر به طبقات بالاتر نسبت به طبقات پایین‌تر می‌گردد. تأثیر قابل ملاحظه‌ی مد دوم در تغییرمکان نسبی بین طبقات چهارم و پنجم زمانی مشخص می‌شود که سیستم از فاز الاستیک به غیرالاستیک می‌رود. به‌طور مشابه، دیده می‌شود که مد سوم تغییرمکان نسبی را بیش‌تر در سطوح میانی تحت تأثیر قرار می‌دهد، اگر چه تفاوت نسبی قابل ملاحظه نمی‌باشد. این مشاهدات بار دیگر اهمیت منظور نمودن اشکال مودی در حالت‌های مختلف سختی سیستم را مشخص می‌نماید.

نتیجه‌گیری

استاندارد طراحی لرزه‌ای موجود در ایران بر اساس روش‌های الاستیک است که در آن از ضرایب کاهش نیرو استفاده می‌گردد. به‌منظور ارزیابی عملکرد مورد انتظار یک ساختمان، چنین روشی اساساً نیازهای کلی را ارائه می‌دهد. در حال حاضر، دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، تمرکز ارزیابی لرزه‌ای را از نیازهای کلی به نیازهای محلی اعضای سازه‌ای معطوف داشته است. در این راستا، روندهای استاتیکی شامل تحلیل‌های بارافزون نسبت به روندهای تاریخچه زمانی مقبولیت بیش‌تری یافته‌اند. اگرچه روندهای مذکور

لرزه‌ای را در حد پایین‌تری (در برخی رکوردها، تا میزان ۱۰۰ درصد) تخمین می‌زنند، که این امر اهمیت ارتباط مشارکت مدهای بالاتر را در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل مشخص می‌نماید.

۴- نیازهای به‌دست آمده براساس مقادیر حداکثر نمی‌توانند اثرات تجمعی ناشی از کاهش تناوبی را در نظر بگیرند و روش دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای در هنگامی که مشارکت مدهای بالاتر دارای اهمیت می‌گردد نمی‌تواند به‌طور مناسبی حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات را در سطوح فوقانی پیش‌بینی نماید.

۵- روش‌های استاتیکی غیرخطی قادر به اعمال تغییرات مدهای دینامیکی ناشی از اعمال بارهای غیرالاستیک نیستند.

۶- توزیع نیروی اینرسی، که ارتباط نزدیکی با تغییر شکل‌های طبقه دارد، به‌طور پیوسته با تغییر زمان تناوب مودی و اشکال مودی در طول پاسخ غیرالاستیک تغییر می‌نماید که این تغییرات نیروهای اینرسی در روش‌های استاتیکی منعکس نمی‌گردد.

اطلاعات مهمی را در خصوص مکانیزم‌های انهدام و آسیب‌پذیری ارائه می‌دهند، اما اساساً اطلاعات فوق برای سازه‌هایی اطمینان‌بخش می‌باشد که در مد اول پاسخ قرار دارند. در این راستا، مقاله‌ی حاضر به بررسی و اعتبارسنجی روش‌های استاتیکی موجود برای تخمین نیازهای دینامیکی ساختمان‌های بتن‌آرمه تحت اثر زلزله‌های حوزی دور و نزدیک، که میزان مشارکت مدهای بالاتر سازه افزایش می‌یابد، پرداخته و نتایج حاصل از آن‌ها را ارائه نمود. در زیر به خلاصه‌ای از این نتایج اشاره می‌شود:

- ۱- طراحی یک ساختمان به‌منظور حصول یک نیاز شکل‌پذیری خاص، می‌تواند منجر به نیازهای بیش‌تر در سطوح محلی گردد.
- ۲- از آنجایی که الگوی بار جانبی مورد استفاده در تخمین نیازها، تاثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر نیازهای محاسبه‌شده دارد، در هنگام استفاده از روش‌های استاتیکی غیرخطی باید دقت کافی در انتخاب الگوی بار جانبی صورت پذیرد.
- ۳- روش‌های بارافزون در سطوح فوقانی سازه نیازهای

مراجع

1. American Society of Civil Engineers, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA-356, Washington D.C., (2000).
۲. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه‌ی شماری ۳۶۰، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، (۱۳۸۵).
3. FEMA-350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-rame Buildings, Developed by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., (2000).
4. Applied Technology Council (ATC), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volumes 1 and 2, Report No. ATC-40, Redwood City, CA., (1996).
5. Maniatakis, C.A., Psycharis, I.N. and Spyarakos, C.C., "Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures", *Engineering Structures*, 56, pp. 417-430, (2013).

6. Chopra, A.K. and Goel, R., "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, pp. 561-582, (2002).
7. Jan, T. S., Liu, M. W., Kao, Y. C., "An upper-bound pushover analysis procedure for estimating seismic demands of high-rise buildings", *Engineering Structures*, 26, pp. 117-128, (2004).
8. Chopra, A. K, Goel, R. K, Chintanapakdee, C., "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands", *Earthquake Spectra*, 20(3), pp.757-778, (2004).
9. Kalkan, E. and Kunnath, K., "Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures", *Journal of Structural Engineering*, 132(11), pp. 1721-1731, (2006).
10. Mortezaei, A., Ronagh, H.R., Kheyroddin, A., Ghodrati Amiri, G., "Effectiveness of modified pushover analysis procedure for the estimation of seismic demands of buildings subjected to near-fault earthquakes having forward directivity", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(6), pp. 679-699, (2011).
۱۱. مرتضایی، علیرضا، "پاسخ دینامیکی ساختمان‌های بتن‌آرمه به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک"، رساله دکتري، دانشگاه سمنان، سمنان، (۱۳۸۹).
12. Somerville, P. G., "Development of an improved representation of near-faultground motions", *SMIP98 Proceedings of the Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*, Oakland, CA, Sept. 15, California Division of Mines and Geology, Sacramento, pp. 1-20, (1998).

ارائه‌ی الگوریتم‌های بهینه‌سازی کارا با استفاده از روش رشد سازگار بیولوژیکی*

سید محمدحسین جزایری ابنوی^(۱) محمدحسین ابوالبشری^(۲)

چکیده تاکنون روش‌های مختلفی برای بهینه‌سازی شکل و ساختار سازه‌های مکانیکی با الهام از رفتار طبیعت تدوین گردیده است. در این مقاله با استفاده از اصل رشد سازگار بیولوژیکی، دو الگوریتم برای بهینه‌سازی شکل و ساختار ارائه شده است. الگوریتم اول به یک صفحه‌ی سوراخ دار و نیز یک فیلت و الگوریتم دوم به یک تیر مخروطی و نیز یک تیر با سطح مقطع متفاوت اعمال شده است. نتایج نشان می‌دهد که عمر خستگی صفحه‌ی سوراخ دار تا ۴۰ برابر افزایش و تنش‌های ماکزیمم فیلت نسبت به نتایج دیگر پژوهشگران ۶ درصد کاهش یافته است. همچنین این الگوریتم می‌تواند حجم سازه را به طور قابل توجهی کاهش دهد.

واژه‌های کلیدی بهینه‌سازی شکل، بهینه‌سازی ساختار، رشد سازگار بیولوژیکی، عمر خستگی.

Development of Robust Optimization Algorithms Based on Adaptive Biological Growth Method

S.M.H. Jazayeri M.H. Abolbashari

Abstract Many shape and topology optimization methods have been inspired from the nature. In this paper, two different optimization algorithms based on the adaptive biological growth (ABG) have been applied to some structural elements. The first algorithm is developed for the shape optimization and is applied to a plate with a central hole as well as a fillet plate. The second algorithm is the soft kill option (SKO) that is applied to a cone cantilever beam and a beam with variable cross section where the optimum topology of them are sought. The results show that the fatigue life of the plate with a central hole is increased by 40 times. Also, the maximum normalized first principle stress is 6% lower and finally, the volume of the optimum structure is less than those obtained by other researchers.

key Words Shape Optimization, Topology Optimization, Adaptive Biological Growth, Fatigue Life

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۹/۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۷/۱۳ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد مکانیک، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استاد گروه مکانیک، مرکز پژوهشی مهندسی تولید ناب، دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

بهینه‌سازی شکل و ساختار سازه‌های مکانیکی یکی از موضوعاتی است که در سال‌های اخیر مورد توجه بسیاری از پژوهشگران بوده و روش‌های مختلفی برای آن ارائه شده است. روش‌های بهینه‌سازی شکل معمولاً یک ناحیه‌ی کوچک از جسم را مورد مطالعه قرار می‌دهد و عملیات بهینه‌سازی تنها روی این قسمت انجام می‌گیرد تا برای مثال ماکزیمم تنش موضعی در آن قسمت مینیمم شود. در این نوع از بهینه‌سازی هنگام شروع عملیات، ساختار جسم به طور کامل مشخص است و قسمت‌هایی از سازه مثلاً سوراخ‌ها و یا شکاف‌ها دارای تنش‌های موضعی غیر یکنواخت می‌باشند. هدف این روش‌ها پیدا کردن بهترین شکل و پروفیل برای قسمت‌های ذکر شده است تا ماکزیمم تنش به اندازه‌ی کافی کوچک شود و مرز مورد مطالعه دارای تنش یکنواخت‌تری گردد.

سه روش اصلی برای بهینه‌سازی شکل وجود دارد. این روش‌ها عبارتند از: برنامه‌نویسی ریاضی [1]، روش رشد سازگار بیولوژیکی [2] و بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها [3]. روش برنامه‌نویسی ریاضی بر پایه‌ی ریاضیات استوار است و برای محاسبه‌ی شکل نهایی بهینه به محاسبه‌ی گرادیان تنش نیاز است. برای محاسبه‌ی گرادیان تنش ابتدا گرادیان تغییر مکان نسبت به متغیرهای طراحی محاسبه می‌شود و سپس با استفاده از روابط حاکم بر مسئله، گرادیان تنش محاسبه می‌گردد. پس از محاسبه‌ی گرادیان‌ها، برای محاسبه‌ی متغیر طراحی می‌توان از هر روش ریاضی غیر خطی برای حل معادلات به دست آمده استفاده کرد. بهینه‌سازی شکل با استفاده از برنامه‌نویسی ریاضی، روش بسیار قدرتمندی است ولی دارای اشکالات اساسی است. بزرگ‌ترین اشکال این روش حجم محاسبات بالا و در نتیجه هزینه‌ی بالای این روش است. از طرفی به علت انجام عملیات ریاضی بی‌شمار برای محاسبه‌ی گرادیان‌ها و متغیرهای طراحی، دقت این روش در قیاس با روش‌های دیگر مانند روش رشد

سازگار بیولوژیکی کم‌تر است [4].

از بهینه‌سازی ساختار زمانی استفاده می‌شود که هیچ محدودیتی در شکل نهایی سازه یا قطعه‌ی مکانیکی وجود ندارد و شکل قطعه تا پایان فرایند بهینه‌سازی نامشخص است. تنها اطلاعات موجود، معیار بهینه‌سازی و محدودیت‌های طراحی از قبیل نیروها و تکیه‌گاه‌ها می‌باشد. هدف بهینه‌سازی ساختار حذف یا باز توزیع ماده در دامنه‌ی اولیه‌ی سازه و رسیدن به یک ساختار بهینه با توزیع تنش نسبتاً یکنواخت‌تری می‌باشد. این روش، یک روش مبتنی بر تکرار می‌باشد و معمولاً همراه با تاریخچه‌ای از ساختارهای میانی است که آن‌ها نیز در فرآیند طراحی قابل استفاده‌اند.

تاکنون چهار الگوریتم اصلی برای بهینه‌سازی ساختار سازه‌ها ارائه شده است [5]. این الگوریتم‌ها عبارتند از: روش حذف سخت/نرم، روش همگن‌سازی، دیدگاه سازه مبنا و روش حباب. در سه روش آخر باید تابع هدف، متغیرهای طراحی و قیود را تعریف نمود مسئله‌ی بهینه‌سازی را با استفاده از روش‌هایی مانند برنامه‌ریزی ترتیبی درجه‌ی دو حل کرد. این سه روش نسبتاً پیچیده‌اند، ولی بر خلاف آن‌ها روش حذف سخت/نرم بر اصول بسیار ساده‌ای استوار است. در این پژوهش نیز از الگوریتم حذف نرم (Soft Kill Option (SKO استفاده شده است.

روش رشد سازگار بیولوژیکی در

بهینه‌سازی شکل

نظریه‌ی این روش بر اساس تغییرات سازه‌های بیولوژیکی در اثر نیروهای مختلف در طبیعت می‌باشد. در این روش نیازی به استفاده از گرادیان‌های تنش و تغییر مکان نیست. حذف محاسبات مربوط به محاسبه‌ی گرادیان باعث می‌شود که سرعت عملیات بهینه‌سازی بسیار زیاد و هزینه‌ی بهینه‌سازی به طور قابل توجهی کاهش یابد. دقت این روش بسیار بیش‌تر از سایر روش‌های بهینه‌سازی شکل است، به گونه‌ای

۳- هم گرایی بهینه‌سازی: در این مرحله پارامتر RE به صورت معادله‌ی (۱) تعریف می‌شود:

$$RE = \left| \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right| \quad (1)$$

که $\sigma_{\max}$ و $\sigma_{\min}$ به ترتیب تنش‌های ون مایز ماکزیمم و مینیمم هستند. حال اگر مقدار RE از دقت تعیین شده برای فرایند بهینه‌سازی (τ) کم‌تر باشد، عملیات متوقف می‌گردد، در غیر این صورت وارد چرخه می‌شود.
۴- چرخه: در این مرحله باید مختصات جدید نقاط کنترلی را از معادله‌ی (۲) به دست آورد.

$$X(i) = x(i) + \sigma(i) \times K(j) \quad (2)$$

که در آن $X(i)$ و $x(i)$ به ترتیب مختصات جدید و قبلی نقطه‌ی i ام است. $\sigma(i)$ از معادله‌ی (۳) برای نقطه کنترلی i به دست می‌آید و $K(j)$ فاکتور مقیاس در چرخه‌ی j ام است و مقدار اولیه‌ی 0.0001 برای آن در نظر گرفته می‌شود.

$$\sigma(i) = (\sigma_{\text{Von}}(l) - \sigma_{\text{Von}}(i)) / \sigma_{\text{Von}}(l) \quad (3)$$

که $\sigma_{\text{Von}}(i)$ تنش ون مایز در نقطه‌ی کنترلی i ام است.
۵- مدل‌سازی مجدد و تحلیل اجزای محدود مدل جدید: در این مرحله سازه بار دیگر با استفاده از نقاط کنترلی جدید مدل‌سازی می‌شود. سپس تحلیل المان محدود انجام می‌گردد.

۶- هم گرایی بهینه‌سازی: در این مرحله اگر RE در چرخه‌ی j ام کم‌تر از چرخه‌ی $j-1$ ام باشد، فاکتور مقیاس در عدد 0.5 و در غیر این صورت در عدد $1/1$ ضرب می‌شود.

۷- مراحل ۳ تا ۶ تا آن‌جا تکرار می‌شود که مقدار RE از دقت بهینه‌سازی (τ) کم‌تر شود. [2]

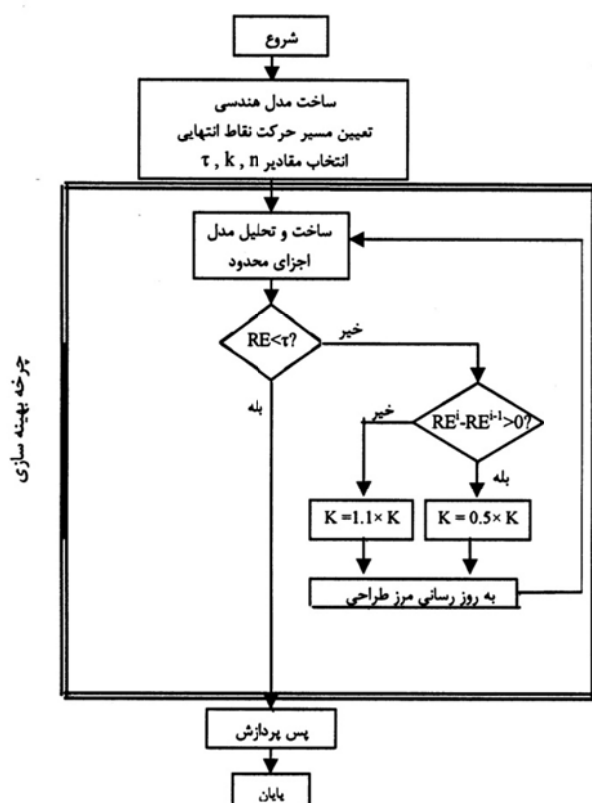
که بعضی از پژوهشگران از نتایج حاصل از روش رشد سازگار بیولوژیکی به عنوان معیاری برای ارزیابی روش‌های دیگر در تحقیقات خود استفاده کرده‌اند [6-8]. نظریه‌ی بنیادی در روش رشد سازگار بیولوژیکی این است که برای مینیمم سازی تنش‌های ماکزیمم، در محل‌هایی که تنش موضعی زیادی وجود دارد ماده اضافه گردد و در محل‌هایی که تنش موضعی کم‌تر است از مقدار ماده کاسته شود. این عملیات با تغییر موقعیت گره‌ها در مدل المان محدود انجام می‌شود و تا جایی ادامه می‌یابد که مقدار تنش در مرز مورد مطالعه یکنواخت شود و شرط همگرایی برآورده گردد.

برای بهینه‌سازی به روش فوق، پژوهشگران الگوریتم‌های مختلفی ارائه کرده‌اند [9-11]. الگوریتمی که در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته، الگوریتم پیشنهادی Wu[2] است. عملکرد این الگوریتم که بر پایه‌ی اختلاف تنش‌های ون مایز بنا گردیده، بدین صورت است که برای به دست آوردن شکل بهینه‌ی یک سوراخ، باید اختلاف تنش‌های ماکزیمم و مینیمم ون مایز از یک مقدار خاصی کم‌تر باشد. این الگوریتم در بخش بعدی تشریح می‌شود. شکل (۱) نیز فرآیند روش را نشان می‌دهد.

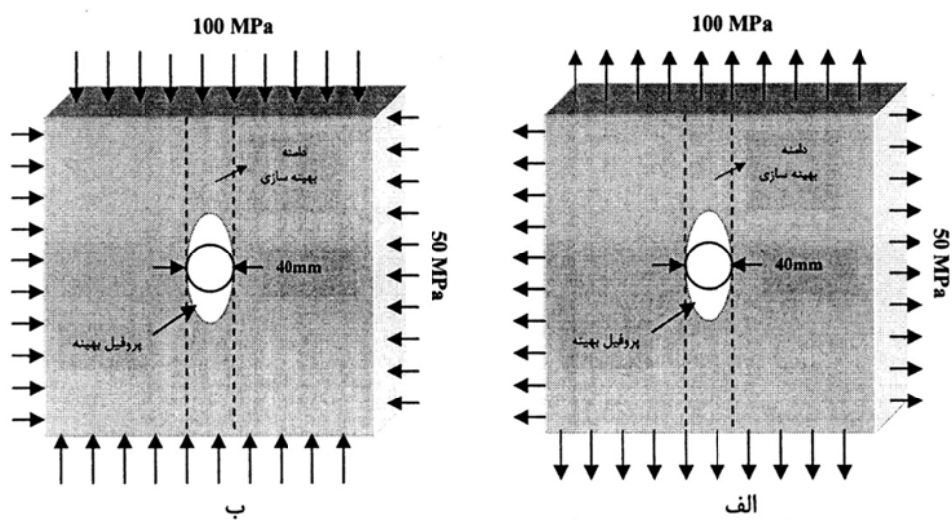
مراحل فرآیند بهینه‌سازی. در این پژوهش الگوریتم پیشنهادی Wu[2] به صورت اصلاح شده‌ی زیر به کار گرفته می‌شود:

۱- تعریف پارامترهای طراحی و بهینه‌سازی شامل: نوع المان به کار گرفته شده برای تحلیل اجزای محدود، خواص مواد، ابعاد، بارگذاری‌ها، شرایط مرزی، فاکتور مقیاس، تعداد نقاط کنترلی، تعداد تکرار و دقت بهینه‌سازی.

۲- مدل‌سازی اولیه و تحلیل اجزای محدود مدل اولیه: این مرحله با استفاده از نرم‌افزار انسیس (ANSYS) [12] انجام می‌گیرد.

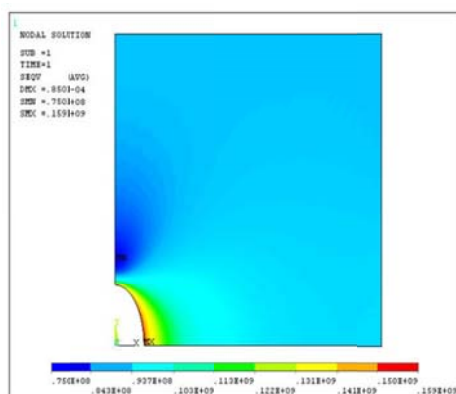


شکل ۱ الگوریتم پیشنهادی [2] Wu برای فرایند بهینه‌سازی شکل



شکل ۲ صفحه دارای سوراخ مرکزی (الف) با بارگذاری کششی، (ب) با بارگذاری فشاری

فرآیند بهینه‌سازی. بر مبنای الگوریتم بیان شده، با استفاده از زبان طراحی پارامتری انسیس (۵- ANSYS Parametric Design Language (APDL) کدی نوشته شده که شکل بهینه‌ی سوراخ را مشخص می‌کند. همان‌گونه که در شکل (۴) مشاهده می‌شود، شکل بهینه شبیه یک بیضی است، به گونه‌ای که قطر بزرگ بیضی در امتداد نیروی بزرگ‌تر و قطر کوچک در امتداد نیروی کوچک‌تر است و این با اصل رشد سازگار بیولوژیکی که باید در مقاطع با تنش زیادتر ماده افزوده شود و در مقاطع با تنش کم‌تر از مقدار ماده کاسته شود، کاملاً مطابقت دارد.



شکل ۴ توزیع یکنواخت تنش در اطراف سوراخ بهینه

در شکل (۵) برای نمایش واضح‌تر، اطراف سوراخ با بزرگ‌نمایی نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل‌های (۵ و ۴) دیده می‌شود، توزیع تنش در اطراف سوراخ یکنواخت است و تنش‌ها در محدوده‌ی کوچک‌تری قرار دارند. مقدار تنش ماکزیمم کاهش یافته و تمرکز تنش بسیار کم‌تر است. پارامتر RS به عنوان درصد کاهش تنش در حالت بهینه نسبت به حالت اولیه به صورت معادله‌ی (۴) تعریف می‌شود.

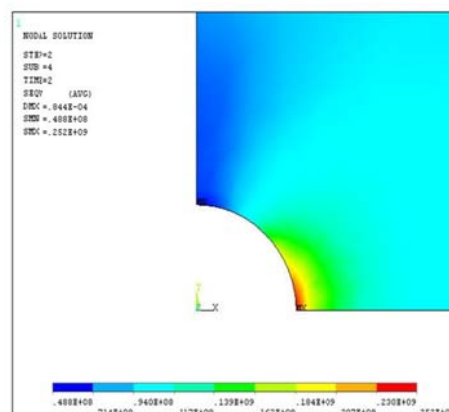
$$RS = [(\sigma_i - \sigma_0) / \sigma_i] \times 100 \quad (4)$$

که σ_i و σ_0 به ترتیب تنش‌های اولیه (غیر بهینه) و بهینه

کاربرد روش رشد سازگار بیولوژیکی در بهینه‌سازی شکل

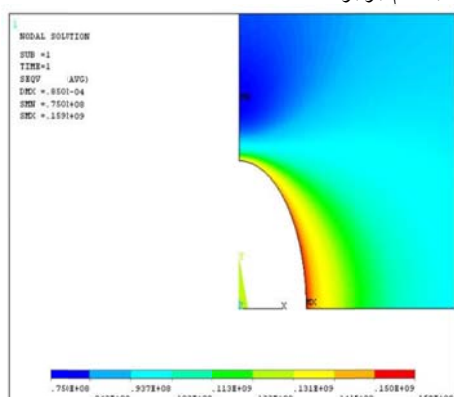
مثال ۱- یک صفحه‌ی مربعی دوبعدی دارای سوراخ مرکزی که از دو طرف تحت بارگذاری نامتقارن قرار گرفته در نظر بگیرید. هدف بهینه‌سازی شکل صفحه به منظور افزایش عمر خستگی آن است (شکل ۲- الف یا ب). طول ضلع مربع، قطر سوراخ و ضخامت صفحه به ترتیب ۴۰، ۴۰ و ۴ میلی‌متر در نظر گرفته شده‌اند. هم‌چنین در تمام تحلیل‌ها ماده با مدول الاستیسیته‌ی 210 GPa و ضریب پواسون 0.3 فرض شده است. برای اعمال بار تناوبی، ابتدا صفحه‌ی تحت بار کششی در جهت y به میزان 100 MPa و در جهت x به میزان 50 MPa (شکل ۲- الف) و سپس تحت بار فشاری به همین میزان (شکل ۲- ب) قرار می‌گیرد. فرکانس بار نوسانی برابر 1 cycle/s در نظر گرفته می‌شود.

به دلیل تقارن، یک چهارم صفحه در نرم‌افزار ANSYS تحلیل شده است. نتایج شکل (۳) نشان می‌دهد که در اطراف سوراخ به دلیل تمرکز تنش و توزیع غیریکنواخت آن ترک ناشی از خستگی به سرعت رشد می‌کند و عمر سازه در اطراف سوراخ به شدت کاهش می‌یابد.

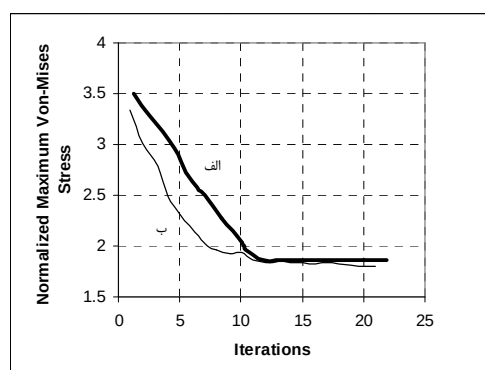


شکل ۳ توزیع غیریکنواخت تنش در اطراف سوراخ بهینه نشده

نمودارها مشخص است، تنش‌های ماکزیم نرمال شده تقریباً با هم برابرند.



شکل ۵ توزیع یکنواخت تنش در اطراف سوراخ بهینه با بزرگ‌نمایی اطراف سوراخ



شکل ۶ سرعت همگرایی الگوریتم به کار برده شده برای صفحه‌ی سوراخ دار (الف) در این پژوهش،
(ب) الگوریتم Wu[2]

محاسبه‌ی عمر خستگی. در اثر اعمال بار تناوبی بر روی سازه، با این که تنش ماکزیم ایجاد شده کم‌تر از تنش نهایی آن است، اما پس از تعدادی سیکل، بر روی سازه ترک‌هایی ایجاد شده که در نهایت منجر به شکست می‌شود. به این پدیده خستگی در اثر اعمال بار تناوبی، و به تعداد سیکل‌هایی که سازه قبل از شکست تحمل می‌کند، عمر خستگی می‌گویند. روش محاسبه‌ی عمر خستگی در نرم‌افزار انسیس بر اساس استاندارد مخازن تحت فشار (Pressure Vessels) است. در این پژوهش هدف بهینه‌سازی شکل صفحه

می‌باشد. اگر در معادله‌ی (۴) به جای σ_i و σ_o ، به ترتیب RE_i و RE_o قرار داده شود درصد افزایش یکنواختی تنش به دست می‌آید که در آن RE_i و RE_o از معادله‌ی (۱) به ترتیب برای حالات بهینه نشده و بهینه به دست می‌آیند. در جدول (۱) تنش‌های ون مایز در دو حالت بهینه نشده و بهینه مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که تنش ون مایز متوسط برای حالت بهینه ۲۲ درصد کاهش یافته است. هم‌چنین مقدار RS برای RE، ۴۷ درصد به دست می‌آید که نشان می‌دهد تنش در حالت بهینه ۴۷ درصد یکنواخت‌تر شده است.

جدول ۱ تنش‌های ون مایز در دو حالت بهینه نشده و بهینه برای

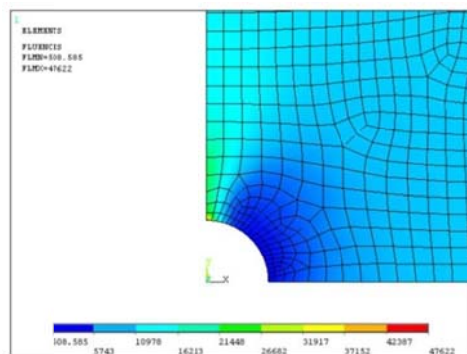
صفحه‌ی دارای سوراخ مرکزی

RE	von-Mises stress (MPa)			حالت
	Mean	Minimum	Maximum	
0.67	1.504e2	0.488e2	2.52e2	بهینه نشده
0.36	1.170e2	0.750e2	1.59e2	بهینه
47	22	-	37	RS (%)

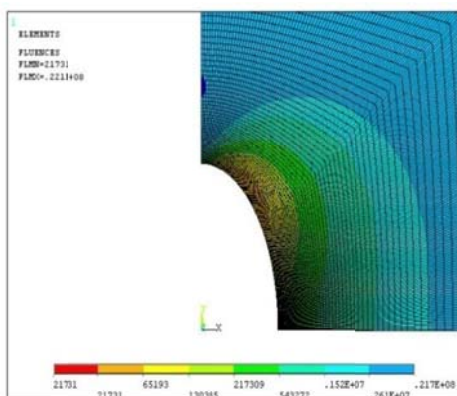
در نمودار شکل (۶) نتایج این پژوهش با نتایج Wu[2] مقایسه شده است. برای محاسبه‌ی تنش‌های ون مایز ماکزیم نرمال شده مربوط به هر چرخه از معادله‌ی (۵) استفاده می‌شود.

(۵)
$$\sigma_{\max-normal}^i = (\sigma_{\max}^i - \sigma_{ref}) / \sigma_{ref}$$
 که $\sigma_{\max}^i$ و $\sigma_{\max-normal}^i$ به ترتیب تنش ون مایز ماکزیم و نرمال شده در چرخه‌ی i ام و σ_{ref} تنش مرجع است. σ_{ref} را می‌توان تنش ون مایز صفحه بدون سوراخ در نظر گرفت که برابر $86/6 MPa$ است. در نمودار شکل (۶) سرعت همگرایی الگوریتم به کار برده شده مشاهده می‌شود. با مشاهده‌ی نمودار می‌توان نتیجه گرفت که بعد از ۲۰ چرخه جواب همگرا شده است و این با نتایج Wu[2] کاملاً سازگار است. همان‌گونه که از

بالای سوراخ بیضوی ترک بر می‌دارد. مقایسه‌ی بین دو حالت نشان می‌دهد که در حالت بهینه‌ی عمر صفحه حداقل ۴۰ برابر افزایش می‌یابد و این در حالی است که هنوز آثار ترک چندان به چشم نمی‌آید. مسئله‌ی مورد بررسی این مقاله (محاسبه‌ی عمر خستگی) و روش بهینه‌سازی استفاده شده، در مراجع دیگر مورد بحث قرار نگرفته است. با این همه، در پژوهش متک و دیگران [13] نیز عمر خستگی سازه‌ها با روش بهینه‌سازی به وسیله‌ی کامپیوتر (Computer-aided optimization (CAO)) تا ۴۰ برابر افزایش یافته است.



شکل ۷ نتایج عمر خستگی برای صفحه‌ی بهینه نشده و کاهش مقدار آن در گوشه‌ی پایین سوراخ



شکل ۸ نتایج عمر خستگی برای صفحه‌ی بهینه و افزایش آن نسبت به حالت بهینه نشده

مثال ۲- در این مثال یک فیلت دوبعدی که از یک طرف تحت تنش یک‌نواخت و از طرف دیگر روی

برای افزایش عمر خستگی آن است. پس از به دست آمدن شکل بهینه‌ی صفحه‌ی دارای سوراخ مرکزی، باید عمر خستگی در اثر بارهای تناوبی کششی و فشاری برای تمامی گره‌های مدل محاسبه گردد. برای محاسبه‌ی عمر خستگی توسط نرم‌افزار انسیس باید گام‌های زیر برداشته شود:

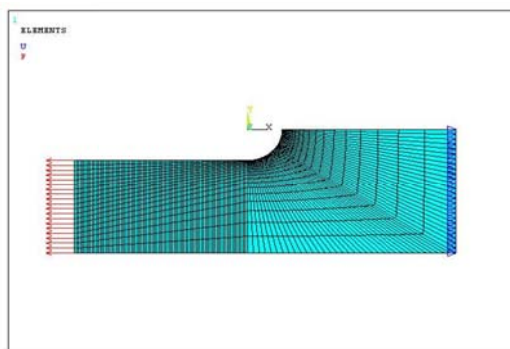
۱- مدل‌سازی و حل مسئله با توجه به بارگذاری موجود در حل خستگی: قبل از انجام هر تحلیل خستگی باید یک تحلیل استاتیکی که شامل حداقل دو بارگذاری است انجام شود؛ که در این پژوهش صفحه‌ی با دو بارگذاری کششی و فشاری تحلیل استاتیکی می‌شود.

۲- تعیین خواص خستگی ماده‌ی مورد استفاده شامل نمودار تنش-سیکل (Stress_Number of cycles).

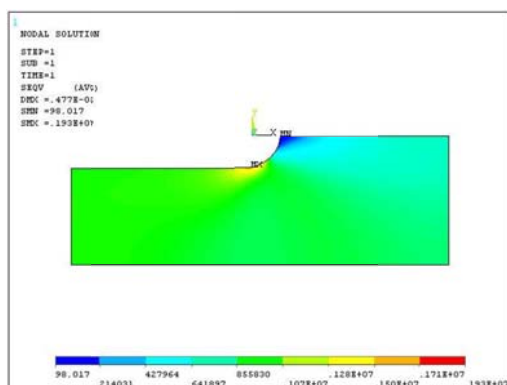
۳- تعیین خواص تست کشش- فشار ماده مورد استفاده شامل تنش نهایی (Su)، کاهش سطح (RA)، مدول الاستیسیته (E).

در اینجا نیز با استفاده از APDL کدی نوشته شده تا بتواند عمر خستگی صفحه را به صورت توزیع عمر برای تمامی گره‌های مدل بر روی مدل نمایش دهد. در ابتدا این کد به صفحه‌ی بهینه نشده اعمال می‌شود. نتایج عمر خستگی به صورت شکل (۷) بر روی صفحه نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد در گوشه‌ی پایین سوراخ عمر صفحه برابر ۵۰۸ سیکل است. بنابراین صفحه پس از ۵۰۸ سیکل کشش و فشار از گوشه‌ی پایین سوراخ ترک برمی‌دارد و شروع به شکست می‌نماید.

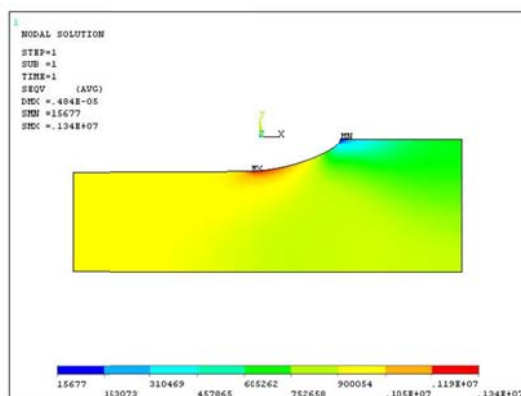
حال اگر کد نوشته شده به صفحه با سوراخ بهینه شده اعمال گردد، مشاهده می‌شود که عمر خستگی بسیار افزایش می‌یابد. نتایج عمر خستگی به صورت شکل (۸) بر روی صفحه نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل دیده می‌شود، عمر صفحه برابر ۲۱۷۳۱ سیکل است. یعنی در حالت بهینه، صفحه‌ی دیگر از گوشه پایین سوراخ ترک بر نمی‌دارد و پس از ۲۱۷۳۱ سیکل کشش و فشار به تدریج از گوشه‌ی



شکل ۱۰ مدل اجزای محدود فیلت در نرم‌افزار ANSYS



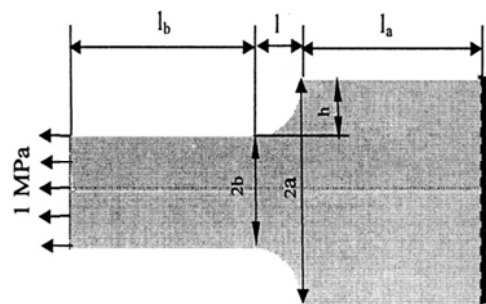
شکل ۱۱ توزیع تنش ون مایز در حالت غیر بهینه



شکل ۱۲ توزیع تنش ون مایز در حالت بهینه

تکیه‌گاه ساده قرار گرفته است؛ برای یک نواخت سازی توزیع تنش در محل ناچ بررسی می‌شود (شکل ۹). این مسئله نیز توسط Wu[2] بررسی شده است. مشخصات سازه عبارت است از: $E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0.3$, $b = 0.2 \text{ m}$, $a = 0.3 \text{ m}$, $l_a = l_b = 5l = 5h = 0.5 \text{ m}$ که در آن E مدول الاستیسیته و ν ضریب پواسون است. به علت تقارن تنها نیمی از فیلت با استفاده از نرم‌افزار ANSYS تحلیل شده که در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

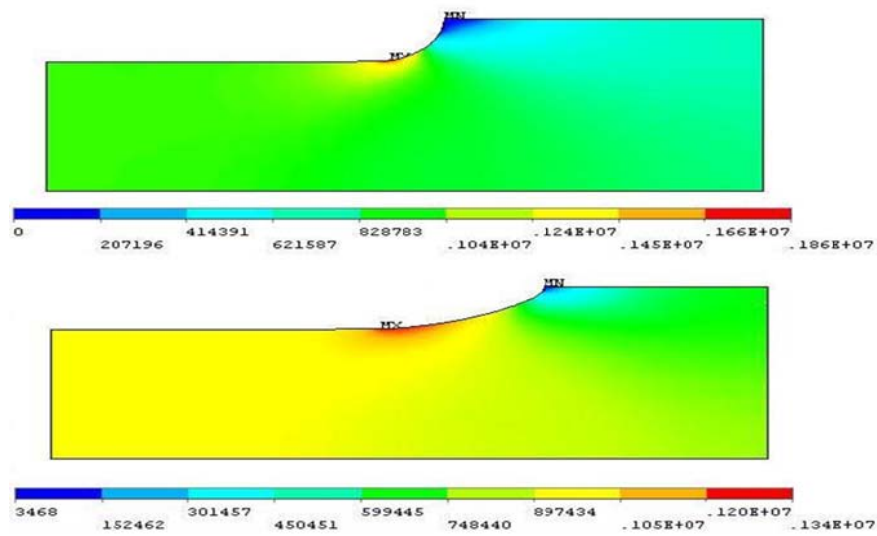
برای اعمال الگوریتم رشد بیولوژیکی با استفاده از *APDL* کدی نوشته شده که شکل بهینه‌ی فیلت را بعد از ۱۲ مرتبه تکرار به دست می‌آورد. توزیع تنش ون مایز برای حالت‌های بهینه و غیر بهینه در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود در حالت بهینه شعاع فیلت برای از بین بردن تنش‌های ماکزیمم افزایش یافته است و در نهایت تنش‌ها در بازه‌ی کوچک‌تری توزیع شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که مقدار *RS* برای تنش ون مایز متوسط، ۳۰ درصد است. در جدول (۲) تنش‌های ون مایز در حالت‌های بهینه و غیر بهینه مقایسه شده است.



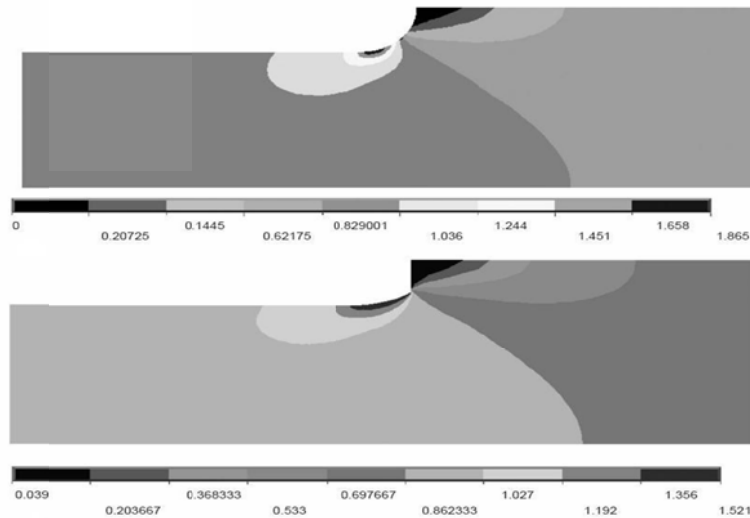
شکل ۹ ابعاد هندسی صفحه‌ی فیلت تحت کشش یک طرفه

جدول ۲ تنش‌های ون مایز در دو حالت بهینه نشده و بهینه برای فیلت

RS (%)	von-Mises stress (MPa)			حالت
	Mean	Minimum	Maximum	
-	0.96	0.98e-4	1.93	بهینه نشده
30	0.68	1.56e-2	1.34	بهینه

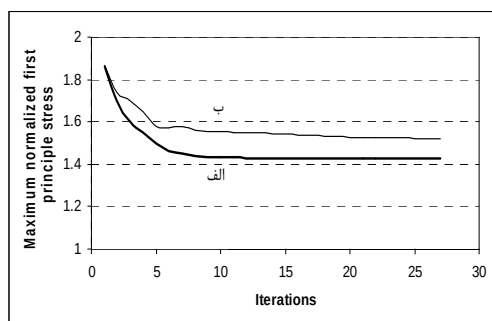


(الف)



(ب)

شکل ۱۳ توزیع تنش اصلی اول (الف) در این پژوهش، (ب) مقاله [Wu2]



شکل ۱۴ سرعت همگرا شدن الگوریتم به کار برده شده برای

فیلِت، (الف) در این پژوهش، (ب) الگوریتم [Wu2]

در شکل (۱۳) توزیع تنش اصلی اول نسبت به نتایج Wu [2] مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که در این پژوهش بعد از ۱۲ چرخه جواب همگرا می‌شود در حالی که در مقاله [Wu2] بعد از ۲۷ چرخه همگرایی حاصل شده است شکل (۱۴). همچنین، ماکزیمم تنش اصلی اول نرمال شده در این مقاله ۱/۳۴ است که نسبت به نتایج Wu [2] (۱/۵۲۱) ۶ درصد کم‌تر است.

مدول الاستیسیته ثابت برای همه‌ی المان‌ها.
۲- تغییر مدول الاستیسیته المان‌ها با در نظر گرفتن تنش‌های ون مایز به دست آمده در گام ۱ با استفاده از معادله‌ی (۶).

$$E_{n+1} = E_n + K(\sigma_n - \sigma_{ref}) \quad (6)$$

که E_n و E_{n+1} به ترتیب مدول الاستیسیته در مراحل n و $n+1$ است و σ_n تنش ون مایز در مرحله‌ی n ام برای هر المان و σ_{ref} تنش مرجع برای تمامی المان‌هاست. K فاکتور مقیاس است که در شروع فرآیند بهینه‌سازی می‌تواند $100 / \sigma_{ref}$ انتخاب شود و در طی فرآیند افزایش یابد.

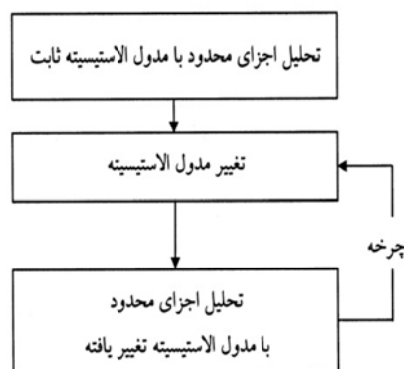
۳- تحلیل سازه با المان‌هایی که مدول الاستیسیته آن‌ها تغییر یافته است و محاسبه‌ی توزیع تنش.

۴- تکرار مراحل ۲ و ۳ و حذف المان‌های با مدول الاستیسیته‌ی کم و در نهایت به دست آوردن ساختاری بهینه [14].

مزیت اصلی روش حذف نرم این است که طراحی بهینه‌ی سازه‌ها تنها با استفاده از یک مدل اجزای محدود و بدون نیاز به تولید مدل جدید و یا مش‌بندی جدید به دست می‌آید. افزون بر این، عامل تعیین‌کننده در ساختار بهینه، تنش مرجع است و افزایش سیکل‌ها، که معمولاً هزینه‌ی قابل توجهی به طراح تحمیل می‌کند و تغییر چندانی در ساختار بهینه ایجاد نمی‌کند.

کاربرد روش رشد سازگار بیولوژیکی در بهینه‌سازی ساختار

مثال ۱. در این مثال یک تیر یک‌سر گیردار مخروطی تحت بار عرضی در نظر گرفته شده است. در این مثال نیز از نرم‌افزار ANSYS برای تحلیل و پیاده‌سازی الگوریتم استفاده شده است. مدل اجزای محدود و شرایط مرزی و بارگذاری در شکل (۱۶) نشان داده شده است. ساختار بهینه‌ی تیر با دو تنش مرجع $1/2 \text{ MPa}$ و 3 MPa به دست می‌آید. همان‌گونه که



شکل ۱۵ ساختار الگوریتم حذف نرم

روش رشد سازگار بیولوژیکی در بهینه‌سازی ساختار

در بهینه‌سازی ساختار با استفاده از روش رشد سازگار بیولوژیکی، از این رفتار درختان الهام گرفته می‌شود که در محل‌هایی که بار وارد شده بیش‌تر است تنه‌ی درخت سفت‌تر و محکم‌تر است. در بهینه‌سازی یک سازه نیز می‌توان از این رفتار بهره گرفت به گونه‌ای که قسمت‌هایی از سازه که تنش بیش‌تری دارند از مواد با مدول الاستیسیته بالاتر و قسمت‌هایی که تنش کم‌تری دارند از مواد با مدول الاستیسیته کم‌تر انتخاب شوند. یکی از الگوریتم‌هایی که برای بهینه‌سازی ساختار سازه‌ها با استفاده از روش رشد سازگار بیولوژیکی ارائه شده، الگوریتم حذف نرم است. این الگوریتم بر پایه‌ی مدول الاستیسیته المان‌هاست و در هر مرحله مدول الاستیسیته المان‌های جسم را تابع تنش آن المان در مرحله‌ی قبل در نظر می‌گیرد. در نهایت المان‌هایی را که مدول الاستیسیته کم‌تری دارند و یا به عبارتی تنش کم‌تری دارند را حذف و یا بی‌اثر می‌کند و المان‌های با مدول الاستیسیته بالاتر را در ساختار سازه نگه می‌دارد.

ساختار این الگوریتم همان‌گونه که در شکل (۱۵) نشان داده شده به صورت زیر است.

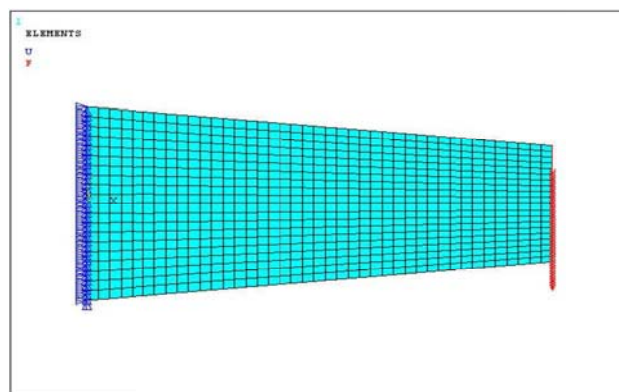
۱- محاسبه‌ی تنش‌های ون مایز هر المان با در نظر گرفتن شرایط مرزی و بارگذاری و در نظر گرفتن

دست آمده است شکل (۱۸-د). با این مزیت که حجم نرمال سازی این پژوهش در این حالت ۰/۳۸ و حجم نرمال ساختار Seo و همکاران ۰/۶ است.

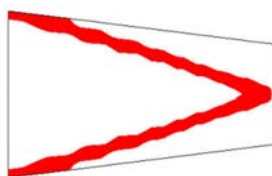
مثال ۲. در این مثال یک تیر با سطح مقطع متفاوت در نظر گرفته شده است. در شکل (۱۹) مدل اجزای محدود و شرایط مرزی و بارگذاری نشان داده شده است. با اعمال الگوریتم حذف نرم ساختار بهینه به دست می‌آید. همان‌گونه که در شکل (۲۰) دیده می‌شود، در این جا نیز تنش مرجع نقش تعیین کننده‌ای در ساختار بهینه دارد. در ضمن حجم نرمال برای تیر با سطح مقطع متفاوت با تنش مرجع کم ۰/۵ و با تنش مرجع زیاد ۰/۲ است و این نتایج بسیار به‌تر از مثال قبلی و نتایج Seo و همکاران است. در نهایت می‌توان نتیجه گرفت که در حالت تنش مرجع بالا با شرط یکسان بودن شرایط مرزی و بارگذاری، ساختار بهینه‌ی تیرهای با شکل اولیه‌ی متفاوت، یکسان خواهند بود.

در شکل (۱۷) دیده می‌شود، ساختارهای بهینه‌ی به دست آمده با تنش‌های مرجع مختلف، تفاوت چشم‌گیری دارند که نقش تعیین کننده‌ی تنش مرجع را نشان می‌دهد به گونه‌ای که با افزایش تنش مرجع، مقدار بیش‌تری از ماده حذف می‌شود و با کاهش آن حجم نهایی تیر افزایش می‌یابد.

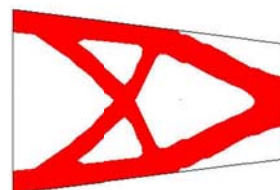
با مقایسه‌ی نتایج این پژوهش و نتایج Seo و همکاران [15] شکل (۱۸) مشخص می‌گردد که ساختار بهینه برای تیر مخروطی با تنش مرجع کم از نظر شکل مشابه ساختار به دست آمده توسط Seo و همکاران است که با تغییرات ساختاری در فضای پارامتری و فیزیکی تیر مستطیلی به دست آمده است شکل (۱۸-ج). با این تفاوت که حجم نرمال که عبارتست از نسبت حجم نهایی به حجم اولیه، برای سازی این پژوهش ۰/۶۷ و برای سازی Seo و همکاران ۰/۶ است شکل (۱۸-ب). از طرف دیگر ساختار بهینه برای تیر مخروطی با تنش مرجع بالاتر مشابه ساختار Seo و همکاران است که با بهینه‌سازی شکل تیر مستطیلی به



شکل ۱۶ مدل اجزای محدود تیر مخروطی تحت بار عرضی

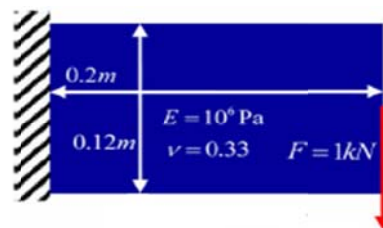
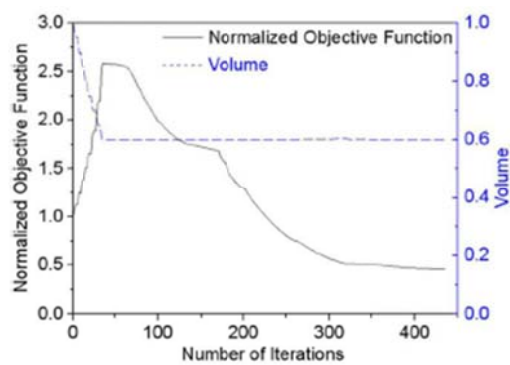


ب



الف

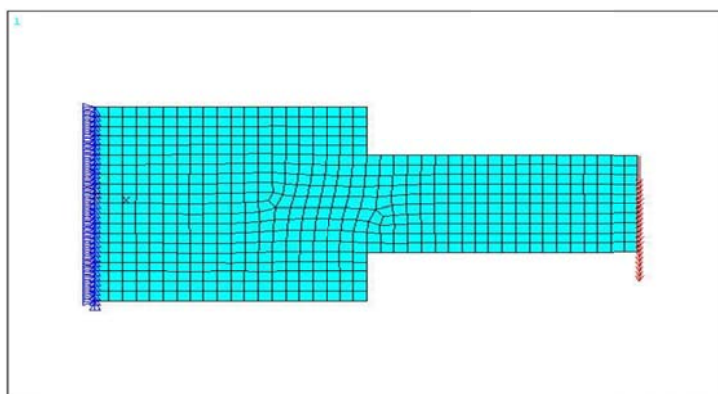
شکل ۱۷ ساختار بهینه برای تیر مخروطی تحت بار عرضی، الف) با تنش مرجع ۱/۲ MPa، ب) با تنش مرجع ۳ MPa



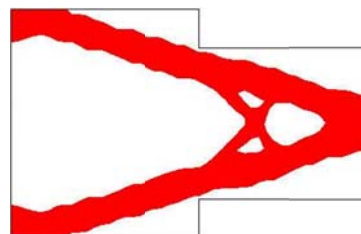
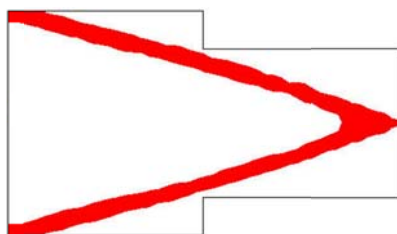
ب

الف

شکل ۱۸ برگرفته از [15] (الف) تیر یک سر گیردار مستطیلی، (ب) تغییرات تابع هدف و قید حجم، (ج) تغییرات ساختاری در فضای فیزیکی و پارامتری مسئله، (د) پروفیل بهینه



شکل ۱۹ مدل اجزای محدود تیر با سطح مقطع متفاوت تحت بار عرضی



ب

الف

شکل ۲۰ ساختار بهینه برای تیر با سطح مقطع متفاوت تحت بار عرضی (الف) با تنش مرجع $1/2 MPa$ (ب) با تنش مرجع $3 MPa$

نتیجه گیری

در این مقاله هدف به دست آوردن شکل و ساختار بهینه‌ی سازه‌های مکانیکی به منظور یک‌نواختی تنش، کاهش تنش‌های ماکزیمم و یا کاهش حجم است. با استفاده از اصل رشد سازگار بیولوژیکی، الگوریتمی ارائه شده است که شکل بهینه‌ی سوراخ و فیلت را به دست می‌آورد. در صفحه‌ی سوراخ دار، سوراخ دایره‌ای در شکل بهینه به صورت بیضی با قطر بزرگ‌تر در جهت بار بیش‌تر تغییر یافته است. هم‌چنین، تنش متوسط در حالت بهینه ۲۲ درصد کاهش می‌یابد. سپس برای محاسبه‌ی عمر خستگی سازه، با استفاده از APDL کدی نوشته شده است تا عمر خستگی به صورت کانتور بر روی مدل نمایش داده شود. عمر خستگی در حالت بهینه تا ۴۰ برابر افزایش می‌یابد. در مورد فیلت نیز تنش متوسط در حالت بهینه ۳۰ درصد کاهش یافته است. هم‌چنین ماکزیمم تنش اصلی اول نرمال شده در این پژوهش نسبت به پژوهش‌های قبلی ۶ درصد کم‌تر شده که نشان‌دهنده‌ی مزیت روش پیشنهادی است.

افزون بر این، الگوریتم حذف نرم برای بهینه‌سازی ساختار تیر مخروطی و تیر با سطح مقطع متفاوت اعمال شده است. نتایج نشان می‌دهد که با انتخاب تنش مرجع بالاتر، ساختار بهینه برای تیرهای با شرایط مرزی و بارگذاری یکسان، مشابه خواهد بود. اعمال این الگوریتم منجر به کاهش حجم نرمال و به دنبال آن کاهش وزن سازه نسبت به موارد مشابه پیشین شده است.

فهرست نمادها و نشانه‌ها

E مدول الاستیسیته

E_n	مدول الاستیسیته مرحله‌ی n ام
E_{n+1}	مدول الاستیسیته مرحله‌ی $n+1$ ام
K	فاکتور مقیاس
$K(j)$	فاکتور مقیاس در چرخه‌ی j ام
RA	کاهش سطح
RE	همگرایی بهینه‌سازی
RS	درصد کاهش تنش
S_u	تنش نهایی
$X(i)$	مختصات جدید نقطه i ام
$x(i)$	مختصات قبلی نقطه i ام
نمادهای یونانی	
$\sigma(i)$	تنش نقطه i ام
$\sigma_{Von}(i)$	تنش ون مایرز نقطه i ام
σ_n	تنش ون مایرز مرحله‌ی n ام
σ_{max}	تنش ون مایرز ماکزیمم
σ_{min}	تنش ون مایرز مینیمم
σ_{max}^j	تنش ون مایرز ماکزیمم در چرخه‌ی j ام
$\sigma_{max-normal}^j$	تنش ون مایرز ماکزیمم نرمال در چرخه‌ی j ام
σ_i	تنش اولیه (غیر بهینه)
σ_0	تنش بهینه
σ_{ref}	تنش مرجع
ν	ضریب پواسون
τ	دقت بهینه‌سازی

مراجع

1. Fleury, C., "Reconciliation of mathematical programming and optimality criteria approaches to structural optimization.", in: Morris AJ (ed) Foundations of structural optimization: a unified approach. Wiley, Chichester, pp. 363–404, (1982).
2. Wu, Z., "An efficient approach for shape optimization of components", *International Journal of*

- Mechanical Sciences*, Vol. 47, pp. 1595–1610, (2005).
3. Rozvany, G.I.N., "A critical review of established methods of structural topology optimization" *Struct Multidisc Optim*, Vol. 37, pp. 217–237, (2009).
 4. Fanni, M., Schnack, E. and Granwald, J., "Shape optimization of dynamically loaded machine parts", *International Journal of Pressure Vessels & Piping*, Vol. 59, pp. 281-297, (1994).
 5. Querin, O.M., "Evolutionary structural optimization: stress based formulation & implementation", PhD Dissertation, department of Aeronautical engineering, university of Sydney, Australia, (1997).
 6. Mattheck, C. and Tesari, I., "The mechanical self-optimization of trees", *Design and Nature II*, pp. 197-206, (2003).
 7. Das, R. and Jones, R., "Development of a 3D biological method for fatigue life based optimisation and its application to structural shape design", *International Journal of Fatigue*, Vol. 31, no. 2, pp. 309–321, (2009).
 8. Tekkaya, A. and Güneri, A., "Shape optimization with the biological growth method: a parameter study", *Engineering Computations*, Vol. 13, No. 8, pp. 4–18, (1996).
 9. Ledermann, M., Tesari, I. and Mattheck, C., "CAO-shape optimization of a fillet with a complex, time dependent loading", *International Conference on Computer Aided Optimum Design of Structures*, OPTI, Bologna, Proceedings 7, pp. 203-210, (2001).
 10. Mattheck, C., "Teacher tree: The evolution of notch shape optimization from complex to simple", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 73, no.12, pp. 1732-1742, (2006).
 11. Peng, D. and Jones, R., "An approach based on biological algorithm for three-dimensional shape optimization with fracture strength constrains", *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg*, Vol. 197, pp. 4383–4398, (2008).
 12. ANSYS(R), SAS IP, Inc. Released 10.0 UP 20050718
 13. Mattheck, C., Erb, D., Bethge, K. and Begemann, U., "Three-dimensional shape optimization of a bar with arectangular hole", *Fatigue Fract Eng Mater. Struct*, 15, pp. 347–351, (1992).
 14. Baumgartner, A., Harzheim L. and Mattheck, C., "SKO (Soft Kill Option): the biological way to find an optimum structure topology", *International Journal of Fatigue*, Vol. 14, pp. 387–393, (1992).
 15. Seo, Y.D., Kim, H.J. and Youn, S.K., "Shape optimization and its extension to topological design based on isogeometric analysis", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 47, 11-12, pp. 1618–1640, (2010).

معرفی تکنیکی جدید برای ارزیابی رفتار و تغییر حجم خاک‌های غیراشباع*

غلام‌حسن اسکندری^(۱) علی رئیسی استبرق^(۲) عباس سروش^(۳)

چکیده تعیین تغییر حجم خاک‌های غیراشباع در حین بارگذاری و تغییر مکش از مشکلات اساسی آزمایشگاهی برای این نوع خاک‌ها محسوب می‌گردد. بررسی منابع نشان می‌دهد تاکنون تلاش‌های بسیاری برای ابداع ابزار آزمایشگاهی مناسب به منظور اندازه‌گیری تغییر حجم نمونه‌های غیراشباع خاک با دقت مناسب صورت گرفته است. این مقاله به شرح جزئیات و مزایای طراحی و ساخت یک دستگاه سه‌محوری با سلول دوگانه‌ای کاملاً خودکار برای اندازه‌گیری تغییر حجم نمونه‌های غیراشباع خواهد پرداخت. در ادامه، مراحل کالیبراسیون برای تغییر حجم ظاهری ناشی از انبساط اولیه و جذب آب و انبساط اتصالات مربوطه‌ی دستگاه مذکور نیز ارائه شده است. آزمایش بر روی نمونه‌های غیراشباع خاک متورم‌شونده برای تعیین منحنی مشخصه‌ی آب خاک در شرایط غیرایزوتروپیک انجام شد. نتیجه‌های به‌دست آمده نشان‌دهنده‌ی عملکرد مناسب دستگاه ساخته شده می‌باشد. همچنین نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که منحنی مشخصه‌ی رطوبتی خاک تابعی از اعمال بار وارد به نمونه می‌باشد.

واژه‌های کلیدی خاک غیراشباع، تغییر حجم، سلول دوگانه، کالیبراسیون، منحنی مشخصه‌ی رطوبتی خاک، بارگذاری غیرایزوتروپیک.

A New Technique for Assessing Volume Change Behavior Of Unsaturated Soils

G. H. Eskandari

A. Raeesi

A. Soroush

Abstract Determination of volume change of unsaturated soils during loading and suction change is one of the most important difficulties in testing unsaturated specimens. It is revealed from literature review that various attempts have been made to invent an apparatus that can be used in testing on unsaturated soil specimens, simply and accurately. In this research, details of design and manufacture of a fully automatic 3-axial apparatus is explained, that can be used in measurement of volume change in unsaturated soils. Calibration procedure is also explained. To determine SWCC, some tests were conducted in anisotropic conditions. Results confirm the operation of apparatus. It is shown that SWCC is a function of excreted load.

Key Words Unsaturated soil, Volume Change, Double Cell, Calibration, Soil Water Characteristic Curve (SWCC), Anisotropic Loading.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۹/۱۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۵/۱۲ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسؤول: دانشجوی دکتری گروه آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران.

(۲) استادیار گروه آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران.

(۳) دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

مقدمه

خاک‌های غیراشباع متشکل از سه فاز جامد، آب و هوا می‌باشند. هر دو فاز آب و هوا در خصوصیات مکانیکی این خاک‌ها نقشی اساسی ایفا می‌کنند. تاکنون محققان متعددی از تحقیقات خود نتیجه‌گیری نموده‌اند که بیان خواص مکانیکی خاک‌های غیراشباع به‌وسیله‌ی دو تنش $(\sigma - u_a)$ و $(u_a - u_w)$ امکان‌پذیر است [1,34]. در این روابط σ تنش کل، u_a فشار هوای منفذی، u_w فشار آب منفذی و S مکش ماتریک است. در بیان خواص مکانیکی خاک‌های غیراشباع، پارامترهای مکش و تغییر حجم نقشی اساسی دارند. لذا لازم است قبل از ورود به بحث اصلی، در مورد این دو پارامتر توضیحات لازم ارائه گردد.

مکش ماتریک

به نیرویی که باعث بالا رفتن آب از لوله‌ی موئین می‌شود نیروی موئینگی، پتانسیل ماتریک و (در مکانیک خاک) مکش ماتریک می‌گویند که باعث نگه داشتن شدن ذرات خاک در کنار یکدیگر می‌شود. طبق تعریف، در مکانیک خاک، مکش ماتریک برابر است با تفاضل فشار هوا و فشار آب منفذی $(S = (u_a - u_w))$. این پارامتر در حالت طبیعی همواره مقداری منفی دارد و نقش بسیار مهمی در تغییرات رطوبتی و در نتیجه تغییرات حجمی و مقاومتی خاک ایفا می‌کند. برای اندازه‌گیری مکش خاک معمولاً از تانسومتر، بلوک گچی، TDR و نوترون‌متر استفاده می‌شود. اما برای انجام آزمایش بر روی خاک‌های غیراشباع، لازم است که مکش‌های مورد نظر را در خاک ایجاد نمود. روش‌هایی که در مطالعات ژئوتکنیکی برای ایجاد مکش مورد استفاده قرار می‌گیرند عبارتند از: روش اسمزی [40]، روش کنترل رطوبتی [12] و روش انتقال محوری [15].

روش اسمزی

این روش اولین بار توسط یک بیولوژیست [19] مورد استفاده قرار گرفته و سپس توسط یک خاکشناس [40] وارد مباحث علوم خاک شده و از آن‌جا به مطالعات محققین ژئوتکنیک [6, 16, 17] وارد شده است. در این روش، پس از قرار دادن خاک در غشای نیمه تراوا، در اطراف خاک یک محلول با غلظت و پتانسیل اسمزی مشخص قرار می‌دهند. در اثر اختلاف پتانسیل بین محلول و خاک مرطوب، یک گرادیان انرژی در دو طرف غشا ایجاد می‌شود و در نتیجه باعث حرکت آب از نمونه به سمت محلول می‌گردد و بدین ترتیب به خاک درون غشا یک مکش مشخص اعمال می‌گردد. به دلیل سهولت و ایمنی ماده‌ی پلی‌اتیلن‌گلیکول (PEG)، معمولاً از این ماده در تهیه‌ی محلول مورد نظر برای ایجاد مکش استفاده می‌شود. مقدار فشار اسمزی در این حالت بستگی به غلظت محلول دارد. هرچه محلول غلیظ‌تر باشد فشار اسمزی ایجاد شده بیش‌تر خواهد بود. ماکزیمم فشار اسمزی که تاکنون برای محلول PEG گزارش شده است عددی بیش از ۱۰ MPa بوده است. از آن‌جا که فشار هوای اطراف نمونه‌ی خاک در روش اسمزی در حد فشار اتمسفر باقی می‌ماند، مسیرهای تنش میدانی را با استفاده از این روش به‌تر می‌توان شبیه‌سازی نمود. به‌علاوه، در این روش بدون استفاده از هیچ‌گونه فشار سلولی می‌توان مکش‌های بسیار بالایی در خاک ایجاد نمود [7].

روش کنترل رطوبتی

بر اساس تعریف ترمودینامیکی که برای مکش کل ارائه شده است، با کنترل رطوبت نسبی فضای اطراف خاک می‌توان مکش کل خاصی را بر خاک اعمال نمود. در این روش، نمونه‌ای از خاک نزدیک به محیط ترمودینامیکی بسته‌ای که در آن محلول آبی با ترکیب شیمیایی خاص وجود دارد قرار داده می‌شود. با توجه به ویژگی‌های فیزیکوشیمیایی این ترکیب، رطوبت نسبی

صفحات اشباع با ظرفیت ورود هوای معین قرار داده می‌شود و فشار هوا از بالا به نمونه اعمال می‌گردد. آب خروجی از نمونه نیز در فشار اتمسفر قرار می‌گیرد و مقدار نسبی آن صفر در نظر گرفته می‌شود. لذا مقدار مکش ($u_a - u_w$) ایجاد شده برابر با فشار هوای اعمالی خواهد بود.

در روش انتقال محوری، هم فشار آب و هم فشار هوای منفذی به‌طور مستقل کنترل و اندازه‌گیری می‌شوند. این مسأله امکاناتی را به‌وجود می‌آورد تا بتوان آزمایش‌هایی تحت مکش ثابت و یا با تغییر مکش انجام داد. یکی از محدودیت‌های روش انتقال محوری مربوط به مقدار ماکزیمم مکشی است که می‌توان به نمونه‌ی خاک اعمال نمود. مقدار ماکزیمم مکش قابل استفاده در این روش به سیستم موجود برای اعمال فشار آب و هوا و نیز به ظرفیت ورود هوای سنگ متخلخل بستگی دارد.

بزرگ‌ترین مزیت این روش آن است که با استفاده از آن می‌توان، مکش را در نمونه‌های آزمایشگاهی طی زمان قابل قبول و به‌سهولت به‌میزان دلخواه رساند.

[2] Bishop & Blight مطالعه‌ای بر اثر روش انتقال محوری بر مقاومت برشی اندازگی‌ری شده در خاک‌های رسی متراکم شده انجام دادند. یافته‌های آن‌ها استفاده از روش انتقال محوری در اندازه‌گیری مقاومت برشی خاک را تأیید نمود. برخی از محققان بر این باورند که در زمان استفاده از نتایج آزمایش‌هایی که در آن‌ها از روش انتقال محوری استفاده شده است بایستی به حالت فاز هوا برای تأیید نتایج مطالعات دقت نمود. زیرا روش انتقال محوری در مکش‌های زیاد و زمانی که فاز هوا در شرایط به‌هم پیوسته قرار دارد دارای اعتبار است [4,7,8]. اما آزمایش‌های خاص (Null Tests) که توسط Morgenestern and Fredlund [13] انجام شد اعتبار روش انتقال محوری در درجه‌اشباع‌های بالا را (در بازه‌ی ۸۳/۳ تا ۹۵ درصد)

مشخصی به محیط بسته اعمال می‌شود. انتقال رطوبت در این روش از طریق انتقال بخار بین محلول و نمونه‌ی خاک انجام می‌شود و زمانی که بخار در تمام محیط بسته به تعادل رسید مکش خاصی به نمونه اعمال می‌گردد. برای ایجاد مکش‌های مختلف در خاک می‌توان از یک محلول با غلظت‌های مختلف یا چند محلول اشباع مختلف از نمک‌های گوناگون استفاده نمود [12].

روش انتقال محوری

این تکنیک اولین بار توسط [15] Hilf ابداع شد و سپس به یکی از روش‌های متداول در مهندسی ژئوتکنیک مبدل شد. اساس روش انتقال محوری بر افزایش فشار هوا (u_a) قرار گرفته است و هدف از آن افزایش فشار آب منفذی ماتریک (u_w) به مقداری مثبت و ممانعت از وقوع کاویتاسیون در سیستم زهکشی دستگاه می‌باشد. ایجاد مکش در روش انتقال محوری، از طریق افزایش فشار فازهای آب و هوای منفذی در خاک به‌طور جداگانه انجام می‌شود. در این روش همواره فشار هوا از فشار آب بیش‌تر است. لذا، به‌منظور ممکن ساختن اعمال فشار آب منفذی به نمونه و در نتیجه ایجاد یک مکش خاص در آن، از یک سنگ متخلخل با ظرفیت ورود هوای بالا (High Air Entry Value) در قسمت زیر نمونه استفاده می‌شود. زمانی که این سنگ متخلخل اشباع باشد فقط اجازه‌ی عبور آب را می‌دهد و تا زمانی که فشار هوا از ظرفیت ورود هوای سنگ متخلخل بیش‌تر نشده باشد، از عبور هوای آزاد از خود جلوگیری می‌کند. این افزایش مکش، برای سرامیک ذوب‌شده و قالب‌ریزی شده (Sintered) می‌تواند تا ۱۵۰۰ kPa ادامه داشته باشد [20]. ساده‌ترین کاربرد روش انتقال محوری در دستگاه صفحه فشار (Pressure Plate) مشاهده می‌شود. برای ایجاد یک مکش خاص در دستگاه صفحه فشار، نمونه بر روی

تأیید نمود؛ یعنی بازه‌ای از مکش که فرض می‌شود فاز هوا در آن بازه به صورت غیرپیوسته (Occluded) در خاک ظاهر می‌شود. مطالعات [34] Tarantino et. al نیز روش انتقال محوری را در شرایطی که فاز هوا پیوسته است مورد تأیید قرار داده است.

به دلیل سهولت اندازه‌گیری و کنترل مکش در این روش نسبت به دیگر روش‌های موجود، بیش‌تر نتایج آزمایشگاهی گزارش شده در مورد خاک‌های غیراشباع با استفاده از همین روش انتقال محوری به دست آمده‌اند. بنابراین، در این مطالعه نیز همین روش برای ایجاد مکش مورد استفاده قرار گرفته است.

روش اندازه‌گیری تغییر حجم نمونه

معمولاً تعیین خواص مکانیکی خاک‌های اشباع و غیراشباع نیازمند تعیین تغییر حجم نمونه می‌باشد. در خاک‌های اشباع، تغییر حجم نمونه خاک معادل حجم آب ورودی یا خروجی از نمونه می‌باشد که در دستگاه‌های سه محوری قابل اندازه‌گیری است. تعیین تغییر حجم خاک‌های غیراشباع به علت وجود توأمان فازهای آب و هوا مشکل می‌باشد. به منظور تفسیر و بیان خواص مکانیکی این دسته از خاک‌ها، بایستی تغییرات حاصل در فازهای آب و هوا مشخص گردد (فاز جامد ثابت می‌ماند) تا بتوان تغییر حجم کلی نمونه را به دست آورد. معمولاً در دستگاه‌های سه محوری دو روش برای اندازه‌گیری تغییر حجم یک نمونه خاک غیراشباع وجود دارد که عبارتند از:

- اندازه‌گیری تغییر حجم مایع اطراف نمونه خاک که مبین تغییر حجم نمونه است.

- استفاده از ادوات تغییر شکل سنج محوری و شعاعی که از داده‌های آن‌ها تغییر حجم نمونه به دست می‌آید.

تاکنون محققان مختلفی کوشیده‌اند که سیستمی را ارائه نمایند که تغییر حجم این خاک‌ها را با دقت زیاد ارائه دهد [3,14,37].

[3] Bishop & Donald سلول دوگانه‌ای برای

دستگاه سه محوری ارائه نمودند که دستگاه را به دو بخش سلول داخلی و سلول خارجی تقسیم می‌کرد. در این دستگاه از جیوه به عنوان مایع پرکننده سلول‌ها استفاده شده بود که تا نیمه سلول داخلی را پر می‌کرد. در قسمت بالایی سلول داخلی منفذی تعبیه شده بود که سلول داخلی را به سلول خارجی متصل می‌کرد و بدین طریق با برابر کردن فشار در سلول‌های داخلی و خارجی، تغییر حجم سلول داخلی را مرتفع می‌نمود. برای اندازه‌گیری تغییر حجم جیوه (که برابر با تغییر حجم نمونه فرض می‌شد) یک گلوله از جنس فولاد مقاوم در برابر زنگ زدن، به صورت شناور بر روی سطح جیوهی سلول داخلی قرار داده شده بود و از طریق تعیین میزان تغییر مکان گلوله، تغییر حجم نمونه‌ی خاک در طول آزمایش اندازه‌گیری می‌شد. روش ایجاد مکش در این دستگاه، روش انتقال محوری بود.

لیکن به علت ارتباط بین دو سلول و نیز استفاده از مایع سنگین و سمی جیوه به عنوان سیال مورد استفاده در سلول‌ها و نیز مشکلاتی که در تعیین تغییر مکان گوی شناور در سلول داخلی وجود داشت، این دستگاه چندان مورد استقبال محققان قرار نگرفت.

Wheeler [34] دستگاه سه محوری با سلول دوجداره، مشابه دستگاه [3] Bishop and Donald ساخت، به طوری که دو سلول داخلی و خارجی هیچ گونه ارتباطی با یکدیگر نداشتند. در دستگاه ویلر، سلول داخلی و خارجی به طور کامل از هم جدا بودند و درون سلول‌های داخلی و خارجی از آب پر شده بود. به منظور جلوگیری از انبساط در سلول داخلی، فشارهای یکسانی به هر دو سلول وارد می‌شد. تغییرات حجم نمونه از طریق اندازه‌گیری میزان آب خروجی یا ورودی به سلول داخلی و به کمک یک بورت مدرج که به یک فشارسنج متصل بود اندازه‌گیری می‌شد. اعمال مکش در این دستگاه نیز بر اساس روش انتقال محوری

خارجی و استفاده از تنها یک صفحه‌ی بالایی برای آن‌ها بود. هم‌چنین تغییراتی در دستگاه ایجاد کرد تا پروخالی کردن سلول‌ها از پایین انجام گیرد و در صفحه‌ی بالایی منافذی برای تخلیه‌ی هوا تعبیه نمود. این عمل سهولت کار با دستگاه را بیش‌تر کرد و زمان پرکردن سلول‌ها را به میزان زیادی کاهش داد. اما بازهم مسائلی درباره‌ی دستگاه ساخته شده توسط وی وجود داشت؛ یکی استفاده از بورت برای اندازه‌گیری تغییرحجم آب ورودی به نمونه بود. زیرا تبخیر آب از بورت و انحنای سطح آب در آن دقت اندازه‌گیری را با سؤال جدی مواجه می‌کرد. استفاده از پارافین بروی سطح آب بورت هم خیلی به حل مشکل کمکی نکرد. چون پارافین هم در بورت به‌صورت مقعر قرار می‌گرفت. علاوه بر این، وی برای اعمال فشار به‌صورت تدریجی از وسایلی به نام Stepper Motor استفاده کرده بود. این وسیله در زمان اعمال فشار در یک جهت خوب عمل می‌کرد، اما با برعکس شدن تغییرجهت اعمال فشار، خطای فاحشی ایجاد می‌شد. ولی به‌طور کلی، دستگاه [37] Wheeler که در زمان [31] Sharma بسیاری از ایرادات آن مرتفع شده بود، از نقطه نظر آزمایشگاهی مزایای فراوانی داشت. Ng et al [27] به این نتیجه رسیدند که در دستگاه طراحی شده به‌وسیله‌ی [37] Wheeler، جذب آب به‌وسیله‌ی دیواره‌ی سلول داخلی اهمیت بسیار زیادی در تعیین حجم نمونه‌ی خاک دارد و لذا در طراحی خود، سلول داخلی را با دیواره‌ای آلومینیومی ساختند. آنان نیز برای اعمال فشار همه‌جانبه، از هوای فشرده استفاده نمودند. Padilla et al [28] با بررسی خود به این نتیجه رسیدند که ایجاد حباب هوا در زیر سنگ متخلخل Hig Air Entry Disk زیر نمونه، ایجاد خطای بسیار زیادی در تعیین حجم و سایر پارامترهای نمونه می‌نماید. لذا اقدام نمودند به ساخت دستگاهی مشابه محققان قبلی، لیکن با تعبیه‌ی یک سیستم شستشوی اتوماتیک برای

بود. این دستگاه دارای مزایای فراوانی نسبت به دستگاه بیشاپ و دونالد بود. به‌ویژه آن‌که به‌جای مایع سمی و سنگین جیوه از آب استفاده شده بود و سلول‌های داخلی و خارجی کاملاً از هم جدا شده بودند و لذا دقت اندازه‌گیری تغییر حجم بیش‌تر شده بود. به همین دلیل این دستگاه مورد استقبال محققان قرار گرفت.

[31] Sharma و [32] Sivakumar, [39] Zakaria

دستگاه ساخته شده به‌وسیله‌ی [37] Wheeler را در کار تحقیقاتی خود مورد استفاده قرار دادند، البته با تغییراتی در سیستم زهکشی و ابزار اندازه‌گیری تغییرحجم آب ورودی به یا خروجی از نمونه. با این حال دستگاه ویلر ایراداتی نیز داشت که محققان بعدی برخی از این ایرادات را رفع نمودند. از جمله آن‌که صفحه‌ی بالایی (Top Plate) سلول‌های دستگاه از هم جدا بود و سلول داخلی کاملاً در سلول خارجی قرار می‌گرفت. لذا پروخالی کردن سلول‌ها نیز از بالا انجام می‌شد. لذا هنگام قرار دادن نمونه در دستگاه و پر نمودن سلول از آب، هم تخلیه‌ی هوا به‌خوبی انجام نمی‌شد و هم زمان زیادی صرف پر نمودن سلول‌ها می‌شد. زیرا لازم بود سلول را در ظرفی پر از آب قرار بدهند و منتظر پر شدن آن بمانند. هم‌چنین نفوذ آب از سلول خارجی به سیستم بارگذاری محوری و زنگ زدن ساچمه‌های این بخش، باعث کاهش دقت اندازه‌گیری تغییرحجم بود [32]. مشکل موجود در سیستم اعمال بار محوری توسط [32] Sivakumar مرتفع گردید.

[6] Cui and Delage همان دستگاه را مورد

استفاده قرار دادند و تغییراتی که در آن ایجاد نمودند عبارت بود از اضافه نمودن سیستم ایجاد مکش در نمونه به روش اسمزی و استفاده از هوای فشرده به‌منظور اعمال فشار همه‌جانبه. اما جدا بودن صفحه بالایی دو سلول تا زمان [31] Sharma ادامه داشت. وی بسیاری از ایرادات مطالعات قبلی را برطرف نمود که مهم‌ترین آن‌ها جدا کردن کامل سلول‌های داخلی و

حذف حباب‌های هوای به وجود آمده در زیر سنگ متخلخل زیر نمونه.

[33] Sivakumar دستگاهی مشابه محققان قبلی ساخت، اما در طراحی او مجموعه سلول داخلی در سلول خارجی جا داده شد به طوری که در هنگام اعمال فشار انبساطی نه تنها در دیواره‌ی سلول، بلکه در صفحات بالایی آن صورت نپذیرد. [1] Arunasalam به این نتیجه رسید که برای جلوگیری از انبساط دیواره‌ی سلول و نیز جذب آب به وسیله آن، ضروری است یک سلول یک جداره از جنس استیل مورد استفاده قرار گیرد. وی از این روش در کار تحقیقاتی خود استفاده نمود. اما از اشکالات مهم این دستگاه، عدم مشاهده‌ی نمونه در طول آزمایش می‌باشد.

گروهی دیگر از محققان از دستگاه‌های سه‌محوری معمولی مجهز به تغییر شکل سنج‌های محوری (Axial Strainmeter) و شعاعی (Radial Strainmeter) برای تعیین تغییر حجم نمونه استفاده کردند و نتایجی نیز ارائه نمودند [5,6,9,18,21,26,30]. اندازه‌گیری تغییر شکل نمونه به ویژه تغییر شکل شعاعی فقط مبین تغییر شکل یک ناحیه‌ی خاص از نمونه است نه تغییر شکل کلی نمونه و از طرفی ممکن است تغییر شکل نمونه غیر یکنواخت باشد. هم‌چنین اکثر تغییر شکل سنج‌ها فقط در یک محدوده‌ی خاص اندازه‌گیری تغییر حجم را ارائه می‌کنند (۱ درصد کرنش) و اگر بیش از آن محدوده در نمونه تغییر شکلی رخ دهد قادر به تعیین مقدار دقیق آن نمی‌باشند. از بررسی منابع می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که کاربرد سیستم سلول دوگانه در تعیین تغییر حجم نمونه نسبت به دیگر روش‌ها دقیق‌تر می‌باشد.

هدف از انجام این پژوهش نخست طراحی و ساخت یک دستگاه سه‌محوری دوجداره بود که معایب دستگاه‌های تاکنون ساخته شده را مرتفع نماید، و سپس انجام مراحل کالیبراسیون آن و نیز انجام آزمایش‌های تعیین منحنی مشخصه‌ی آب خاک برای

نمونه‌ای رسی، تحت شرایط غیرایزوتروپیک.

مواد و روش‌ها

با توجه به روش‌های اندازه‌گیری تغییر حجم نمونه در خاک‌های غیراشباع و نیز مکانیزم‌های مختلف ایجاد مکش در خاک که قبلاً بیان گردید، به نظر می‌رسد روش ابداعی [37] wheeler با مزایایی که ذکر شد مناسب‌ترین روش برای ایجاد مکش و اندازه‌گیری تغییر حجم باشد. لذا در این تحقیق، تغییراتی در یک دستگاه سه‌محوری معمولی که ویژه‌ی خاک‌های اشباع بود ایجاد گردید تا دستگاه در نهایت مناسب آزمایش بر روی خاک‌های غیراشباع گردد. مهم‌ترین این تغییرات عبارتند از افزودن یک سلول دیگر به دستگاه و تغییر در پدستال. در این بخش جزئیات دستگاه ساخته شده تشریح خواهد گردید.

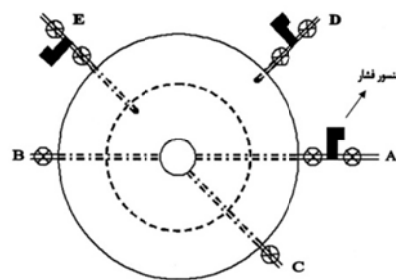
صفحه‌ی پایینی دستگاه (Base Plate). تغییراتی که در صفحه‌ی پایینی یک دستگاه سه‌محوری معمولی ایجاد گردید تا مناسب آزمایش بر روی خاک‌های غیراشباع شود عبارتند از:

مسیرهای اعمال فشار آب و هوا. علاوه بر سه مسیر موجود در صفحه‌ی زیرین یک دستگاه سه‌محوری معمولی (مسیرهای A، C و D)، لازم است دو مسیر دیگر نیز به صفحه‌ی زیرین اضافه نمود (شکل ۱). از طریق مسیر A، پس فشارمورد نظر به نمونه اعمال می‌گردد. هم‌چنین از این مسیر آب به نمونه وارد یا از آن خارج می‌گردد. مسیر B برای خارج نمودن هوای تجمع‌یافته در زیر سنگ متخلخل پدستال مورد استفاده قرار می‌گیرد. این عمل را در اصطلاح شستشو (Flushing) گویند. مسیر C در دستگاه سه‌محوری معمولی برای عبور آب زهکشی‌شده از نمونه استفاده می‌شود. اما در دستگاه سه‌محوری ویژه‌ی خاک‌های غیراشباع، این مسیر به منظور اعمال فشار هوا به کار برده می‌شود. مسیرهای D و E نیز به ترتیب برای پر و خالی

خود عبور دهد اما مانع عبور هوا گردد. برای این منظور، در دستگاه ساخته شده در این مطالعه از یک سنگ متخلخل ویژه با ظرفیت ورود هوای ۵ اتمسفر استفاده شده است. قبل از شروع آزمایش‌ها بایستی این سنگ متخلخل اشباع شود. در این حالت، تا زمانی که فشار هوای اعمالی کمتر از ظرفیت ورود هوای سنگ متخلخل (۵ بار) باشد، هوا امکان عبور از سنگ را نخواهد داشت و تنها آب می‌تواند از سنگ گذر نماید. بدین طریق امکان ایجاد مکش مورد نظر در نمونه‌ی تحت آزمایش فراهم می‌گردد.

طراحی پایه‌ی محل قرارگیری نمونه. هرچند که در قسمت قبل ذکر شد که تا زمانی که فشار هوای اعمالی از ظرفیت ورود هوای سنگ متخلخل بیش‌تر نشود، امکان عبور هوا از سنگ متخلخل وجود ندارد، اما به دلیل عدم یکنواختی در سنگ در زمان ساخت در کارخانه و یا مسایل دیگر، ممکن است مقداری هوا بتواند از سنگ عبور نماید. به مرور زمان این حباب‌های هوا در زیر سنگ تجمع می‌کند و اندازه‌گیری تغییرحجم آب ورودی به یا خروجی از نمونه را با مشکل روبه‌رو می‌سازد. لذا به‌منظور خارج نمودن هوای نفوذ کرده به زیر سنگ متخلخل پدستال، لازم است تغییراتی در پایه‌ی محل قرارگیری نمونه‌ی (پدستال) دستگاه سه‌محوری معمولی ایجاد گردد. در دستگاه مورد استفاده در این مطالعه، در زیر سنگ متخلخل نصب شده روی پدستال، فضایی تعبیه شده است که امکان چرخش آب را از طریق دواپر متحدالمرکزی که به وسیله‌ی شیارهایی باریک به هم متصل شده‌اند فراهم می‌آورد و از این طریق شستشوی هوای تجمع یافته به‌دقت و سهولت بیش‌تری انجام می‌شود شکل (۲). سپس از طریق مسیر B در شکل (۱)، این حباب‌های هوای تجمع یافته از محیط پدستال خارج می‌گردد.

نمودن و نیز اعمال فشار در سلول‌های خارجی و داخلی در صفحه‌ی پایینی تعبیه شده‌اند. دایره‌ای که به‌صورت خط چین در شکل (۱) نمایش داده شده، شیار است که برای قرار گرفتن سلول داخلی و عایق نمودن آن نسبت به سلول خارجی در صفحه تعبیه گردیده است.



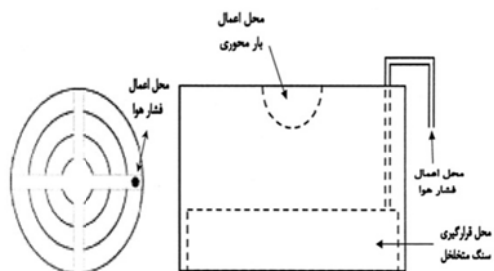
شکل ۱ شکل شماتیک Base Plate دستگاه

در مسیرهای A، D و E سه عدد سنسور فشار قرار داده شد که از این طریق بتوان فشار آب را به‌ترتیب در نمونه، سلول خارجی و سلول داخلی به‌صورت لحظه‌ای مشاهده و ثبت نمود.

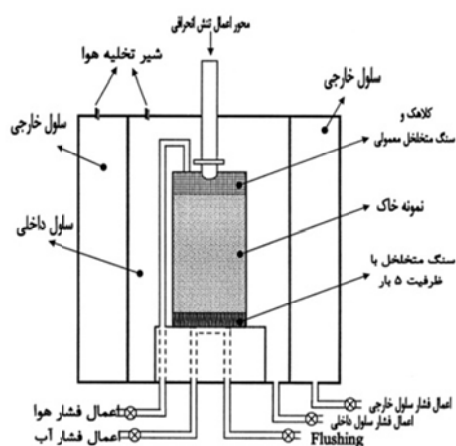
محل قرارگیری نمونه (Pedestal). پدستال در دستگاه سه‌محوری محلی است که در آن نمونه‌ی خاک قرار داده می‌شود. تغییراتی که در محل قرارگیری نمونه‌ی دستگاه سه‌محوری معمولی داده شد تا بتوان آزمایش‌های ویژه‌ی خاک‌های غیراشباع را انجام داد از این قرارند:

سنگ متخلخل زیر نمونه. سنگ متخلخلی که بر روی پایه‌ی محل قرارگیری نمونه در دستگاه ویژه‌ی آزمایش بر روی خاک‌های غیراشباع استفاده می‌شود و نمونه بر روی آن قرار می‌گیرد بایستی ویژگی خاصی داشته باشد. زیرا برای ایجاد یک مکش خاص در نمونه، از بالای نمونه فشار هوا و از پایین آن فشار آب اعمال می‌گردد. سنگ متخلخل پایه بایستی بتواند آب را از

یک سنگ متخلخل معمولی درون کلاهک قرار داده شده و کف کلاهک مطابق شکل (۴ - ب) شیار داده شده است تا عبور هوا با سهولت بیش‌تری انجام پذیرد. شمای کلی دستگاه در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۴ شکل شماتیک کلاهک بالایی. الف) از بغل، ب) از پایین



شکل ۵ نمای شماتیک سلول دستگاه

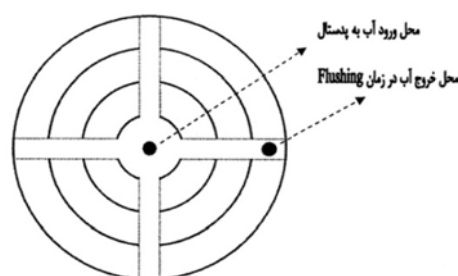
سیستم اندازه‌گیری تغییر حجم

سلول دوگانه. روش اندازه‌گیری تغییر حجم نمونه در این دستگاه، اندازه‌گیری تغییر حجم مایع درون سلول داخلی دستگاه می‌باشد. همان‌گونه که در بخش ۱-۲ عنوان گردید، استفاده از تنها یک سلول در دستگاه منجر به ایجاد خطا در تعیین تغییر حجم نمونه خواهد گردید. زیرا افزایش یا کاهش فشار در سلول، علاوه بر آن‌که نمونه را تحت فشار همه‌جانبه قرار می‌دهد، باعث انقباض و یا انقباض خود سلول نیز خواهد گردید و درصدی از حجم آبی که به سمت سلول

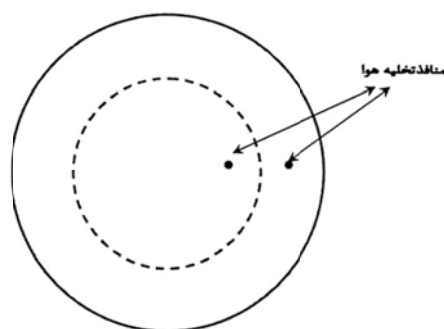
صفحه‌ی بالایی دستگاه (Top Plate). شماتیک

صفحه‌ی بالایی که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته است، در شکل (۳) آمده است.

همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود، دو تغییر عمده در صفحه‌ی بالایی ایجاد شده است. اول آن‌که شیار برای قرار گرفتن سلول داخلی تعبیه شده (دایره خط‌چین) و دوم شیری به منظور تخلیه‌ی هوای سلول داخلی در زمان پر و خالی کردن دستگاه از آب، قرار داده شده است.



شکل ۲ نمایش پدستال از بالا



شکل ۳ شکل شماتیک Top Plate از بالا

کلاهک بالای نمونه (Top Cap)

در دستگاه سه‌محوری اصلاح شده برای آزمایش بر روی نمونه‌های غیراشباع، از کلاهک بالای نمونه برای اعمال بار محوری به نمونه و نیز اعمال فشار هوا استفاده می‌گردد. شکل شماتیک کلاهک به کار برده شده در دستگاه مطالعه‌ی حاضر، در شکل (۴) آمده است. به منظور توزیع به‌تر فشار هوا در سطح نمونه،

تغییر حجم نمونه‌ی خاک می‌شد، مرتفع می‌گردد. حال می‌توان با اطمینان تغییر حجم مایع درون سلول داخلی را به تغییر حجم نمونه نسبت داد و با اندازه‌گیری آن به راحتی تغییر حجم نمونه در حین انجام آزمایش را تعیین نمود.

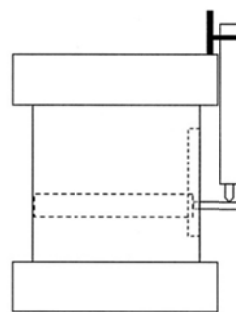
تجهیزات اندازه‌گیری تغییر حجم. برای اندازه‌گیری تغییر حجم آب حفره‌ای نمونه و تغییر حجم آب موجود در سلول داخلی، از دو عدد دستگاه اندازه‌گیری تغییر حجم Constant Volume Change ساخت شرکت وایکهام فرانس (Wykham France) انگلیس استفاده می‌شود. در این دستگاه، آب پس از وارد شدن به دستگاه، باعث جابه‌جایی صفحه‌ی دیافراگمی می‌شود که در میانه‌ی استوانه دستگاه قرار دارد (شکل ۶). با جابه‌جایی این دیافراگم، شاخصی که به این دستگاه متصل است نیز تغییر مکان می‌دهد. اگر زمانی که شاخص در پایین‌ترین نقطه قرار دارد (قبل از ورود آب به دستگاه) حجم عبوری را صفر بگیریم و زمانی که با ورود آب به دستگاه شاخص حرکت می‌کند تغییر حجم آب را به روش‌های حجمی یا وزنی اندازه‌گیری کنیم تا شاخص به بالاترین نقطه برسد، و تغییر حجم اندازه‌گیری شده در این نقطه را به عنوان حداکثر تغییر حجمی که توسط این دستگاه قابل اندازه‌گیری است نسبت دهیم، آن‌گاه می‌توان با برقراری یک رابطه‌ی خطی بین تغییر حجم صفر و تغییر حجم حداکثر، تنها با اندازه‌گیری میزان جابه‌جایی شاخص، تغییر حجم در دستگاه را محاسبه نمود. دقت اندازه‌گیری تغییر حجم در این روش بستگی به دقت تغییر مکان سنج استفاده شده دارد. دقت تغییر مکان سنج مورد استفاده در این دستگاه معادل یک صدم میلی‌متر می‌باشد.

فرستاده می‌شود یا از آن خارج می‌شود تا فشار در سلول را در حد ثابتی نگه دارد، در واقع متعلق به انبساط و انقباض سلول و جذب آب نمونه است و نمی‌توان آن را تماماً به تغییر حجم نمونه نسبت داد. لذا، به منظور حذف اثرات انبساط و انقباض سلول دستگاه و در نتیجه افزایش دقت اندازه‌گیری تغییر حجم نمونه، سلول دوگانه‌ای برای دستگاه سه‌محوری این مطالعه طراحی و ساخته شد. بدین ترتیب، دستگاه شامل دو سلول داخلی و خارجی خواهد شد که نمونه در سلول داخلی قرار خواهد گرفت.

ضخامت سلول خارجی ۲۰ میلی‌متر است و به منظور افزایش مقاومت آن در برابر فشارهای وارده، اطراف آن نوارهای مقاوم‌کننده‌ای پوشانده شده است. ضخامت سلول داخلی ۷ میلی‌متر می‌باشد. هر دو سلول از جنس پرپلکس و فاصله‌ی بین آن‌ها ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد. به منظور حذف هرگونه ارتباط بین سلول‌های داخلی و خارجی، در بالا و پایین سلول داخلی شیارهایی برای قرار دادن رینگ حلقوی تعبیه گردید. هر کدام از سلول‌ها دارای یک شیر ورودی آب می‌باشند. علاوه بر این، یک مسیر شستشو برای خارج نمودن هوای تجمع‌یافته در زیر سنگ متخلخل پدستال به کار برده شد (شکل ۱). هم‌چنین، یک شیر تخلیه‌ی هوا برای سلول خارجی و یک شیر تخلیه‌ی هوا برای سلول داخلی تعبیه گردید تا در زمان پر نمودن سلول‌ها از آب، برای تخلیه‌ی هوا از سلول مورد استفاده قرار گیرد.

اگر فشار مایع سلول خارجی درست برابر با فشار سلول داخلی باشد، اختلاف فشار در دیواره‌ی سلول داخلی دستگاه به صفر می‌رسد و لذا هیچ‌گونه انقباض یا انبساطی در سلول داخلی (که سلول اصلی دستگاه می‌باشد) رخ نخواهد داد. بدین طریق با یکسان کردن فشار در سلول‌های داخلی و خارجی، عامل تغییر حجم سلول (داخلی)، که باعث کاهش دقت اندازه‌گیری

نمونه خواهد بود. هم‌چنین گفته شد که برای افزایش دقت اندازه‌گیری، در این مطالعه از یک سلول دوگانه استفاده می‌شود که در آن فشار سلول خارجی بایستی همواره با فشار سلول داخلی برابر باشد. لذا به‌طور کلی سه دستگاه اعمال فشار مورد نیاز می‌باشد. به‌طوری که دو عدد مخصوص اعمال فشار به سلول‌های داخلی و خارجی می‌باشد و از سومین دستگاه برای اعمال فشار منفذی (u_w) استفاده می‌شود. فشار هوای منفذی نیز با استفاده از یک کمپرسور هوا ایجاد می‌شود و به‌کمک یک تنظیم‌کننده‌ی فشار هوا در مقادیر مطلوب تنظیم می‌شود. فشار آب منفذی از طریق اعمال پس فشار و فشار هوای منفذی از طریق کمپرسور هوا و تنظیم‌کننده ایجاد می‌گردد. مدت زمان ایجاد مکش بستگی به نوع خاک و مکش مورد نظر دارد. برای اعمال فشار به‌صورت تدریجی و اتوماتیک از یک مجموعه شامل یک موتور چرخنده که قابلیت اجرای برنامه‌های کامپیوتری را دارد (Servo Motor) و یک گیربکس ۱/۱۰۰ استفاده شده است. سروو موتورهای مورد استفاده در این دستگاه خاصیت دریافت فرمان را دارند و می‌توان از طریق یک برنامه کامپیوتری به آن‌ها دستور داد که از طریق ایجاد پیچش‌های ساعتگرد و پادساعتگرد در اهرم دستگاه فشار ثابت، فشار آب را در نمونه، سلول خارجی و یا سلول داخلی را تغییر دهد. وظیفه‌ی گیربکس ۱/۱۰۰ نیز آن است که چرخش سروو موتور را به یک‌صدم مقدار اصلی آن تغییر دهد. از این طریق می‌توان مدت زمان لازم برای ایجاد مکش در نمونه خاک را با تعیین نموهای دلخواه تنظیم نمود. این ویژگی در زمان آزمایش بر روی خاک‌های متورم‌شونده بسیار کارگشا خواهد بود. چرا که با افزایش یا کاهش رطوبت نمونه (تغییر مکش) در خاک‌های متورم‌شونده، شاهد تغییر حجم خواهیم بود که مهم‌ترین پارامتری است که بایستی اندازه‌گیری شود. با کاهش سرعت تغییر رطوبت و در نتیجه کاهش سرعت تغییر حجم، امکان پایش و اندازه‌گیری این



شکل ۶ نمای شماتیک تجهیزات اندازه‌گیری تغییر حجم

سیستم اعمال و اندازه‌گیری فشار

تجهیزات اعمال فشار. در این دستگاه برای ایجاد و اعمال فشار از دستگاه فشار ثابت ساخت شرکت وایکهام‌فرانس انگلستان استفاده شده است که می‌تواند تا ۳۵۰۰ کیلوپاسکال فشار (۳۵ بار) را ایجاد نماید.

تجهیزات اندازه‌گیری فشار. به‌منظور اندازه‌گیری مقادیر فشار در سلول‌های داخلی و خارجی و نیز اندازه‌گیری پس فشار، در این مطالعه از ۳ عدد حس‌گر اندازه‌گیری فشار استفاده گردید تا بتوان در هر لحظه تغییرات فشار در سلول داخلی، سلول خارجی و در مسیر پس فشار را ثبت نمود (شکل ۱). این سنسورها درست قبل از شیرهای باز و بسته کردن آب ورودی به سلول‌های داخلی، خارجی و زیرنمونه قرار داده شده‌اند. این سنسورها می‌توانند فشار صفر تا ۱۶ بار را با دقت یک‌دهم اندازه‌گیری کنند و آن را به‌صورت خروجی ۴ تا ۲۰ میلی‌آمپر ذخیره نمایند. لذا با استفاده از این سنسورها می‌توان علاوه بر نمایش مقادیر فشار به‌صورت لحظه‌ای، آن‌ها را ثبت نمود.

مکانیزم افزایش و کاهش فشار. همان‌گونه که ذکر شد، در این مطالعه برای ایجاد مکش از روش انتقال محوری استفاده شده است. در این روش، فشار هوا و فشار آب به‌طور کاملاً مجزا در نمونه ایجاد می‌شود و اختلاف این دو فشار برابر با مکش ایجاد شده در

تغییر حجم ساده‌تر خواهد شد.

اگر دما از حد مشخص شده بیش‌تر شود از یک فن برای متعادل کردن دما و در زمانی که دما به مقدار کم‌تر از این دما برسد، از یک هیتر برای رساندن دما به مقدار تعیین شده استفاده می‌شود.

کالیبراسیون دستگاه. قبل از شروع آزمایش لازم است که سنسورهای فشار، تجهیزات اندازه‌گیری حجم، سلول‌های دستگاه، لودسل و مسیر زهکشی کالیبره شوند.

کالیبراسیون Load cell. مقادیر حداقل و حداکثر Load cell از طریق برنامه نوشته‌شده برای دستگاه در نظر گرفته می‌شود و قبل از این‌که بار محوری به میله‌ی منتهی به Load cell اعمال شود، با گرفتن مقدار وزن Load cell و شافت متصل‌کننده‌ی آن به دستگاه، این مقدار وزن اولیه از اندازه‌گیری حذف می‌شود و لذا عدد خوانده‌شده‌ی نهایی در واقع برابر با میزان واقعی بار محوری اعمال شده است.

کالیبراسیون دستگاه فشار ثابت و سنسورهای فشار. به‌منظور کالیبراسیون دستگاه فشار ثابت، از یک گیج با دقت بسیار بالا استفاده می‌شود. ابتدا دستگاه در یک فشار دلخواه قرار داده می‌شود و سپس با استفاده از این گیج میزان فشار دقیق با فشار نشان داده‌شده توسط دستگاه فشار ثابت مقایسه می‌شود و در صورت نیاز دستگاه فشار ثابت به‌گونه‌ای تنظیم می‌گردد که فشار دقیق را نشان دهد. پس از کالیبره کردن دستگاه‌های فشار ثابت، سنسورهای فشار متناسب با این دستگاه‌ها تنظیم می‌گردند.

کالیبراسیون تجهیزات اندازه‌گیری تغییر حجم. با توجه به توضیحات فوق، برای کالیبراسیون تجهیزات اندازه‌گیری حجم، تنها کافی است عدد مقدار حجم

اندازه‌گیری بار محوری. برای اندازه‌گیری بار محوری از یک Load cell استفاده می‌شود. این Load cell توانایی اندازه‌گیری بار محوری تا ۲۰۰۰ کیلوگرم را دارد و دقت آن برابر با ۱ کیلوگرم می‌باشد.

نرم‌افزار مورد استفاده. از نرم‌افزار Easy Builder 4.40 برنامه‌ای به‌منظور کنترل فشارها و ایجاد تغییرات فشار به‌صورت تدریجی در سلول‌ها و آب حفره‌ای و ثبت آن‌ها و نیز ثبت تغییر حجم آب‌های ورودی یا خروجی و اندازه‌گیری تمامی پدیده‌ها و پارامترهای موجود در آزمایش استفاده گردید. این برنامه می‌تواند با سرعتی قابل کنترل، فشار سلول‌ها را از مقداری اولیه به مقداری دلخواه برساند و در صورت افزایش یا کاهش فشار مورد نظر از مقدار تعیین‌شده، به‌صورت خودکار فشار را به مقدار تنظیم‌شده برگرداند. لذا از طریق این برنامه می‌توان مطمئن شد که مقادیر فشار در تمام طول آزمایش در مقدار تنظیم‌شده ثابت باقی خواهد ماند. همچنین قابلیت کالیبره‌ی مجدد برای سنسورهای فشار، تجهیزات اندازه‌گیری حجم و لودسل در این برنامه پیش‌بینی شده و لذا می‌توان در شروع هر آزمایش از کالیبره بودن کلیه‌ی قطعات و تجهیزات اطمینان حاصل نمود.

داده‌های ثبت شده در نهایت در یک ریزرایانه که برای کنترل اقدامات و ذخیره‌ی داده‌ها در نظر گرفته شده است، ذخیره شود و از طریق یک حافظه‌ی متحرک و نرم‌افزار مربوط می‌توان به فایل اکسل آن‌ها دست یافت.

کنترل درجه حرارت. با قرار دادن یک دماسنج در کنار دستگاه، دمای محیط حین آزمایش در حد دمای معمولی اتاق (۲۰ درجه سانتی‌گراد) نگه داشته می‌شود.

ثابت و سلول دو جداره، هوای محبوس شده را باید خارج نمود. به همین صورت، ضروری است که از عدم نشت آب از اتصالات مذکور اطمینان حاصل نمود. این عمل با مسدود نمودن شیرهای ورودی بین اتصالات و سلول، و تحت فشار قرار دادن آن‌ها به وسیله‌ی دستگاه فشار ثابت، حداقل به مدت ۴۸ ساعت مشخص می‌شود. یک نمونه‌ی مصنوعی (Dummy Sample)، از جنس آلومینیوم و با ابعادی درست مشابه نمونه خاک مورد نظر، در پوشش لاستیکی قرار می‌گیرد و داخل سلول قرار داده می‌شود. سپس بالا و پایین آن به وسیله‌ی رینگ حلقوی به کلاهک بالایی و محل قرارگیری نمونه مسدود می‌شود و انتهای لوله ورودی هوا نیز مسدود می‌گردد. دو سلول، از طریق یک منبع آب بدون هوا از آب پر می‌شود و تمهیدات لازم برای خروج حباب‌های هوای احتمالی از داخل سلول در نظر گرفته می‌شود. پس از انجام مراحل مذکور، فشار سلول‌های داخلی و خارجی به وسیله‌ی دستگاه‌های فشار ثابت، در ۴ مرحله (هر مرحله ۱۰۰ کیلوپاسکال) از صفر به ۴۰۰ کیلوپاسکال رسانده می‌شود. هر فشار اعمال شده به مدت حدود ۴۰ ساعت در سلول‌ها حفظ و نگه داشته می‌شود. در طول این مدت، داده‌های به دست آمده به صورت اتوماتیک ثبت می‌گردند. شکل (۷) تغییرات فشار را با زمان برای بارهای مختلف نشان می‌دهد. از نمودارهای مذکور نتیجه‌گیری می‌شود که تغییر حجم کلی ناشی از اعمال فشار را می‌توان به دو دسته تقسیم نمود:

- الف- تغییر حجم آبی ناشی از تغییر فشار آب سلول
 - ب- تغییر حجم ناشی از جذب آب به وسیله‌ی دیواره‌ی سلول که با زمان رابطه‌ی خطی دارد.
- در نمودارهای فوق‌الذکر، به علت ثابت نگه داشتن دمای آزمایشگاه تغییرات حجم ناشی از تغییر درجه حرارت را می‌توان ناچیز فرض نمود.

بر اساس اطلاعات مستخرج از نمودارهای ارائه شده در شکل (۷)، تغییرات حجم آبی برای افزایش فشار سلول از صفر تا ۴۰۰ کیلوپاسکال تعیین شده و

صفر (زمانی که شاخص در پایین‌ترین نقطه قرار دارد)، و حجم حداکثر (زمانی که شاخص در بالاترین نقطه قرار دارد) اندازه‌گیری نموده و در قسمت مخصوصی که در برنامه تعبیه شده است قرار داد. پس از آن برنامه به صورت خودکار یک رابطه‌ی خطی بین این دو مقدار برقرار می‌کند و تغییر حجم صورت گرفته قابل اندازه‌گیری خواهد شد. لازم به ذکر است زمانی که آب به سمت خارج سلول در حرکت است (حالت پایین آمدن شاخص - Flow down) عدد حجم اندازه‌گیری شده کمی بیش‌تر از حالتی است که آب وارد سلول (حالت بالا رفتن شاخص - Flow up) می‌شود. تفاوت جزئی مشاهده شده بین این دو حالت ناشی از پدیده‌ی پسماند است. در صورت لزوم، بایستی داده‌های برداشت شده را با توجه به این پدیده و از طریق در نظر گرفتن یک ضریب مناسب اصلاح نمود.

کالیبراسیون سلول دوگانه و مسیر زهکشی

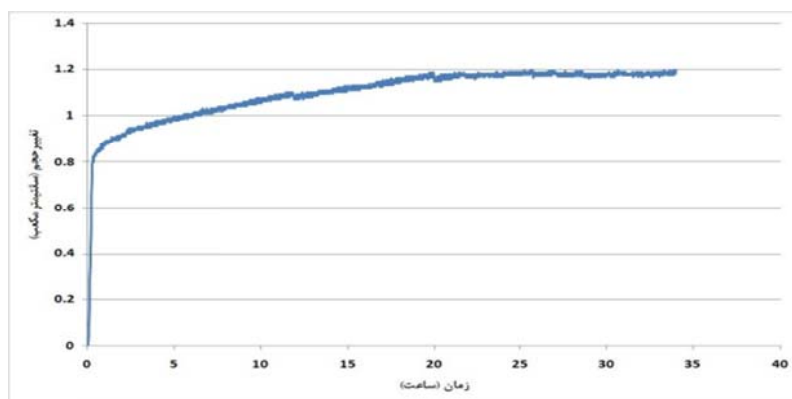
کالیبراسیون سلول دو جداره. همان‌گونه که بیان گردید، حجم آب ورودی یا خروجی از سلول داخلی نشان‌دهنده‌ی تغییر حجم نمونه‌ی خاک غیر اشباع می‌باشد. لیکن، تغییر حجم آب اندازه‌گیری مذکور بایستی اصلاح گردد. مقادیری که برای تصحیح آن به کار برده می‌شود تحت عنوان تغییر حجم ظاهری موسوم است که مقدار آن بایستی با انجام کالیبراسیون تعیین شود. تغییر حجم ظاهری معمولاً به عوامل زیر بستگی دارد [37]:

- ۱- انبساط اتصالات بین دستگاه‌های تأمین فشار و سلول دو جداره
- ۱- تغییر شکل صفحات بالا و پایین سلول
- ۲- تراکم آب در سلول
- ۳- جذب آب به وسیله‌ی دیواره‌ی سلول

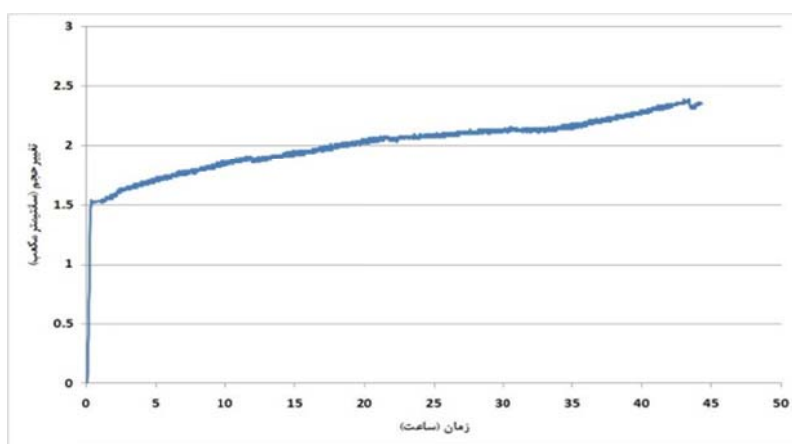
بنابراین با انجام عمل کالیبراسیون، تغییر حجم ظاهری تعیین می‌گردد. قبل از عمل کالیبراسیون، با عبور آب بدون هوا از اتصالات مابین دستگاه‌های فشار

کالیبراسیون مسیر زهکشی. تغییر حجم آب در نمونه خاک معمولاً به وسیله لوله‌ی پلاستیکی که از کف نمونه به دستگاه اندازه‌گیری تغییر حجم وصل شده است اندازه‌گیری می‌شود. اگر فشار داخل این مسیر در طول آزمایش تغییر کند موجب انبساط لوله و اتصالات مربوط می‌گردد. بنابراین لازم است که کالیبراسیون لازم در این زمینه انجام شود تا امکان تصحیحات لازم در خصوص میزان آب ورودی یا خروجی از نمونه فراهم گردد. شکل (۱۰) منحنی کالیبراسیون مسیر زهکشی با فشار اعمال شده را نشان می‌دهد. معادله‌ی ریاضی برای تعیین اثر فشار با تغییر حجم برای مسیر زهکشی در جدول شماره‌ی (۱) ارائه شده است.

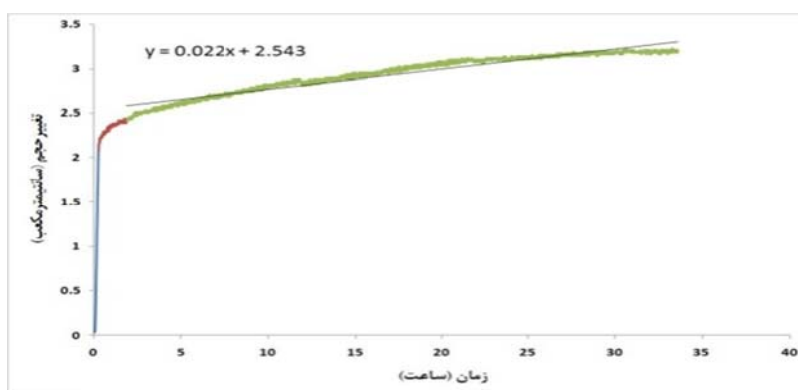
در شکل شماره (۸) نشان داده شده است. آن معادله‌ی ریاضی که تغییرات حجم آبی را با فشار سلول نشان می‌دهد، از نوع معادله‌ی درجه دوم است که در جدول (۱) ارائه گردیده است. شکل شماره‌ی (۹) نیز سرعت جذب آب به وسیله‌ی دیواره‌ی سلول را در برابر فشار اعمال شده در سلول نشان می‌دهد. داده‌های این نمودار نیز از نتایج شکل (۷) به دست آمده‌اند. همان‌گونه که در شکل (۹) نشان داده شده است، سرعت جذب آب بستگی به فشار سلول دارد و رابطه‌ی آن با فشار، یک رابطه‌ی خطی است (جدول شماره‌ی ۱). این معادلات به دست آمده از مرحله‌ی کالیبراسیون، برای تصحیح داده‌های تغییر حجم حاصل از نتایج آزمایش به کار می‌روند.



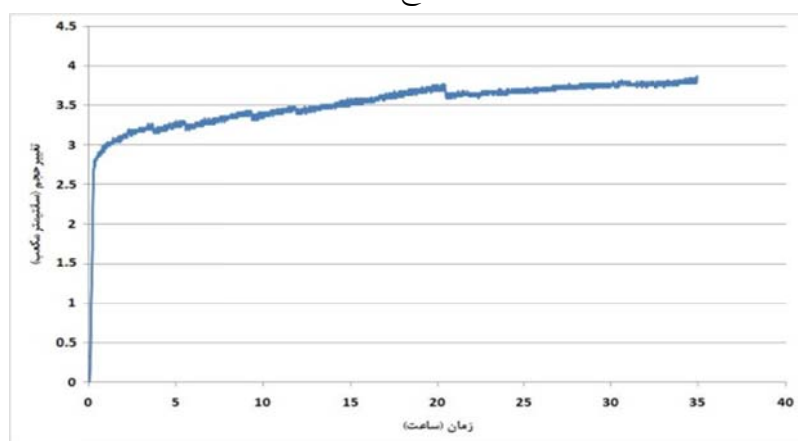
(الف)



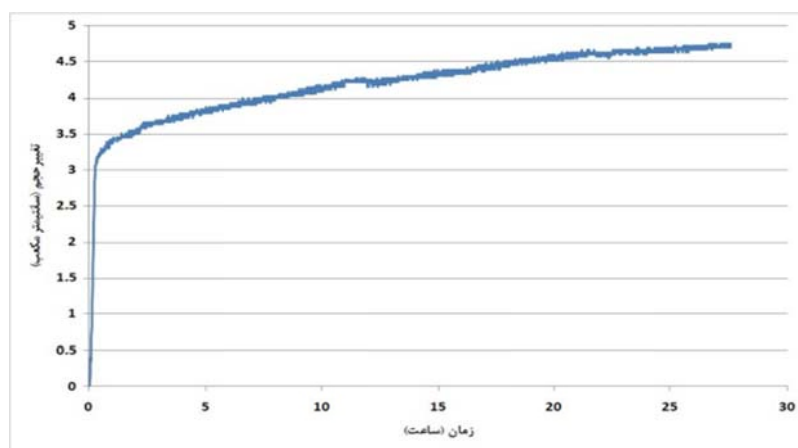
(ب)



(ج)



(د)

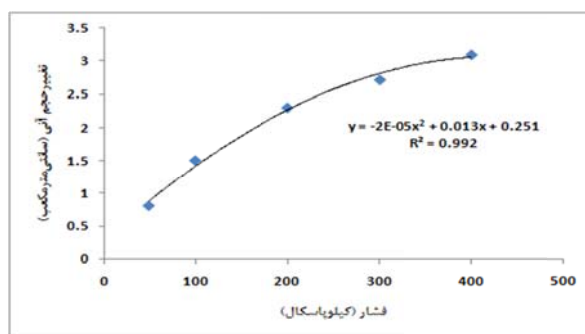


(هـ)

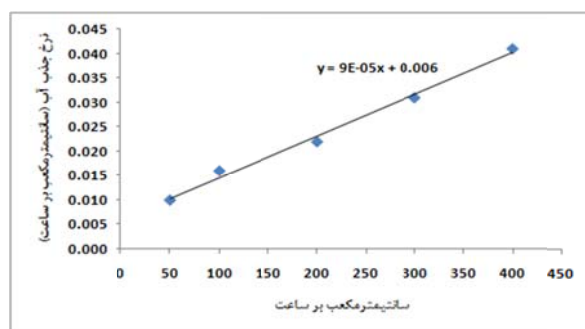
شکل ۷ نمودار تغییر حجم در مرحله‌ی کالیبراسیون برای فشارهای مختلف در سلول داخلی

جدول ۱ انواع کالیبراسیون و معادله‌های مربوط

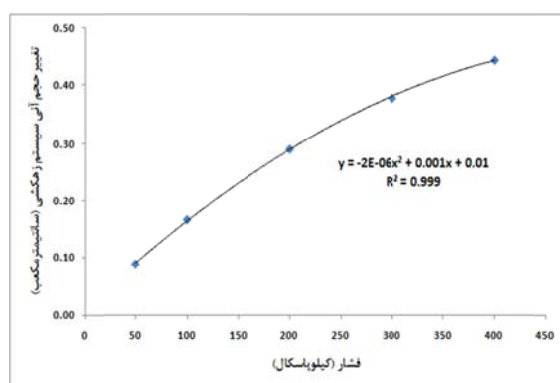
کالیبراسیون	معادله کالیبراسیون	ضرایب معادله کالیبراسیون
حجم آبی	$Y = aX^2 + bX + C$	$a=-0.00002; b=0.013; c=0.251$
جذب آب	$Y = aX + b$	$a=0.00009; b=0.006$
مسیرزهکشی	$Y = aX^2 + bX + C$	$a=-0.000002; b=0.001; c=0.01$



شکل ۸. نمودار کالیبراسیون تغییر حجم آبی سلول داخلی



شکل ۹. نمودار نرخ جذب آب در طول زمان در سلول داخلی



شکل ۱۰. نمودار کالیبراسیون تغییر حجم آبی مسیر زهکشی

منحنی مشخصه‌ی رطوبتی یک خاک رسی تحت بار غیرایزوتروپیک ($K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \neq 1$) می‌باشد. منحنی مشخصه رطوبتی خاک، نشان‌دهنده‌ی تغییرات رطوبت وزنی، حجمی و یا درجه اشباع خاک با تغییر مکش ماتریک است [36]. معمولاً در آزمایشگاه این منحنی به کمک داده‌های به دست آمده از دستگاه صفحه فشار تعیین می‌گردد. لیکن در این روش اولاً داده‌های به دست آمده پیوسته نیستند و ثانیاً اعمال بار

به هر حال، ممکن است با گذشت زمان تغییراتی در دستگاه مذکور ایجاد شود. لذا ضروری است سلول دو جداره و متعلقات مربوط به صورت ادواری مجدداً کالیبره شوند تا اثرات تغییرات جدید دستگاه در معادلات کالیبراسیون منظور گردد.

کنترل عملکرد دستگاه. هدف از انجام آزمایش با دستگاه سه محوری مورد استفاده در این پژوهش، تعیین

غیرایزوتروپیک مشخص روی نمونه امکان‌پذیر نمی‌باشد. در دستگاه سه‌محوری اصلاح‌شده علاوه بر این‌که معایب دستگاه صفحه فشار مرتفع می‌شود، انجام انواع آزمایش‌های مقاومتی تحت مکش ثابت و نیز دیگر آزمایش‌های مربوط نیز ممکن می‌گردد [31].

منحنی مشخصه‌ی رطوبتی خاک را می‌توان یکی از روابط اساسی در خصوص بیان خواص مکانیکی خاک‌های غیراشباع محسوب نمود. با استفاده از این منحنی می‌توان مقاومت برشی، ضریب نفوذپذیری، درصد رطوبت و درجه اشباع خاک را در مکش‌های مختلف برای خاک مورد نظر به‌دست آورد [14,36]. شکل و خصوصیت این منحنی به عوامل متعددی مانند نوع خاک، درجه‌ی تراکم، درصد رطوبت تراکم و اثر اعمال بار بستگی دارد. محققانی از قبیل Miller et al [25] اثر نوع خاک و درجه تراکم آن را بر روی منحنی مشخصه‌ی رطوبتی بررسی و نتیجه‌گیری نمودند که این دو عامل نقش مهمی در شکل و وجود این منحنی دارند. همچنین، Marinho and Chandler [22] و Tin jum et al [35] اثر رطوبت اولیه را بر روی این منحنی و برای خاک‌های مختلف بررسی نمودند و به این نتیجه رسیدند که رطوبت اولیه تأثیر چندانی بر روی منحنی مشخصه‌ی رطوبتی ندارند. بررسی منابع مطالعه شده در این پژوهش نشان می‌دهد که خصوصیات منحنی مشخصه‌ی آب و خاک تحت بار غیرایزوتروپیک ($K \neq 1$) تاکنون مورد کنکاش قرار نگرفته است.

انتخاب خاک و تهیه‌ی نمونه. خاک انتخابی اولیه برای انجام آزمایش‌ها از جنس یک خاک رسی با ۸ درصد ماسه، ۱۱ درصد سیلت و ۸۱ درصد رس، حد روانی $50/6$ و حد خمیری 31 درصد بود. بر اساس طبقه‌بندی McKeen [24] این خاک در دسته خاک‌های با پتانسیل تورم کم قرار می‌گیرد. لذا، با توجه به این‌که هدف از انجام این مطالعه، تعیین منحنی مشخصه‌ی رطوبتی خاک‌های متورم‌شونده در حالت غیرایزوتروپیک بود، خاک اولیه با درصدهای متنوعی از

بتونیت مخلوط شد و روی نمونه‌های تهیه شده از این مخلوط‌های خاک و بتونیت، آزمایش تورم آزاد (ASTM D4546) انجام گردید. در نهایت، با توجه به این‌که هرچه میزان بتونیت بیش‌تر باشد، زمان لازم برای رسیدن نمونه‌ی تهیه شده از مخلوط خاک و بتونیت به حالت تعادل رطوبتی افزایش می‌یابد، در نهایت تصمیم گرفته شد که از مخلوط خاک و ۱۰ درصد بتونیت در تهیه‌ی نمونه جهت انجام آزمایش استفاده گردد. پس از اختلاط خاک با ۱۰ درصد بتونیت، مجدداً آزمایش حدود آتربرگ بر این مخلوط انجام شد و مشخص گردید حد خمیری و روانی آن به ترتیب به مقادیر $41/3$ و $122/9$ درصد افزایش یافته است. این خاک مطابق سیستم طبقه‌بندی یونیفاید، در طبقه‌ی CH (رس با پلاستیسیته بالا) قرار می‌گیرد. سپس با انجام آزمایش تراکم، حداکثر دانسیته‌ی خشک و رطوبت بهینه‌ی خاک مذکور به ترتیب برابر با $19/2\%$ و $1/71 \text{ gr/cm}^3$ به‌دست آمد. در نهایت، برای آماده‌سازی نمونه‌ها و آغاز آزمایش‌ها، نمونه‌های سیلندری به ابعاد 38×76 میلی‌متر و با رطوبت حدود ۱۴ درصد ($5/2$ درصد کم‌تر از میزان رطوبت بهینه) تهیه گردید. به‌منظور آن‌که نمونه‌های مورد استفاده در آزمایش‌های این پژوهش یکنواخت و تکرارپذیر باشند، یک قالب مخصوص طراحی و ساخته شد که از سه قسمت مجزا تشکیل شده بود. هر قسمت این قالب از وسط به دو قسمت کوچک‌تر تقسیم شده بود. برای تهیه‌ی هر نمونه، مقدار 700 گرم خاک با میزان رطوبت ۱۴ درصد تهیه شد و به مدت ۲۴ ساعت در کیسه‌های نایلونی نگهداری شد تا به حالت تعادل رطوبتی برسد. سپس خاک مرطوب حاصل در سه لایه و به‌روش استاتیکی با سرعت بارگذاری $1/5 \text{ mm/min}$ [11] در قالب مذکور متراکم گردید و سپس با حذف قسمت‌های زائد، نمونه خاک برای انجام آزمایش تهیه گردید. قبل از نصب نمونه در دستگاه، اقدامات اولیه آماده‌سازی دستگاه که شامل اشباع نمودن سنگ متخلخل با عدد ورود هوای زیاد (HAED) بود انجام شد و سپس نمونه مطابق روش [33] Sivakumar and Wheeler در

دستگاه نصب گردید.

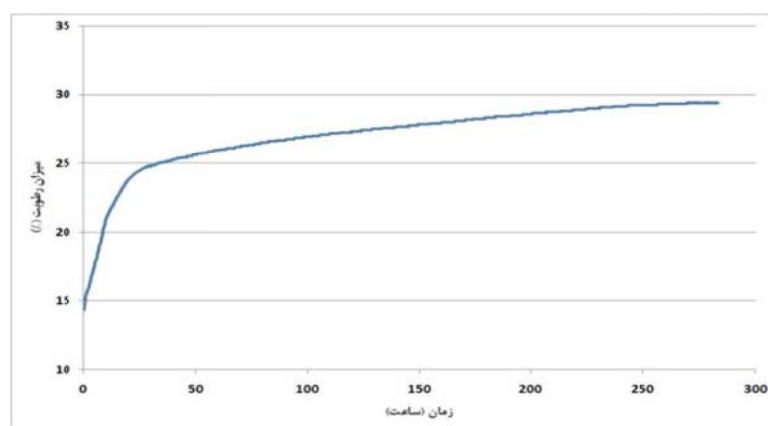
مراحل انجام آزمایش. مکش اولیه در نمونه‌ای که متراکم شده و در دستگاه جهت آزمایش قرار داده شده است مشخص نیست. لذا در ابتدا می‌بایست مکش نمونه را به یک مقدار مشخص رسانید. به همین دلیل، همه‌ی آزمایش‌هایی که بر خاک‌های غیراشباع انجام می‌شود شامل دو مرحله می‌شود: مرحله‌ی تعادل و مرحله‌ی اصلی آزمایش.

مرحله‌ی تعادل (Equalization Stage). هدف از انجام این مرحله ایجاد یک مکش مشخص در نمونه است. بدین منظور، یک فشار هوای مشخص (u_a) از بالای نمونه و یک فشار آب مشخص (u_w) از پایین نمونه و از طریق صفحه‌ی متخلخل با عدد ورود هوای بالا به نمونه که در دستگاه، تحت فشار جانبی غیرایزوتروپیک $(\sigma_3 > u_a) \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \neq 1$ قرار دارد اعمال می‌گردد [۱۰]. لذا مکش ایجاد شده در نمونه برابر با $S_u = u_a - u_w$ خواهد بود. به‌طور مثال اگر مکش 50 kPa ایجاد می‌توان این مکش را ایجاد نمود. مدت زمان لازم برای ایجاد مکش به‌روش فوق در نمونه به نوع خاک و مکش اولیه‌ی نمونه بستگی دارد. طی این زمان، بسته به میزان رطوبت اولیه و مکش اولیه‌ی نمونه، آب می‌تواند به نمونه وارد و یا از آن خارج شود. این مدت می‌تواند بین ۷ تا ۱۰ روز به طول بینجامد. محققانی مانند [31] Sharma و al Rampinoet [29] بیان نمودند که مرحله‌ی ایجاد تعادل زمانی خاتمه می‌یابد که میزان آب خروجی یا ورودی به نمونه به مقدار کم‌تر از $1 \text{ cm}^3/\text{day}$ برسد. در این پژوهش، فشار هوا (u_a) و فشار آب منفذی (u_w) اعمال شده به نمونه به‌ترتیب برابر با 350 و 300 kPa کیلوپاسکال انتخاب گردید و بدین ترتیب مکش حاصل برابر با 50 kPa شد. برای تمامی نمونه‌ها همین مراحل ایجاد مکش 50 kPa انجام شد.

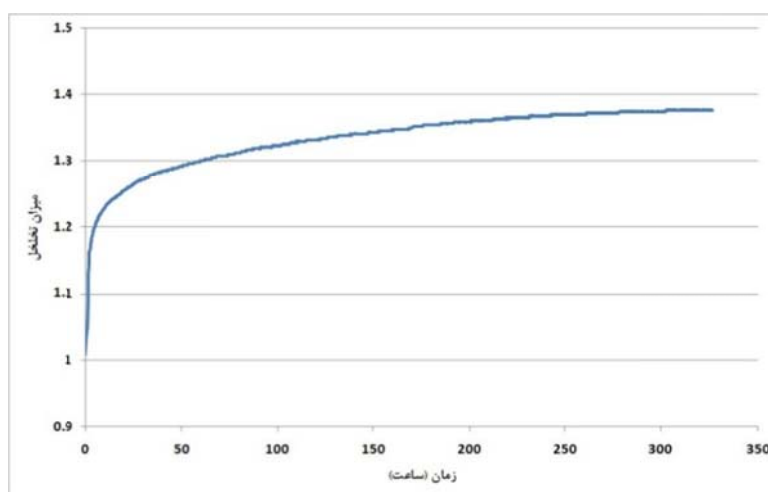
مرحله‌ی تغییر مکش. پس از آن‌که مکش مورد نظر در نمونه ایجاد شد، مرحله‌ی اصلی آزمایش را می‌توان آغاز نمود و مکش را کاهش یا افزایش داد. در این تحقیق تنها افزایش مکش مدنظر بوده است. برای انجام این کار، فشار هوا (u_a) ثابت نگه داشته شده و فشار آب (u_w) با یک سرعت خاص کاهش می‌یابد [38]. سرعت کاهش فشار آب منفذی بستگی به نوع خاک دارد [31]. وی پس از بررسی‌های لازم، سرعت کاهش مکش را برابر $0.8 \frac{\text{kPa}}{\text{hour}}$ پیشنهاد نمود. از این مقدار پیشنهادی در تحقیق حاضر نیز استفاده گردید، به‌گونه‌ای که تغییر مکش از 50 کیلوپاسکال به 300 کیلوپاسکال حدود ۱۵ روز به طول می‌انجامد.

نتایج

بر اساس اطلاعات ثبت شده در طول مدت زمان رسیدن نمونه به حالت تعادل برای ایجاد مکش 50 کیلوپاسکال و اعمال مقادیر کالیبراسیون، تغییرات نسبت تخلخل و رطوبت نمونه محاسبه گردید. نمونه‌ای از نتایج در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود، طی مدت رسیدن نمونه به مکش 50 kPa ، میزان رطوبت و نسبت تخلخل نمونه افزایش می‌یابد. این بدان معناست که مکش اولیه‌ی نمونه بیش‌تر از 50 کیلوپاسکال بوده است و لذا آب به سمت نمونه جریان پیدا می‌کند. تا این‌که مکش به مقدار 50 کیلوپاسکال برسد. در نهایت، بر اساس اطلاعات حاصل از مراحل مختلف آزمایش، منحنی‌های مشخصه‌ی رطوبتی خاک برای مقادیر مختلف $\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$ تعیین شده و در شکل (۱۲) نشان داده شده است. مطابق شکل، مکش اولیه‌ی ایجاد شده در نمونه برابر 50 کیلوپاسکال است که به‌صورت تدریجی به 300 کیلوپاسکال می‌رسد. نتایج حاصل از آزمایش‌های تعیین منحنی مشخصه‌ی رطوبتی خاک نشان داد که شکل این منحنی برای یک نوع خاک، تحت تأثیر تنش‌های اعمال شده به آن خاک قرار دارد. این مسأله با نتایج [25] Miller et al مطابقت دارد.

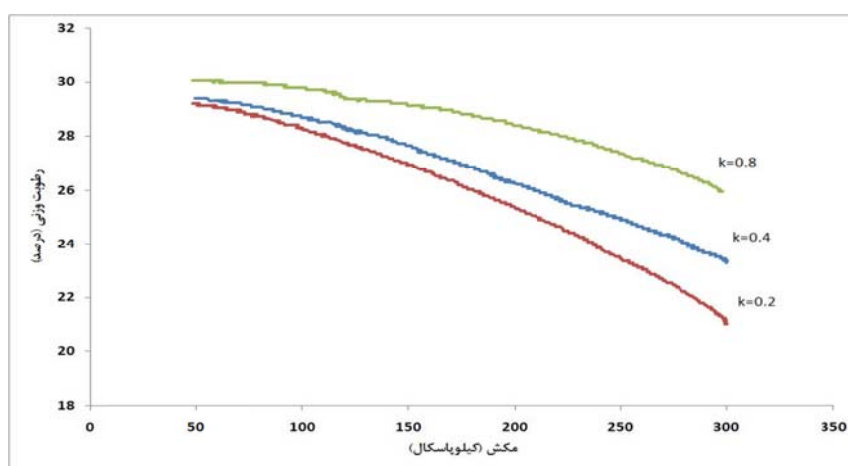


شکل ۱۱- الف



شکل ۱۱ - ب

شکل ۱۱ تغییرات الف) میزان رطوبت و ب) نسبت تخلخل طی مدت زمان رسیدن نمونه به مکش ۵۰ kPa برای $K=0.4$



شکل ۱۲ منحنی مشخصه‌ی رطوبتی خاک تحت آزمایش در نسبت‌های غیرایزوتروپیک مختلف

نتیجه گیری

دستگاهی جدید و ساده با اندازه گیری بسیار دقیق تغییر حجم کلی نمونه طراحی و ساخته شده است. از لحاظ استفاده از سیستم سلول دوگانه، این دستگاه شبیه به دستگاه [37] Wheeler است. یکی از این موارد، سیستم اندازه گیری تغییر حجم است. در دستگاه ویلر، تغییر حجم نمونه از طریق تغییر ارتفاع آب در لوله ی بورت انجام می گرفت. برخی از محققان برای تعیین تغییر حجم آب در سلول داخلی از بورت و برای تعیین تغییر حجم آب منفذی از دستگاه از Constant Volume Change استفاده کردند [31,33] (معایب استفاده از بورت در بخش ۱-۲ ذکر شد). اما در این دستگاه، استفاده از Constant Volume Change برای هر دو مورد تغییر حجم آب منفذی و سلول داخلی باعث شد که علاوه بر امکان اندازه گیری تغییر حجم با دقت میلی متر مکعب، اندازه گیری ها نیز همگی به صورت تمام اتوماتیک انجام می شود. این خاصیت برای آزمایش بر روی نمونه های غیر اشباع که بسیار زمان بر هستند، قابل ملاحظه است.

از این رو، ویژگی متمایز دیگری این دستگاه نسبت به دستگاه های قبلی آن است که دستگاه حاضر، به صورت کاملاً خودکار عمل می کند. این خاصیت، استفاده از این دستگاه را بسیار آسان تر می سازد. ویژگی سوم، استفاده از Servo Motor در مکانیزم کاهش یا افزایش فشار است. ذکر شد که [31] Sharma در دستگاه خود از Stepper Motor استفاده کرده بود و

عیب آن نیز عنوان گردید (بخش ۱-۲).

همچنین، در سلول های دوگانه [37] Wheeler و [33] Sivakumar سلول داخلی کاملاً در سلول خارجی قرار می گرفت و پرنمودن سلول ها از بالا انجام می شد. این مشکل توسط [31] Sharma با جداسازی کامل دو سلول از هم، قرار دادن مسیر ورود آب در پایین سلول ها و قرار دادن دو منفذ برای تخلیه ی هوا در بالای آن ها حل شد. در این دستگاه نیز از روش [31] Sharma در طراحی سلول ها استفاده شده است. نتایج نشان دهنده ی آن است که طی عمل افزایش مکش، با افزایش نسبت $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ ، تغییرات درصد رطوبت کاهش می یابد. دلیل وقوع این پدیده را این گونه می توان بیان نمود که با افزایش نسبت $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ ، در واقع تنش های وارد به نمونه افزایش می یابد و لذا حجم خلل و فرج در نمونه رو به کاهش می گذارد. لذا رطوبت کمتری در نمونه وجود خواهد داشت که حین عمل افزایش مکش از نمونه خارج می گردد.

نتایج به دست آمده از آزمایش ها چنین می نماید که:

- ۱- منحنی مشخصه ی رطوبتی خاک تحت هر شرایطی از اعمال بار قابل حصول است. ۲- منحنی مشخصه ی رطوبتی خاک تابعی از اعمال بار وارد به خاک است.
- ۳- در شرایط بارگذاری غیرایزوتروپیک، در یک مکش ثابت، با افزایش نسبت $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ ، مقدار رطوبت کاهش می یابد.

مراجع

1. Arunasalam, R., "Coupling of mechanical behaviour and water retention behaviour in unsaturated soils", PhD thesis, University of Glasgow, Glasgow, UK., (2009)
2. Bishop, A. W. & Blight, G. E., "Some aspects of effective stress in saturated and partially saturated soils", *Géotechnique*, 13(3), pp. 177-197, (1963).
3. Bishop, A.W., and Donald, I.B., "The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus", *In Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, Paris, pp. 13-21, (1961).

4. Bocking, K. A. and Fredlund, D.G., "Limitations of the axis translation technique", *Proceeding of 4th International Conference on Expansive soils*, Denver, 117-135, (1980).
5. Chiu, C.F., "Behaviour of unsaturated loosely compacted weathered materials", PhD thesis, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, (2001).
6. Cui, Y.J. and Delage, P., "Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt", *Géotechnique*, 46(2), pp. 291-311, (1996).
7. Delage, P., Romero, E. and Tarantino, A., "Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils", *Proceedings Of The First Uropean Conference On Unsaturated Soils*, E-Unsat 2008, Durham, United Kingdom, July 2-4, (2008).
8. Dineen, K. and Burland, J.B., "A new approach to osmotically controlled oedometer testing", *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils*, Paris, 2, 459-465, (1995).
9. Drumright, E., "Shear strength for unsaturated soils", PhD thesis, University of Colorado, Fort Collins, Colo, (1987).
10. Estabragh, A.R., Javadi, A.A. and Boot, J.C., "The effect of compaction pressure on consolidation behaviour of unsaturated silty soils", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 540-550, 41(3), (2004).
11. Estabragh, A.R. and Javadi, A.A., "Critical state for overconsolidated unsaturated silty soil", *Canadian Geotechnical Journal*, 45(3), pp. 408-420, (2008).
12. Esteban, V. and Saez, J., "A device to measure the swelling characteristics of rock samples with control of the suction up to very high values", *Proc. ISRM Symposium on Rock Mechanics and Power Plants*, Madrid, 2, (1988).
13. Fredlund, D.G. and Morgenstern, N.R., "Stress state variables for unsaturated soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Proceedings, ASCE (GT5), 103, pp. 447-466, (1977).
14. Fredlund, D.G. and Rahardjo, H., "Soil Mechanics for Unsaturated Soils", New York: Wiley Inter Science, (1993).
15. Hilf, J. W., "An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils"; *Technical Memo 654, Denver, Bureau of Reclamation*, (1956).
16. Kassif, G. and Ben Shalom, A., "Experimental relationship between swelling pressure and suction", *Géotechnique*, 21(3), pp. 255-259, (1971).
17. Komornik, A., Livneh, M. and Smucha, S., "Shear strength and swelling of clays under suction", *Proceedings of 4th International Conference on Expansive soils*, Denver, CO, 1, pp. 206-226, (1980).
18. Khan, M.H. and Hoag, D.L., "A noncontacting transducer for measurement of lateral strains", *Canadian Geotechnical Journal*, 16, pp. 409-411, (1979).
19. Lagerwerff, J.V., Ogata, G. and Eagle, H.E., "Control of osmotic pressure of culture solutions with

- polyethylene glycol", *Science*, 133, pp. 1486-1487, (1961).
20. Lloret, A, Villar, M.V., Sanchez, M., Gens, A., Pintado, X. and Alonso, E.E., "Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes", *Géotechnique*, 53(1), pp. 27-40, (2003).
 21. Macari, E.J., Parker, J.K. and Costes, N.C., "Measurement of volume changes in triaxial tests using digital imaging techniques", *Geotechnical Testing Journal*, 20(1), pp. 103-109, (1997).
 22. Marinho, F.A. and Chandler, R.J., "Aspects of the behavior of clays on drying", Unsaturated soils Geotechnical special publication, 39, S. Houston and W. Wray, eds., ASCE, New York, (1993).
 23. Matyas, E.L. and Radhakrishna, H.S., "Volume change characteristics of partially saturated soils", *Géotechnique*, 18 (4), pp. 432-448, (1968).
 24. McKeen, R.G., "A model for predicting expansive soil behavior", *Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils*, 1, Dallas, pp. 1-6, (1992).
 25. Miller, C. J., Yesiller, N., Yaldo, K. and Merayyan, S., "Impact of Soil Type and Compaction Conditions on Soil Water Characteristic", *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 128(9), pp. 733-742, (2002).
 26. Ng, C.W.W. and Chiu, C.F., "Behaviour of a loosely compacted unsaturated volcanic soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(12), pp. 1027-1036, (2001).
 27. Ng, C.W.W., Zhan, L.T. and Cui, Y.J., "A new simple system for measuring volume changes in unsaturated soils", *Canadian Geotechnical Journal*, 39, pp. 757-764, (2002).
 28. Padilla, J.M., Houston, W.N., Lawrence, C.A., Fredlund, D.G., Houston, S.L. and Perez, N.P., "An Automated Triaxial Testing Device for Unsaturated Soils", *Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils*, April 2-6, Carefree, AZ., pp. 1775-1786, (2006).
 29. Rampino C., Mancuso C. and Vinale F., "Laboratory testing on an unsaturated soil", equipment, procedures, and first experimental results, *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1), pp. 1-12, (1999).
 30. Romero, E., Lloret, F., Gen, J.A. and Alonso, E.E., "A new suction and temperature controlled triaxial apparatus", *In Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, 1, pp. 185-188, (1997).
 31. Sharma, R.S., "Mechanical behavior of unsaturated highly expansive clays", PhD Thesis, Oxford University, (1998).
 32. Sivakumar, V., "A critical state framework for unsaturated soils", PhD Thesis, University of Sheffield, (1993).
 33. Sivakumar, R., "Effects of anisotropy on the behaviour of unsaturated compacted clay", PhD thesis, Queen's University Belfast, (2005).
 34. Tarantino, A., Mongiovi, L. and Bosco, G., "An experimental investigation on the independent

- isotropic stress variables for unsaturated soils", *Géotechnique*, 50(3), pp. 285-292, (2000).
35. Tinjum, J.M., Benson, C.H. and Blotz, L.R., "Soil-water characteristic curves for compacted clays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(11), pp. 1060 – 1069, (1997).
 36. Vanapalli, S.K., Pufahl, D.E. and Fredlund, G., "Relationship between soil-water characteristic curves and the as-compacted water content versus soil for a clay till", *XI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brazil, August 8-12, 2, pp. 991-998. (1999).
 37. Wheeler, S.J., "The stress-strain behavior of soils containing gas bubbles", PhD thesis, Oxford University, U.K., (1986).
 38. Wheeler, S.J. and Sivakumar V., "An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil", *Géotechnique*, 45(1), pp. 35–53, (1995).
 39. Zakaria, I., "Yielding of unsaturated soil", PhD thesis, University of Sheffield, UK, (1995).
 40. Zur, B., "Osmotic control of the matric soil-water potential", *Soil Sci.*, 102, pp. 394-398, (1966).

بررسی اثر میزان رس کائولینیت و حرارت در پاک‌سازی خاک ماسه بادی آلوده به گازوئیل از طریق روش

استخراج بخارات خاک (SVE) *

محمد رضا صبور^(۱) بهجت رضایی^(۲) امین جعفرقلی^(۳)

چکیده امروزه با توسعه‌ی استفاده از محصولات نفتی بحث افزایش آلودگی خاک و نیاز به پاک‌سازی آن از مسائل جدی و مطرح می‌باشد. علت فراوانی استفاده از روش SVE (Soil Vapor Extraction) برای پاک‌سازی خاک، آسانی کار، هزینه‌ی مناسب و راندمان خوب آن بوده است. به نظر می‌رسد با توجه به جوان بودن این بحث در کشورمان نیاز است تا با ابعاد مختلف آن بیش‌تر آشنا شویم و از این روش برای پاک‌سازی خاک‌های آلوده در گذشته و آینده استفاده نماییم. در این مقاله تأثیر نوع خاک و حرارت به عنوان دو پارامتر مهم در راندمان روش استخراج بخارات مورد بررسی قرار گرفته است. خاک مورد استفاده ماسه بادی بوده که با درصدهای مختلف از رس کائولینیت مخلوط گردید. با ساخت پایلوت و انجام آزمایش، نتایج پاک‌سازی این خاک‌ها از هیدروکربن‌های آلیفاتیک موجود در گازوئیل گزارش شده است. نتایج به دست آمده بیان‌کننده‌ی این مطلب است که با افزایش میزان رس در خاک ماسه بادی، راندمان پاک‌سازی به شدت کاهش می‌یابد به طوری که در حالت عدم وجود رس، راندمان پاک‌سازی بعد از ۲۴ ساعت تا ۷۸٪ پیشرفت داشت. هنگامی که خاک دارای ۲۰٪ رس بود راندمان حذف به ۲۵٪ رسید و در حالت ۴۰٪ رس راندمان به ۲۳٪ رسید. اعمال حرارت در حالت عدم وجود رس تأثیر محسوسی در افزایش راندمان پاک‌سازی نداشت. در حالت وجود ۲۰٪ رس، حرارت بیش‌ترین تأثیر را داشت و راندمان پاک‌سازی را به میزان ۲۰٪ افزایش داد. در حالت وجود ۴۰٪ رس تأثیر حرارت دوباره کاهش یافت و به میزان ۱۲٪ رسید. در مجموع نقش بافت خاک پررنگ‌تر از اثر حرارت بود و افزایش درصد رس راندمان پاک‌سازی را کاهش داد.

واژه‌های کلیدی استخراج بخارات، پاک‌سازی خاک، رس، هیدروکربن‌های آلیفاتیک، گازوئیل، ماسه بادی، حرارت

Investigating the Influence of Clay & Heating in remediation of contaminated soil from Gas-Oil by Soil Vapor Extraction (SVE)

M. R. Sabour B. Rezaie A. Jafargholi

Abstract Utilizing considerable petroleum products, increasing soil contamination and need to its clean-up is one of serious environmental issues. Soil vapor extraction is a common and very wide used method for soil remediation because of its Easy operation, low cost and high efficiency. In this paper, influence of soil type and heating, as two important parameters in efficiency of soil vapor extraction method is examined. The used soil is blown sand, which is mixed with different percentages of kaolinite clay. Establishing pilot and running experiments, the result of soil remediation out of aliphatic hydrocarbons in gas-oil is reported. The results indicate that enhancement of clay percentage leads to great reduction in clean-up efficiency. After 24 hours test running, removal efficiency reached to 78.4% for the soil with 20% clay content, while this efficiency fell down to 23.75% for the soil with 40% of clay content. Having no clay within the soil, soil-heated vapor extraction method did not cause noticeable increasing in clean-up efficiency. However, heating has the most influence and increases clean-up efficiency for 20.6% with presence of 20% clay within the soil, while presence of 40% clay decreases the efficiency to 12.57%.

key Words Clay, Heating, Soil Remediation, Soil Vapor Extraction Method, Gas-Oil.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱۰/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۱۰/۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول: استادیار گروه عمران و محیط‌زیست دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

(۲) کارشناس ارشد مهندسی عمران محیط‌زیست، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

(۳) کارشناس ارشد مهندسی عمران محیط‌زیست، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

مقدمه

آلودگی محیط زیست بر چرخه‌ی طبیعت اثر می‌گذارد و پیامدهای زیان‌باری برای زندگی انسان، حیوان، گیاه و بناها دارد [1]. یکی از انواع آلودگی‌های محیط زیست آلودگی خاک است. از جمله آلاینده‌های خاک، مواد نفتی و مشتقات آن‌ها است که در اثر حمل و نقل یا ذخیره‌سازی نادرست موجب آلوده شدن خاک می‌شوند [2,3].

استخراج بخارات خاک (SVE) یک روش درجا برای پاک‌سازی خاک است که با استفاده از آن می‌توان غلظت مواد فرار در محصولات نفتی که توسط قسمت‌های غیراشباع خاک جذب شده است کاهش داد [4]. در این روش با ایجاد خلأ، جریان‌ی از هوا در شبکه‌ی خاک به‌وجود می‌آید. اینجریان از طریق گرادیان فشار منفی باعث تبخیر، جدایی مواد از خاک و تغییر فاز آلاینده از حالت مایع به گاز می‌شود و بخارات حاصل به سمت چاه‌های استخراج حرکت می‌کنند. بخارات خارج شده پس از تصفیه به اتمسفر تخلیه می‌گردند و یا مجدداً به درون خاک تزریق می‌شوند [5,6].

مؤثر بودن این تکنولوژی در کاهش قابل توجه غلظت اجزای آلی فرار (VOCs) (Volatile Organic Compound) و برخی از اجزای آلی نیمه‌فعال (SVOCs) (Semi Volatile Organic Compound) به‌خوبی به اثبات رسیده است [7]. مزیت این روش برای پاک‌سازی خاک نسبت به سایر روش‌ها عبارت است از: (۱) در دسترس بودن تجهیزات، (۲) نصب آسان، (۳) کم‌ترین مزاحمت برای سایر عمل‌کردهای سایت، (۴) زمان کوتاه تصفیه (معمولاً ۶ ماه تا ۲ سال)، (۵) قابلیت ترکیب آسان با سایر تکنولوژی‌های پاک‌سازی مانند تزریق هوا و در نهایت (۶) قابل رقابت بودن هزینه‌ها [7].

برخی از پارامترهای مهم و تأثیرگذار در عملکرد و راندمان روش SVE عبارتند از تخلخل و نفوذپذیری

(بافت خاک)، میزان مواد آلی خاک، درصد رطوبت خاک، فشاربخار آلاینده، فراریت آلاینده، نرخ جریان هوای عبوری و دمای سیستم.

توزیع و آرایش ذرات خاک که در نفوذپذیری آن مؤثرند تأثیر زیادی در اجرای عملیات استخراج بخارات دارد [8]. هرچه نفوذپذیری خاک بیش‌تر باشد عبور جریان هوا از میان آن آسان‌تر می‌شود و راندمان روش SVE بالاتر می‌رود [9,10]. برای مثال هرچه درصد رس در خاک افزایش یابد نرخ پاک‌سازی کاهش خواهد یافت [11].

بافت خاک تأثیر زیادی در راندمان پاک‌سازی SVE دارد. این موضوع می‌تواند به چند علت باشد. نخست آن‌که ظرفیت جذب سطحی خاک‌های مختلف با هم متفاوت است. در خاک‌های ریزدانه که سطح مخصوص دانه‌های خاک به نسبت خاک‌های درشت‌دانه بیش‌تر است آلاینده به‌سختی از سطح آن جدا می‌گردد. دوم آن‌که نفوذپذیری خاک‌ها با هم تفاوت دارد. در حالتی که نفوذپذیری خاک زیاد باشد (ماسه درشت)، جریان هوا تقریباً تمامی مسیرهای ممکن را در شبکه‌ی خاک می‌پیماید و موجب تبخیر آلاینده می‌شود. حال آن‌که در خاک ریزدانه جریان هوا تنها مسیرهای محدودی را می‌پیماید و این به علت نفوذپذیری پایین این خاک‌هاست [12,13]. در مقایسه‌ای که بین پارامترهای مؤثر بر بازدهی روش SVE صورت گرفته است، اثر بافت خاک بیش از نوع آلاینده بوده است [۱۴].

یکی از روش‌های کمکی برای افزایش راندمان استخراج بخارات ایجاد حرارت است. راه‌های مختلفی برای افزایش دمای سیستم وجود دارد: (۱) تزریق هوای گرم (۲) جریان الکتریکی و (۳) امواج رادیویی.

مطابق با تحقیقات صورت گرفته افزایش دما هم باعث افزایش نرخ حذف عناصر می‌شود و هم دامنه‌ی حذف آن‌ها را گسترده‌تر می‌کند. هم‌چنین در صورتی که دمای خاک تا حدی بالا رود که فشار بخار ماده‌ی

لازم است خصوصیات کمی و کیفی مواد مورد استفاده در آن یعنی خاک و آلاینده و همچنین مشخصات پایداری آزمایشگاهی و روش انجام آزمایش‌ها تا رسیدن به نتایج مورد نیاز معرفی گردد.

مواد

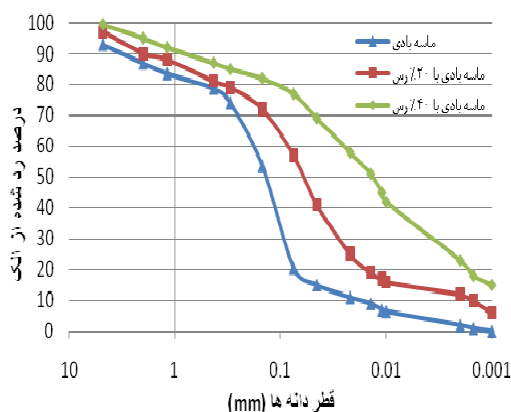
برای بررسی میزان تأثیر وجود خاک ریزدانه در پاک‌سازی خاک، ماسه بادی که در جمع‌آوری ریخت و پاش‌های نفتی استفاده فراوانی دارد به عنوان خاک اصلی این آزمایش‌ها مورد انتخاب قرار گرفت. سپس با استفاده از خاک رس کائولینیت [20] دو نمونه خاک جدید ساخته شد تا اثر وجود رس در خاک مورد بررسی قرار گیرد:

خاک ماسه بادی با ۲۰٪ رس کائولینیت

خاک ماسه بادی با ۴۰٪ رس کائولینیت

در اختلاط رس و ماسه بادی از یک ظرف ثابت استفاده گردید و به ترتیب ۲۰ و ۴۰ درصد حجمی از این ظرف با رس و مابقی از ماسه بادی پر شد. خاک رس کائولینیت مورد استفاده از کارخانه‌ی خاک چینی ایران تهیه گردید. خاک ماسه بادی از شرکت ملی پخش فرآورده‌های نفتی ایران تهیه گردید.

دانه‌بندی خاک‌های مورد استفاده در شکل (۱) آمده است.



شکل ۱ دانه‌بندی خاک‌های مورد استفاده

(ASTM-C146 & AASHTO-T27) (الک و هیدرومتری)

موجود در خاک بالاتر از ۷۰ کیلو پاسکال شود، استخراج بخارات قسمت اعظم از آن ماده را از خاک پاک‌سازی خواهد کرد [15].

استفاده از حرارت در حالتی که خاک آلوده به NAPL‌های (Non aqueous phase liquids) با فشار بخار پایین‌تر باشد مؤثرتر خواهد بود. همچنین باید توجه داشت در صورتی که نرخ جریان هوای عبوری از شبکه‌ی خاک ضعیف باشد، پروسه‌ی گرمایش ممکن است بخارات آلاینده را به خارج از ناحیه‌ی گرم شده بکشد و در ناحیه‌ای از خاک که گرمایش ندارد آلاینده دوباره چگال شده و در نواحی آلوده نشده پخش گردد [16,17].

در روش گرمایش از طریق امواج رادیویی می‌توان دمای خاک را در کم‌تر از ۴ دقیقه و با ۸۰۰ وات توان به ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد رساند. پژوهش‌ها نشان می‌دهد این حرارت زیاد در مواردی که آلودگی خاک سنگین باشد بسیار مؤثر خواهد بود. همچنین می‌توان از موادی مانند فیرکربنی برای تسهیل در تبدیل امواج مایکروویو به انرژی حرارتی در خاک استفاده نمود [18].

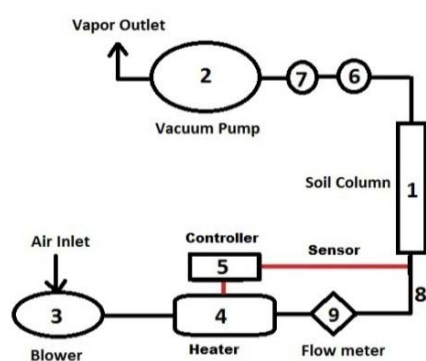
در تمامی پروژه‌های انجام شده در آمریکا در خلال سال‌های ۱۹۸۰ تا ۱۹۹۰، استخراج بخارات سهم عمده‌ی ۲۶ درصدی را به خود اختصاص داده بود [19]. پژوهش‌های متعددی برای بررسی پارامترهای تأثیرگذار بر راندمان استخراج بخارات انجام شده و در حال انجام است. از جمله پارامترهای اساسی و تأثیرگذار در روش SVE بافت خاک و دمای سیستم است که در این پژوهش سعی شده است تا با بررسی خاک ماسه بادی با درصد رس‌های متفاوت، اثر میزان رس و حرارت در راندمان پاک‌سازی خاک از طریق SVE مورد مطالعه قرار گیرد.

مواد و روش‌ها

با توجه به انتخاب روش آزمایشگاهی در این تحقیق،

کنترل حرارت، (۶) فشارسنج، (۷) دماسنج، (۸) لوله‌های هوا و (۹) فلومتر بود (شکل ۳).

استوانه‌ی خاک از جنس پلکسی گلاس است و ارتفاع آن ۳۰ سانتی‌متر و قطر داخلی آن ۴ سانتی‌متر می‌باشد. دو انتهای این استوانه با درپوش‌های پیچی بسته شده و مسیر ورود و خروج هوا به استوانه بر روی این درپوش‌ها تعبیه گردیده است. درون هر کدام از این درپوش‌ها دو عدد صافی و واشرهای پلاستیکی قرار داده شده است تا مانع از خروج ذرات ریز خاک از درون استوانه به لوله‌های هوا گردد و از افت فشار سیستم جلوگیری شود. شفافیت پلکسی گلاس امکان رویت خاک را حین آزمایش فراهم می‌سازد.



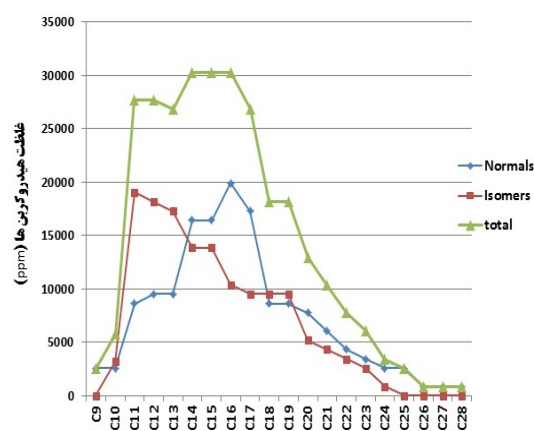
شکل ۳ نمای شماتیک از پایلوت استخراج بخارات

برای استخراج بخارات سیستم از پمپ مکندگی Sparmax مدل TC-63/vd با دبی اسمی ۵۵ لیتر بر دقیقه و خروجی هوا به اتمسفر استفاده شد. روی این پمپ یک فشارسنج و صافی هوا نصب گردید. پمپ مذکور دارای دو خروجی هوا بود. دمنده‌ی مورد استفاده در سیستم ساخت شرکت محک و دارای قابلیت طولانی‌مدت کار به صورت پیوسته بود. در تمامی آزمایش‌ها دبی عبوری از سیستم ۰/۲۵ مترمکعب بر ساعت بوده است.

برای تنظیم و ثابت نگه داشتن درجه‌ی حرارت سیستم از دستگاه تولید حرارت به همراه کنترل‌کننده‌ی دیجیتال استفاده گردید. این دستگاه شامل یک المنت

مطابق با آزمایش، درصد رطوبت (ASTM D2216) برای هر کدام از خاک‌های ماسه بادی، ماسه بادی با ۲۰٪ رس و با ۴۰٪ رس به ترتیب برابر ۳٪، ۲/۸۵٪ و ۲/۳۲٪ و میزان مواد آلی (ASTM D2974) برای این خاک‌ها به ترتیب ۱/۶٪، ۱/۵۶٪ و ۱/۳۲٪ بود.

یکی از مواد نفتی پرکاربرد گازوئیل است که در این پژوهش به عنوان آلاینده انتخاب شده است. گازوئیل از پالایش نفت خام به دست می‌آید و به لحاظ مصرف در خودرو بعد از بنزین دومین جایگاه را به خود اختصاص داده است. به دلیل پایدار بودن ترکیبات آلودگی‌های نفتی، اثرات و صدمات آن به منابع انسانی، آب و محیط زیست بسیار متفاوت و پیچیده می‌باشد. گازوئیل مورد استفاده در این پژوهش از شرکت ملی پخش فرآورده‌های نفتی ایران تهیه گردید. مشخصات هیدروکربن‌های موجود در این گازوئیل در شکل (۲) آمده است.



شکل ۲ هیدروکربن‌های آلیفاتیک موجود در نمونه‌ی گازوئیل (کروماتوگرافی گازی)

روش انجام کار

برای انجام پاک‌سازی در مقیاس آزمایشگاهی و به روش استخراج بخارات، یک پایلوت ساخته شد. پایلوت ساخته شده برای استخراج بخارات شامل قسمت‌های (۱) استوانه خاک، (۲) پمپ مکندگی، (۳) دمنده‌ی هوا، (۴) دستگاه Heating، (۵) دستگاه

حجمی ۲۰٪ و ۴۰٪) رس به صورت نمونه‌های کوچک مخلوط شد تا به مقدار مورد نیاز خاک جدید ساخته شود. سپس عملیات آلوده‌سازی مشابه قبل انجام گردید.

در هنگام ساخت نمونه‌های آلوده دقت کافی به عمل آمد که آلوده‌سازی با سرعت زیاد انجام شود تا خاک آلوده فرصت قرار گرفتن در معرض هوای بیرون را نداشته باشد. قرار گرفتن در معرض هوا ممکن است زمینه‌ی فراریت برخی از ترکیبات نمونه را فراهم سازد. هم‌چنین بعد از ساخت هر کدام از نمونه‌های ۱۰۰ گرمی، خاک آلوده درون ظرفی قرار داده شد تا مانع از قرار گرفتن خاک آلوده در معرض هوا و نور گردد و تغییری در ترکیبات آن رخ ندهد. نکته‌ی قابل توجه دیگر این بود که خاک آلوده شده می‌بایست حداقل ۲۴ ساعت درون ظرف نگهداری باقی می‌ماند تا مواد موجود در خاک و فازهای مختلف آن‌ها به حالت تعادل برسند.

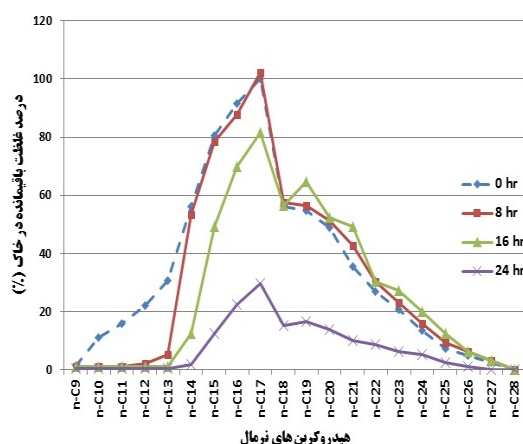
برای شروع آزمایش، ابتدا خاک آلوده در سه مرحله درون استوانه‌ی آزمایش ریخته شد و در هر مرحله با ۵ ضربه (به منظور یکسان‌سازی تمامی نمونه‌ها) کوبیده گردید. سپس درپوش استوانه بسته شد و استوانه بر روی پایه‌ی عمودی خود قرار گرفت و لوله‌های دمش و مکش به ابتدا و انتهای آن متصل گردید. سپس دمای مورد نظر برای آزمایش انتخاب و هم‌زمان پمپ مکنده، دمنده‌ی هوا و سیستم کنترل کننده‌ی حرارت روشن گردیدند. با شروع آزمایش فشار و دبی هوا قرائت و در فواصل زمانی مشخص کنترل می‌شد. زمان انتخابی برای آزمایش‌ها ۸، ۱۶ و ۲۴ ساعت بود. با اعمال روش SVE و گذشت زمان، خاک پاک‌سازی می‌شد و غلظت هیدروکربن‌های درون آن خاک کاهش می‌یافت. بعد از ۸، ۱۶ و ۲۴ ساعت، نمونه‌برداری از قسمتی مشخص از استوانه‌ی خاک (در ارتفاع ۱۰ سانتی متری از پایین استوانه) انجام گردید. نمونه‌ها در ظروفی مخصوص نگهداری شد و بعد از

تولید حرارت در محفظه‌ی گالوانیزه و هم‌چنین یک کنترل کننده‌ی دیجیتال بود که با استفاده از یک حسگر در مسیر جریان هوای ورودی به استوانه‌ی خاک، دمای هوای ورودی به ستون خاک را تغییر می‌داد و دمای مورد نظر را ثابت نگه می‌داشت. عملکرد کنترل کننده به این صورت بود که در صورت شدن دمای سیستم از یک محدوده‌ی تعریف شده برای دستگاه، المنت را فعال و یا غیرفعال می‌ساخت تا دما همیشه در محدوده‌ی مورد نظر باقی بماند. دمای انتخابی برای همه‌ی آزمایش‌های بررسی اثر رس، ۳۰ درجه‌ی سانتی‌گراد و برای بررسی اثر حرارت ۴۰، ۳۰ و ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد بود.

به منظور کنترل شرایط سیستم آزمایش و ثابت نگاه داشتن شرایط در آزمایش‌ها، دو عدد فشارسنج یکی بر روی ستون خاک و یکی بر روی پمپ مکنده نصب گردید. در این صورت با بروز هرگونه ناپایداری در فشار سیستم در حین یک آزمایش و یا تفاوت فشار بین آزمایش‌های مختلف، آزمایش مربوط متوقف و تکرار می‌گردید تا نتایج نهایی تحت تأثیر قرار نگیرند. برای کنترل مجدد دمای ستون خاک یک دماسنج نیز بر روی ستون خاک نصب گردید تا دمای هوای عبوری از سیستم قبل از ستون خاک و بعد از آن ثبت و کنترل گردد. هم‌چنین یک عدد فلومتر نیز در مسیر جریان هوا قرار داده شد تا دبی عبوری جریان و تغییرات آن کنترل گردد.

پس از تهیه‌ی مواد و لوازم اولیه‌ی مورد نیاز، آماده‌سازی نمونه‌های خاک آغاز می‌گردد. در ابتدا خاک مورد نظر تهیه و در ظروف مخصوص نگهداری شد تا تغییرات رطوبت در آن قابل کنترل باشد. در حالت اول برای ساخت نمونه‌ی ماسه بادی آلوده به گازوئیل به میزان ۵۰۰۰۰ ppm، هر ۱۰۰ گرم از خاک با ۵ گرم گازوئیل به صورت دستی مخلوط می‌شد. در حالت دوم (و سوم) که ساخت ماسه بادی با ۲۰٪ (و ۴۰٪) رس مورد نیاز بود، ابتدا خاک ماسه بادی با نسبت

ساعت انجام گرفت. به عبارت دیگر در صورتی که پاک‌سازی در ۸ ساعت پایانی مطابق روند ساعات قبل انجام می‌گرفت راندمان حذف به ۲۰٪ می‌رسید حال آن‌که راندمان حذف در ۸ ساعت پایانی ۳ برابر روند مورد انتظار انجام گرفت. در نهایت راندمان پاک‌سازی بعد از ۲۴ ساعت تا ۷۸/۴٪ پیشرفت داشت.



شکل ۴ پاک‌سازی هیدروکربن‌های نرمال از ماسه‌بادی (در شروع آزمایش درصد غلظت هیدروکربن‌ها نسبت به هیدروکربنی که بیش‌ترین غلظت را داراست سنجیده شده است)

همان‌طور که در شکل قابل تشخیص است عمده‌ی هیدروکربن‌های سبک (C-9 تا C-13) با راندمانی بالاتر همان ۸ ساعت اول پاک‌سازی شدند، بنابراین به‌نظر می‌رسد زمان عملکرد مناسب برای پاک‌سازی آن‌ها ۸ ساعت باشد. برخی از هیدروکربن‌های سنگین در ۱۶ ساعت اول دارای روندی افزایشی بودند و بعد از آن پاک‌سازی شدند. به نظر می‌رسد با توجه به تمایل شکست مولکول‌های هیدروکربنی سنگین به مولکول‌های سبک‌تر و رسیدن به حالت پایدار، علت این افزایش غلظت در هیدروکربن‌های سنگین، تبدیلات صورت گرفته هیدروکربن‌ها به هم، به‌خصوص تبدیل ایزومرها به هیدروکربن‌های نرمال باشد [22,23]. راندمان حذف برای هیدروکربن‌های C-9 تا C-28 به‌ترتیب برابر با ۹۷، ۹۷، ۹۸، ۹۹، ۹۹، ۹۷، ۸۴، ۷۳، ۸۰، ۷۳، ۷۰، ۷۲،

آن برای تعیین غلظت هیدروکربن‌های آلیفاتیک قبل و بعد از اعمال استخراج بخارات، آزمایش کروماتوگرافی گازی (GC) بر روی آن‌ها انجام گردید.

برای انجام کروماتوگرافی گازی بر روی هر کدام از نمونه‌ها، حدود ۲ گرم از هر کدام از نمونه‌ها به روش استاندارد استخراج شد و مطابق با روش کروماتوگرافی گازی مورد آزمایش قرار گرفت [۲۱]. دستگاه کروماتوگرام مدل Magnetic 8430 مجهز به آشکارساز یونش شعله‌ای بود. ستون جداسازی از نوع بسته‌ای با طول ۳ متر و قطر ۰/۳۲ میلی‌متر و دمای ستون و آشکارساز ۲۳۰ درجه سانتی‌گراد بود. گازهای تولید شعله، هوا (270cm³/min) و هیدروژن (30cm³/min) و گاز حامل، نیتروژن بود.

نتایج و بحث

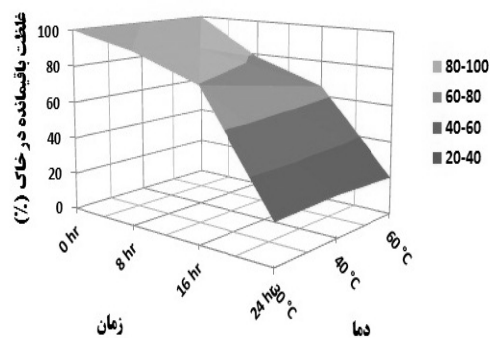
در این بخش نتایج حاصل از آزمایش کروماتوگرافی گازی بر روی نمونه‌های اولیه یا لوده و نمونه‌های گرفته شده بعد از ۸، ۱۶ و ۲۴ ساعت از گذشت پاک‌سازی در سه گروه خاک بیان شده است: (۱) ماسه‌بادی، (۲) ماسه‌بادی با ۲۰٪ حجمی رس کائولینیت و (۳) ماسه‌بادی با ۴۰٪ حجمی رس کائولینیت. در آخر راندمان حذف و روند پاک‌سازی هیدروکربن‌ها در سه خاک و در دماهای ۳۰، ۴۰ و ۶۰ درجه سانتی‌گراد تحت بررسی و مقایسه قرار گرفته است.

ماسه‌بادی

برش‌های هیدروکربنی آلیفاتیک قابل تشخیص در خاک آلوده به گازوئیل شامل ۲۰ هیدروکربن C-9 تا C-28 بود. روند حذف هر کدام از هیدروکربن‌های نرمال از ماسه‌بادیه صورت مجزا و در یک نمودار در شکل (۴) آمده است.

راندمان حذف آلاینده‌ها در ۸ ساعت ابتدایی ۷٪، در ۸ ساعت دوم ۱۳٪ و در ۸ ساعت پایانی ۵۸٪ بود. بیش‌ترین میزان پاک‌سازی در فاصله‌ی زمانی ۱۶ تا ۲۴

کل هیدروکربن‌ها (مجموع نرمال و ایزومر) نیز، از روند مشابه هیدروکربن‌های نرمال و ایزومرها در حذف‌بیتی نمی‌نمود. تنها تفاوت موجود، سرعت بیش‌تر حذف ایزومرها در ۸ ساعت ابتدایی نسبت به حذف هیدروکربن‌های نرمال مشابه در همان مدت بود. به طوری که راندمان حذف ایزومرها در پایان ۸ ساعت ۱۴ درصد بیش‌تر از هیدروکربن‌های نرمال آن‌ها بود. این در حالی است که در این زمان غلظت برخی از هیدروکربن‌های نرمال سنگین افزایش یافت. این موضوع می‌تواند دلیلی بر تبدیل ایزومرها به هیدروکربن‌های نرمال و افزایش غلظت آن‌ها باشد. با تنظیم دمای هوای ورودی به ستون خاک در حالات ۴۰ و ۶۰ درجه سانتی‌گراد و اعمال استخراج بخارات، روند حذف مجموع هیدروکربن‌های آلیفاتیک در پایان پاک‌سازی مطابق نمودار شکل (۷) بود.

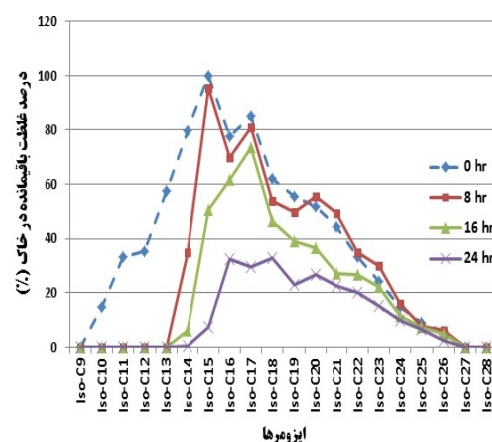


شکل ۷ پاک‌سازی مجموع هیدروکربن‌های نرمال در دماهای مختلف از ماسه‌بادی

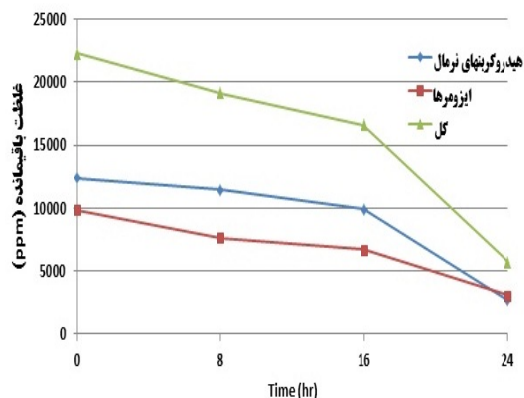
درصد غلظت هیدروکربن‌های باقی‌مانده در ماسه‌بادی در پایان ۲۴ ساعت و در دماهای ۳۰، ۴۰ و ۶۰ درجه سانتی‌گراد به ترتیب برابر با ۲۱/۵۶، ۲۲/۳۵ و ۲۰/۲۱ درصد بود. نکته‌ی جالب توجه این‌جا است که به نظر می‌رسد در این حالت دمای آزمایش تأثیر محسوسی در افزایش راندمان پاک‌سازی نداشته است.

۷۲، ۶۹، ۷۰، ۶۳، ۶۶، ۸۱، ۱۰۰ و ۱۰۰ درصد بود.

شکل (۵) نشان‌دهنده‌ی تغییرات هر کدام از ایزومرهای هیدروکربنی موجود در خاک ماسه‌بادی آلوده به گازوئیل با گذشت زمان می‌باشد. در صورت مقایسه‌ی بین روند حذف هیدروکربن‌های نرمال، ایزومرها و کل هیدروکربن‌ها که از مجموع این دو گروه تشکیل شده است شکل (۶) به دست می‌آید.



شکل ۵ پاک‌سازی ایزومرها از ماسه‌بادی (در شروع آزمایش درصد غلظت هیدروکربن‌ها نسبت به هیدروکربنی که بیش‌ترین غلظت را داراست سنجیده شده است)



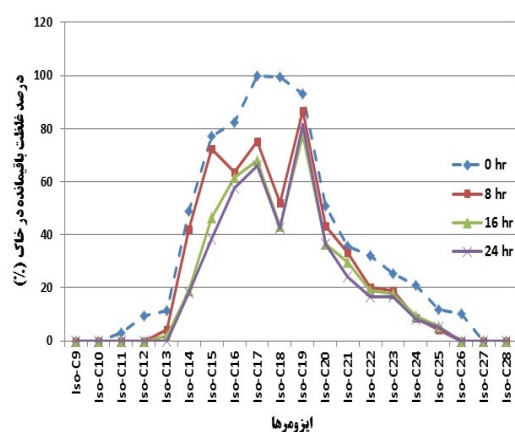
شکل ۶ پاک‌سازی ماسه‌بادی از هیدروکربن‌های نرمال و ایزومرها

مطابق شکل، تغییرات کلی هیدروکربن‌های نرمال مشابه ایزومرها بود و طبیعتاً روند پاک‌سازی خاک از

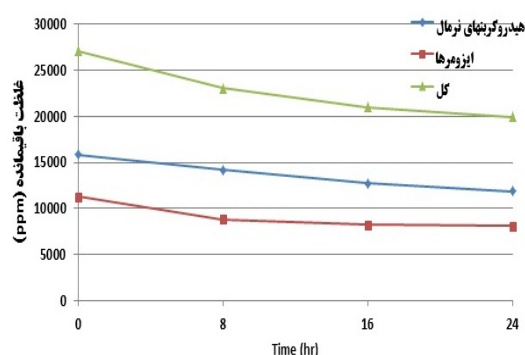
شکل (۹) نشان دهنده‌ی تغییرات هر کدام از ایزومرهای هیدروکربنی در حالت ماسه‌بادی با ۲۰٪ رس با گذشت زمان می‌باشد.

در صورت مقایسه‌ی بین روند حذف هیدروکربن‌های نرمال، ایزومرها و کل هیدروکربن‌ها که از مجموع این دو گروه تشکیل شده است شکل (۱۰) به دست آمد.

در این حالت نیز سرعت حذف ایزومرها در ۸ ساعت ابتدایی نسبت به حذف هیدروکربن‌های نرمال مشابه در همان مدت بیشتر بود. به‌طوری‌که راندمان حذف ایزومرها در پایان ۸ ساعت ۱۲ درصد بیش‌تر از هیدروکربن‌های نرمال آن‌ها بود.



شکل ۹ پاک‌سازی ایزومرها از ماسه بادی با ۲۰٪ رس (در شروع آزمایش درصد غلظت هیدروکربن‌ها نسبت به هیدروکربنی که بیش‌ترین غلظت را داراست سنجیده شده است)

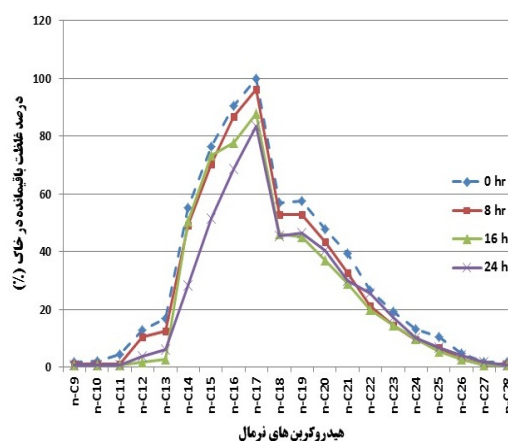


شکل ۱۰ پاک‌سازی ماسه بادی با ۲۰٪ رس از هیدروکربن‌های نرمال و ایزومرها

ماسه بادی با ۲۰٪ رس

در این حالت روند حذف هر کدام از هیدروکربن‌ها به صورت مجزا و در یک نمودار، مطابق شکل (۸) گردید.

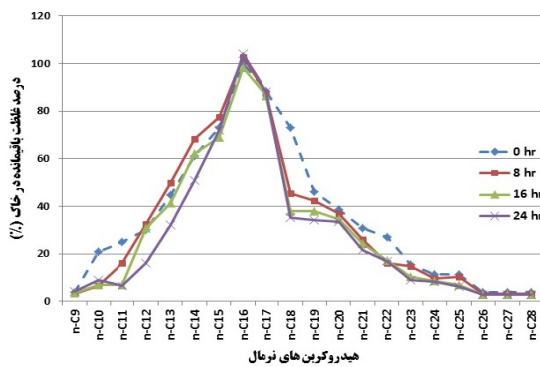
در این میزان اختلاط ماسه بادی با رس، راندمان حذف در ۸ ساعت اول ۱۰٪، در ۸ ساعت دوم ۹٪ و در ۸ ساعت آخر ۶٪ بوده است. در مجموع با وجود ۲۰٪ رس در ماسه‌بادی، راندمان حذف در این حالت نسبت به ماسه‌بادی به میزان ۵۳/۱۶٪ کاهش یافت و به ۲۵/۲۴٪ رسید.



شکل ۸ پاک‌سازی هیدروکربن‌های نرمال از ماسه بادی با ۲۰٪ رس (در شروع آزمایش درصد غلظت هیدروکربن‌ها نسبت به هیدروکربنی که بیش‌ترین غلظت را دارا است سنجیده شده است)

عمده‌ی پاک‌سازی هیدروکربن‌های سنگین C-18 تا C-28 و همچنین هیدروکربن‌های سبک C-9 تا C-13 در ۱۶ ساعت اول به‌وقوع پیوست (زمان عملکرد مناسب). پاک‌سازی هیدروکربن‌های C-14 تا C-18 در شکل بیان‌کننده‌ی این موضوع است که بیش‌ترین میزان پاک‌سازی برای آن‌ها در ۸ ساعت انتهایی به‌وقوع پیوسته است. راندمان حذف برای هیدروکربن‌های C-9 تا C-28 به‌ترتیب برابر با ۶۰، ۵۰، ۲۱، ۲۶، ۲۳، ۲۴، ۲۳، ۴۸، ۴۲، ۴۵ و ۵۰ درصد بود.

۱/۴۹٪ کاهش یافت و به ۲۳/۷۵٪ رسید.



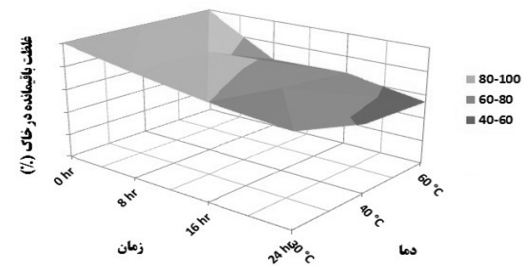
شکل ۱۲ پاک سازی هیدروکربن های نرمال از ماسه بادی با ۴۰٪ رس (در شروع آزمایش درصد غلظت هیدروکربن ها نسبت به هیدروکربنی که بیشترین غلظت را داراست سنجیده شده است)

روند کاهش راندمان نشان دهنده ای این مطلب است که به نظر می رسد مجاری اصلی عبور جریان هوا در خاک ماسه بادی، در حالت وجود ۲۰٪ رس از ریزدانه پر شده و از این درصد به بعد افزایش میزان رس، راندمان حذف را به آرامی کاهش داده است. تا قبل از پر شدن مجاری اصلی جریان هوا از ریزدانه، هرگونه تغییر در میزان رس اثر شدیدی بر راندمان پاک سازی دارد اما از مرحله ای به بعد با افزودن رس پاک سازی خاک به کندی تحت تأثیر قرار می گیرد. شکل (۱۳) نشان دهنده ای تغییرات هر کدام از ایزومرهای هیدروکربنی در حالت ماسه بادی با ۴۰٪ رس با گذشت زمان می باشد.

در صورت مقایسه ای بین روند حذف هیدروکربن های نرمال، ایزومرها و کل هیدروکربن ها که از مجموع این دو گروه تشکیل شده است، شکل (۱۴) به دست می آید.

با تنظیم دمای هوای ورودی به ستون خاک در حالات ۴۰ و ۶۰ درجه ای سانتی گراد و اعمال استخراج بخارات، حذف مجموع هیدروکربن های آلیفاتیک در پایان پاک سازی روندی مطابق نمودار شکل (۱۵) را نشان داد.

با تنظیم دمای هوای ورودی به ستون خاک در حالات ۴۰ و ۶۰ درجه ای سانتی گراد و اعمال استخراج بخارات، روند حذف مجموع هیدروکربن های آلیفاتیک در پایان پاک سازی مطابق نمودار شکل (۱۱) مشاهده گردید.



شکل ۱۱ پاک سازی مجموع هیدروکربن های نرمال در دماهای مختلف از ماسه بادی با ۲۰٪ رس

درصد غلظت هیدروکربن های باقیمانده در ماسه بادی با ۲۰٪ رس در پایان ۲۴ ساعت و در دماهای ۳۰، ۴۰ و ۶۰ درجه ای سانتی گراد به ترتیب برابر با ۷۴/۷۶، ۵۷/۴۶ و ۵۴/۱۶ درصد بود. به نظر می رسد در حالت وجود ۲۰٪ رس، اثر وجود حرارت در خلال پاک سازی به خوبی خود را نشان داده و خاک در دمای ۶۰ درجه سانتی گراد به میزان ۲۰/۶٪ بیش تر پاک سازی شده است. نکته ای قابل توجه دیگر اختلاف کم ۳/۳ درصدی میان راندمان حذف در دماهای ۴۰ و ۶۰ درجه سانتی گراد است.

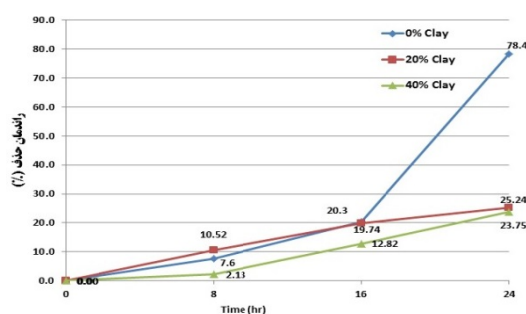
ماسه بادی با ۴۰٪ رس

در این حالت روند حذف هر کدام از هیدروکربن ها به صورت مجزا و در یک نمودار، مطابق شکل (۱۲) بود. با افزایش درصد رس تا ۴۰٪ درصد، در مقایسه با حالت قبل، پاک سازی در ۸ ساعت ابتدایی دچار اختلال شد و در این مدت خاک تنها ۲٪ پاک سازی گردید. در ساعت های بعدی پاک سازی مشابه حالت ۲۰٪ رس و با سرعت کمتری انجام شد. در این حالت راندمان حذف نسبت به حالت ۲۰٪ رس، به میزان

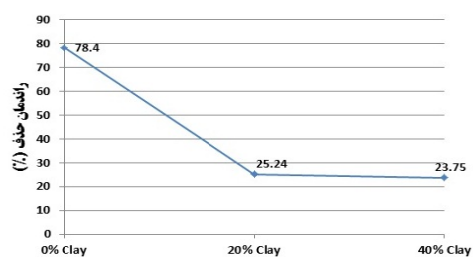
سانتی‌گراده‌میزان ۱۲/۵۷٪ بود. نکته‌ی قابل توجه دیگر افزایش اختلاف میان راندمان حذف در دماهای ۴۰ و ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد و رسیدن به ۶/۸۵ درصد است.

مقایسه‌ی سه خاک

با مقایسه‌ی راندمان پاک‌سازی کل هیدروکربن‌های خاک در سه حالت ماسه‌بادی، ماسه‌بادی با ۲۰٪ رس و ماسه‌بادی با ۴۰٪ رس و در دمای ۳۰ درجه‌ی سانتی‌گراد نمودار شکل (۱۶) به دست می‌آید. با توجه به نتایج به دست آمده، همان‌طور که در شکل (۱۷) نمایان است، تغییرات راندمان حذف با مقادیر مختلف رس، روندی لگاریتمی را دارا بود.



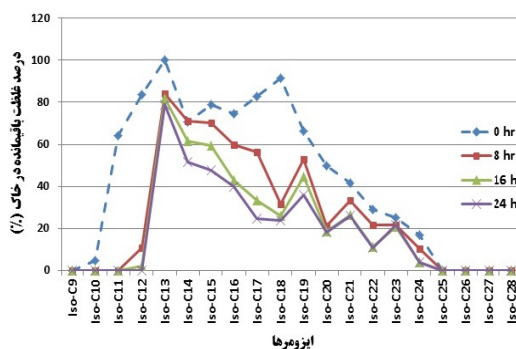
شکل ۱۶ مقایسه راندمان پاک‌سازی در سه خاک



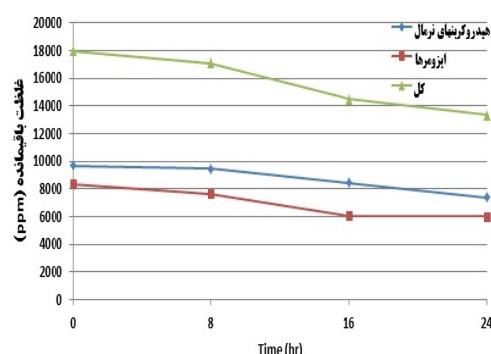
شکل ۱۷ لگاریتمی بودن راندمان حذف با افزایش رس

نتیجه‌گیری

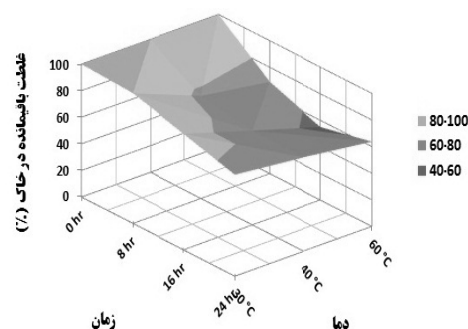
استخراج بخارات خاک به‌عنوان ابزاری مؤثر در پاک‌سازی خاک‌های غیر اشباع آلوده شده با VOCs شناخته می‌شود. در این مقاله راندمان پاک‌سازی روش SVE در درصدهای مختلف رس موجود در ماسه‌بادی و همچنین در دماهای متفاوت بررسی شد.



شکل ۱۳ پاک‌سازی ایزومرها از ماسه بادی با ۴۰٪ رس (در شروع آزمایش درصد غلظت هیدروکربن‌ها نسبت به هیدروکربنی که بیش‌ترین غلظت را داراست سنجیده شده است)



شکل ۱۴ پاک‌سازی ماسه بادی با ۴۰٪ رس از هیدروکربن-های نرمال و ایزومرها



شکل ۱۵ پاک‌سازی مجموع هیدروکربن‌های نرمال در دماهای مختلف از ماسه بادی با ۴۰٪ رس

درصد غلظت هیدروکربن‌های باقی‌مانده در ماسه‌بادی با ۴۰٪ رس در پایان ۲۴ ساعت و در دماهای ۳۰، ۴۰ و ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد به ترتیب برابر با ۷۶/۲۵، ۷۰/۵۳ و ۶۳/۶۸ درصد بود. در این حالت اثر وجود حرارت در خلال پاک‌سازی کم‌تر شد و اختلاف پاک‌سازی خاک در دماهای ۳۰ و ۶۰ درجه‌ی

که منجر به نتایج ذیل گردید:

(۱) در حالت عدم وجود رس، راندمان پاک‌سازی بعد از ۲۴ ساعت تا ۷۸/۴٪ پیشرفت داشت. هنگامی که خاک دارای ۲۰٪ رس بود راندمان حذف به میزان ۵۳/۱۶٪ کاهش یافت و به ۲۵/۲۴٪ رسید. با افزایش درصد رس تا ۴۰٪ درصد، راندمان حذف به میزان ۱/۴۹٪ کاهش یافت و به ۲۳/۷۵٪ رسید.

(۲) با تقسیم‌بندی هیدروکربن‌های قابل شناسایی C-9 تا C-28 به سه گروه هیدروکربن‌های سبک (C-9 تا C-11)، هیدروکربن‌های متوسط (C-12 تا C-16) و هیدروکربن‌های سنگین (C-17 تا C-28) نتایج زیر به دست آمد:

۲-۱- در حالت عدم وجود رس غلظت هیدروکربن‌های سنگین پس از ۸ ساعت افزایش یافت و از غلظت سایر هیدروکربن‌ها کاسته شد. اما در مجموع میزان کاهش غلظت هیدروکربن‌ها بسیار بیش‌تر از افزایش غلظت‌ها در اثر تبدیلات هیدروکربن‌ها به یکدیگر بود. در این حالت در پایان ۲۴ ساعت خاک به میزان قابل توجهی پاک‌سازی شد. مطابق با شواهد موجود علت این افزایش غلظت در هیدروکربن‌های سنگین، تبدیلات صورت گرفته‌ی هیدروکربن‌ها به هم، به خصوص تبدیل ایزومرها به هیدروکربن‌های نرمال بود. هم‌چنین با توجه به پاک‌سازی سریع خاک از هیدروکربن‌های سبک، زمان عملکرد مناسب SVE برای پاک‌سازی هیدروکربن‌های سبک در این حالت ۸ ساعت بود.

۲-۲- در حالت وجود ۲۰٪ رس تمامی هیدروکربن‌ها به میزانی متوسط پاک‌سازی شدند. به گونه‌ای که راندمان حذف هیدروکربن‌ها در ۸ ساعت ابتدایی نسبت به حالت عدم وجود رس که در آن هیدروکربن‌های سنگین در حال تبدیل به یکدیگر بودند در مجموع بیش‌تر بود. در این حالت نیز

میزان پاک‌سازی برای هیدروکربن‌های سبک بیش‌تر از سایر هیدروکربن‌ها بوده است. در این حالت به نظر می‌رسد زمان عملکرد مناسب SVE برای پاک‌سازی هیدروکربن‌های سنگین ۱۶ ساعت می‌باشد و بعد از این زمان عملاً پاک‌سازی این هیدروکربن‌ها متوقف می‌گردد.

۲-۳- در حالت وجود ۴۰٪ رس روند پاک‌سازی برای هیدروکربن‌های سبک نسبت به بقیه‌ی هیدروکربن‌ها با سرعت بیش‌تری انجام گرفت. هیدروکربن‌های متوسط در ۸ ساعت ابتدایی استخراج بخارات به دلیل تبدیلات هیدروکربنی، مقداری افزایش داشتند و بعد از آن تا پایان ۲۴ ساعت روندی کاهشی پیش گرفتند. به طوریکه در پایان ۲۴ ساعت نسبت به شروع کار پاک‌سازی شدند. روند پاک‌سازی در هیدروکربن‌های سنگین به صورتی ملایم و با سرعتی پایین انجام گرفت.

(۳) نتیجه‌ی جالب توجه دیگر که از مقایسه‌ی پاک‌سازی هیدروکربن‌های سبک، متوسط و سنگین در سه حالت فوق به دست آمد این است که با افزوده شدن درصد رس در خاک ماسه‌بادی، روند تبدیلات هیدروکربنی به یکدیگر از هیدروکربن‌های سنگین به هیدروکربن‌های با وزن متوسط انتقال یافت.

(۴) روند حذف ایزومرهای هیدروکربنی در هر سه حالت خاک موجود، نشان‌دهنده‌ی این مطلب است که پاک‌سازی ایزومرها در ۸ ساعت ابتدایی با سرعتی بیش‌تر نسبت به هیدروکربن‌های نرمال مشابه صورت گرفته است (برای حالت عدم وجود رس ۱۴٪ بیش‌تر و برای حالت ۲۰٪ رس به میزان ۱۲٪ بیش‌تر) و این در حالی است که در این ۸ ساعت غلظت برخی از هیدروکربن‌های نرمال سنگین افزایش یافت و این موضوع تأییدی بر تبدیل ایزومرها و شکسته شدن شاخه‌های آن‌ها به هیدروکربن‌های نرمال و در نتیجه افزایش غلظت

آن‌ها در ۸ ساعت ابتدایی عملکرد پاکسازی می‌باشد.

(۵) روند حذف هیدروکربن‌های آلیفاتیک با اعمال حرارت در زمان پاکسازی، نشان‌دهنده‌ی این مطلب است که:

۱-۵- در حالت ماسه‌بادی، تغییر دما اثر محسوسی در روند پاکسازی و راندمان آن نداشت و پاکسازی در هر سه دما با سرعتی بالا و به‌میزان تقریباً یکسان انجام گرفت. در این حالت به نظر می‌رسد پارامتر بافت خاک نقش اصلی را در راندمان پاکسازی ایفا کرده است.

۲-۵- با افزایش درصد رس به‌میزان ۲۰٪، اثر حرارت به‌خوبی خود را نشان داد و خاکدر دمای ۶۰ درجه سانتی‌گراد و در پایان ۲۴ ساعت به‌میزان ۲۰/۶ درصد بیش‌تر از دمای ۳۰ درجه سانتی‌گراد پاکسازی شد. در این حالت به‌علت وجود ۲۰٪ رس، پاکسازی کلی خاک به‌میزان قابل توجهی کاهش یافت اما اثر حرارت نقشی تعیین‌کننده را داشت. البته در این حالت پاکسازی در دماهای ۴۰ و ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد اختلاف چندانی با

هم نداشت.

۳-۵- در حالت ماسه‌بادی با ۴۰٪ رس اثر حرارت نسبت به حالت قبلی کم‌تر شد و خاک در دمای ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد و در پایان ۲۴ ساعت به‌میزان ۱۲/۵۷ درصد بیش‌تر از دمای ۳۰ درجه سانتی‌گراد پاکسازی گردید. به‌نظر می‌رسد با افزایش درصد رس از ۲۰ به ۴۰ درصد و با پررنگ‌تر شدن پارامتر بافت خاک دوباره از اثر حرارت کاسته شده است. نکته‌ی قابل توجه دیگر بیش‌تر شدن تفاوت میان پاکسازی در دو حالت ۴۰ و ۶۰ درجه سانتی‌گراد نسبت به حالت قبلی است.

در صورت مقایسه‌ی میان پارامترهای مؤثر در راندمان روش استخراج بخارات که در این مقاله مورد بررسی قرار گرفتند مشخص می‌شود که در هر سه حالت پارامتر بافت خاک با توجه به سهم بیش‌تر در تغییر راندمان پاکسازی، نقش تعیین‌کننده‌تری را نسبت به حرارت در پاکسازی به روش استخراج بخارات ایفا می‌کند.

مراجع

1. Riser-Roberts, Eve. "Remediation of petroleum contaminated soils: Biological, physical and chemical process", s. I. Lewis publisher, (1998) .
2. U. S Environmental Protection Agency (EPA) , Adopted from: http://www.epa.gov/swerust1/pubs/tum_ch13.pdf , (2002)
3. J. S. Thornton, et al. "Removal of gasoline vapor from aquifers by forced venting", Hazardous Material Spills Conference Proceedings Prevention, Behavior, Control and Cleanup of Spills and Waste Sites. pp. 279-285. (1984) .
4. U. S Environmental Protection Agency (EPA) , Technology innovation and Field services division, Adopted from: <http://clu-in.org/techfocus/>. Hazardous Waste Clean-Up Information,(CLU-IN)
5. F. I. Khan, T. Husain, R. Hejazi, "An overview and analysis of site remediation technologies", *Int. J. of Environmental. Management*, 71, pp. 95-122, (2004)
6. Suthersan, Ed. Suthan S. "Soil Vapor Extraction Remediation Engineering: design concepts", Boca Raton: CRC Press LLC, (1999) .
7. U. S Environmental Protection Agency (EPA) , "Soil vapor extraction, treatment technologies for site cleanup". (Oct. 1994) .

8. Manoel M. M. Nobre, Rosane C. M. Nobre, "Soil vapor extraction of chlorinated solvents at an industrial site in Brazil", Departamento de Geociências, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, Brazil. . *Journal of hazardous materials*, s. l. : Elsevier.
9. U. Frank, et al. "Remediation of low permeability subsurface formations by fracturing enhancement of soil vapor extraction", *Int. J. of Hazardous Materials*, 40, pp. 191–201, (1995)
10. J. T. Albergaria, et al. "Remediation efficiency of vapor extraction of sandy soils contaminated with cyclohexane: influence of air flow rate water and natural organic matter content", *Int. J. of Environmental pollution*, 143, pp. 146-152, (2006)
11. P. Fine, B. Yaron, "Outdoor experiments on enhanced volatilization by venting of kerosene component from soil", *Int. J. of contaminant hydrology*, 12(4) , pp. 35-374, (April 1993)
12. Qin Chuan-yu, et al. "Study of influencing factors on removal of chlorobenzene from unsaturated zone by soil vapor extraction", *Int. J. of Hazardous Materials*, 176, pp. 294-299, (2010)
13. José Tomas Albergaria, Maria da Conceicao, M. Alvim-Ferraz, Cristina Delerue-Matos, "Soil vapor extraction in sandy soils: Influence of airflow rate", Porto, Portugal: Elsevier, (2008)
۱۴. رضایی، بهجت و صبور، محمدرضا، "بررسی کارایی روش استخراج بخارات از خاک در پاکسازی خاک‌های آلوده به مواد نفتی"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، تهران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۸۹).
15. Poppendieck, D. G. , Loehr, R. C. , Webster, M. T. , "Predicting hydrocarbon removal from thermally enhanced soil vapor extraction systems", *Int. J. of Hazardous Materials*, B69 ,pp. 81–93, (1999)
16. Webb, S. W. , Phelan, J. M. , "Effect of soil layering on NAPL removal behavior in soil-heated vapor extraction", *Int. J. of Contaminant Hydrology*, 27 ,pp. 285-308, (1997)
17. Fleming, D. , "Electrical Resistance Heating for Rapid Remediation of DNAPL", Thermal Remediation Services, Inc. , (April 2003)
18. Dawei, L. , Yaobin, Z. , Xie, Q. , Yazhi, Z. "Microwave thermal remediation of crude oil contaminated soil enhanced by carbon fiber", *Int. J. of Environmental Sciences*, 21, pp. 1290–1295, (2009)
19. Zhou, Q. X. , Song, Y. F. "Remediation of contaminated soils principles and methods", China: Science Press, (2004).
20. "Definition of clay and clay mineral", *Journal report of the AIPEA nomenclature and CMS nomenclature committees*, Clays and Clay Minerals, pp: 255–256, (1995).
۲۱. مک نایر، الف. ج. ، بونلی، ه. م. ، ترجمه ی کمالی زاد، ع. ، "مبانی کروماتوگرافی گازی"، چاپ اول، مرکز نشر دانشگاهی، تهران، (۱۳۶۷).
22. Eugege, R., Weiner, P. h. D. , "Application of Environmental Chemistry", London: Lewis, CRC Press, (2000)
23. Stumm, W. , "Chemistry of the Solid–Water Interface. Processes at the Mineral–Water and Particle–Water Interface in Natural Systems", New York: John Wiley & Sons Inc. , pp. 448, (1992)

بررسی نقش مصرف نانوسیلیس در بتن بر عملکرد زیست محیطی و اقتصادی آن*

محمد رضا صبور^(۱) مینا یکهلر^(۲) مرتضی نیکروان^(۳)

چکیده بتن از پر مصرف ترین مصالح ساختمانی در جهان محسوب می شود و نانوسیلیس به علت طبیعت پوزولانی بالا، برای استفاده در بتن مورد توجه قرار گرفته است. از این رو، مطالعه عملکرد زیست محیطی آن ضروری به نظر می رسد. در این مطالعه برای بررسی کارآمدی بتن حاوی نانوسیلیس و مقایسه آن با بتن متعارف از روش ارزیابی زیست محیطی چرخه عمر استفاده شده است. همچنین طبق توصیه ای ASTM از روش ارزیابی اقتصادی چرخه عمر به منظور ارزیابی اقتصادی بهره گرفته شده است. در پایان نیز با استفاده از روش تصمیم گیری چند شاخصه، نتایج ارزیابی زیست محیطی و اقتصادی به منظور نتیجه گیری تلفیق شده اند. در این مطالعه کاهش اثرات زیست محیطی در شاخص گرمایش جهانی و مصرف سوخت های فسیلی در صورت جایگزینی ۱/۵٪ نانوسیلیس با سیمان، به ترتیب به میزان ۲۶/۰۵ و ۱۰/۸۸ درصد به دست آمد. نتایج ارزیابی اقتصادی نیز نشان داد که جایگزینی ۱/۵٪ نانوسیلیس در بتن، هزینه چرخه عمر بتن را در حدود ۱۰ درصد کاهش می دهد. نمرات ارزیابی تلفیقی دو سناریو نیز به ترتیب ۵۲/۸ و ۴۷/۶ به دست آمد.

واژه های کلیدی بتن، نانوسیلیس، ارزیابی زیست محیطی چرخه عمر، شاخص گرمایش جهانی، شاخص مصرف سوخت فسیلی، ارزیابی اقتصادی چرخه عمر.

Investigation of Effect of Nano-SiO₂ Consumption in Concrete on its Environmental and Economic Functions

M.R. Sabour M. Yekkalari M. Nikravan

Abstract Concrete is one of the most utilized construction materials in the world. Nowadays, Nano silicate usage due to its special property attracted considerable attention. On this basis, studying its environmental functions is an essential issue. Accordingly, the behavior of normal concrete and the one with Nano silicate were compared via taking advantage of Life Cycle Assessment (LCA) method in this investigation. In addition, due to ASTM recommendation, the abovementioned method was utilized to compare these two concrete mixtures economically, too. Concluding the outcomes, the economic and environmental assessments were mixed via multi-criteria decision-making method. Reducing environmental impacts via substitution of cement with 1.5% Nano silicate, global warming criterion and fossil fuel consumption have been reduced 26.5 and 10.88 percent, respectively. Having the same substitution in concrete production, economic assessment indicates 10% reduction in life cycle expenses for this mixture. The mixture assessments for both normal and mixture with Nano silicate concrete ranked them 47.6 and 52.8, respectively.

Key Words: Concrete, Nano silicate, Environmental Life Cycle Assessment, Global Warming Criterion, Fossil Fuel Consumption Criterion, Economical Life Cycle Assessment

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۹/۱۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۳/۲۸ می باشد.

(۱) استادیار، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

(۲) نویسنده ی مسئول، کارشناس ارشد عمران- محیط زیست، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

(۳) کارشناس ارشد عمران- محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

مقدمه

بر اثر توسعه‌ی سریع صنعت ساختمان و رشد تصاعدی گستره‌ی ساخت و ساز، به تدریج تبعات دخالتهای بی‌حد و مرز انسان در محیط زیست نمایان شد و متعاقب آن تلاش برای حفظ شرایط زندگی بر روی کره زمین آغاز شد [۱]. در راستای این تلاش‌ها، مفهوم «توسعه‌ی پایدار» از سوی کمیسیون جهانی محیط زیست و توسعه به معنای برآورده کردن احتیاجات نسل حاضر بدون وارد ساختن لطمه به توانایی‌های نسل آتی در تأمین نیازهای خود، مورد توجه قرار گرفت [۲]. نتایج چنین ملاحظاتی ظهور نگرشی بود که در آن انتخاب مصالح با در نظر گرفتن سازگاری با محیط زیست صورت پذیرد.

مهم‌ترین عوارض زیست محیطی صنعت بتن مربوط به تولید سیمان است. از این رو، کاهش عیار سیمان و افزایش دوام دو موضوع اساسی است که از جمله سرفصل‌های مبحث «بتن و توسعه‌ی پایدار» تلقی می‌گردد [۲]. به هر میزان که مقاومت و دوام سازه‌های بتنی افزایش یابد، از یک سو مصرف مواد خام و منابع طبیعی کاهش خواهد یافت و از سوی دیگر سبب کاهش حجم نخاله‌های ساختمانی در بازه‌های زمانی طولانی خواهد شد.

یکی از بهترین راهکارها درخصوص بهبود خواص بتن از دیدگاه زیست محیطی، یافتن جایگزین‌های مناسب برای سیمان مصرفی در بتن است. در این میان، پوزولان‌ها که از دیر باز به عنوان جایگزین و مکمل سیمان در ساخت و سازها مورد استفاده قرار گرفته‌اند، می‌توانند مشکلات مربوط به محدودیت تولید را تا میزان زیادی حل نمایند. پوزولان‌ها توانسته‌اند از طریق جایگزینی با سیمان ضمن صرفه جویی در مصرف انرژی مورد نیاز در تولید سیمان و کاهش انتشارات آلاینده، مقاومت فشاری و دوام آن‌ها را نیز افزایش دهند [۳-۶]. با ظهور فناوری نانو، نانوسیلیس به عنوان یکی از نانوذرات مهم با خاصیت پوزولانی بالا در بتن‌هایی که به مقاومت بالا در برابر خوردگی و سایش نیاز داشته باشند، و یا در مواردی که نیاز به استفاده از بتن‌هایی با

نفوذپذیری کم باشد، مورد استفاده قرار گرفت. از جمله این کاربری‌ها به موارد زیر می‌توان اشاره کرد [۳]:

۱- اجرای بتن سدها، کانال‌ها، تونل‌ها و ... در مناطقی با خطر خوردگی.

۲- ساخت بتن‌هایی با مقاومت بالا برای ساخت فرودگاه‌ها و آسمان‌خراش‌ها.

۳- ساخت بتن سدها، کانال‌ها، تونل‌ها، مخازن و منابع آب.

در کنار بهبود مشخصات فنی بتن حاوی نانوسیلیس در مقایسه با بتن‌های متعارف، اظهار نظرهایی کلی در ارتباط با کاهش آثار زیست محیطی تولید بتن حاوی این نانو ذرات شده است. این امر به دلیل افزایش مقاومت و دوام چنین بتنی از یک سو و کاهش نیاز به تولید و مصرف سیمان از سوی دیگر بوده است [۳]. اما زمانی می‌توان ادعا کرد که مصرف نانوسیلیس در بتن موجب کاهش اثرات سوء زیست محیطی شده و مصرف آن را در مقیاس انبوه توصیه نمود که آثار زیست محیطی فرآیند تولید نانوذرات سیلیس نیز وارد ارزیابی‌ها بشود و علاوه بر آن میزان بهبود عملکرد زیست محیطی و اقتصادی این جایگزینی قابل توجه باشد، چرا که خطرات سمی بالقوه نانوذرات، موضوعی است که با وجود مزایای زیست محیطی و صرفه جویی اقتصادی قابل چشم‌پوشی نمی‌باشد [۷].

هدف این مطالعه مقایسه‌ی ارزیابی زیست محیطی و اقتصادی بتن متعارف و بتن حاوی نانو ذرات سیلیس به عنوان جایگزین بخشی از سیمان با استفاده از روش ارزیابی زیست محیطی چرخه‌ی عمر است. بدین منظور از روش ارزیابی زیست محیطی چرخه‌ی عمر به عنوان یک روش استاندارد بین‌المللی و ابزاری نیرومند در مطالعات زیست محیطی بهره گرفته شده است. این روش، ورودی‌ها و خروجی‌های بالادستی و پایین‌دستی یک سیستم را متناسب با چرخه‌ی عمر محصولات یا فرایندها مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌دهد. در این روش، تمام چرخه‌ی عمر یک محصول مد نظر قرار می‌گیرد و آثار سوء بالقوه‌ی متناسب با این مراحل،

به صورت کمی بیان می گردد [8].

مواد سیمانی جایگزین مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

مرحله دوم از مطالعات LCA، تهیه ی فهرست چرخه ی عمر است. این مرحله زمان گیرترین بخش کار است و پایه ی محاسبات در مراحل بعدی را تشکیل می دهد. در این مرحله برای تهیه ی فهرست چرخه ی عمر، ورودی ها به صورت میزان مصرف مواد خام، سوخت و انرژی الکتریکی و خروجی ها نیز به فرم انتشارات در هوا، به ازای واحد عملیاتی انتخاب شده در مرحله ی قبل، تعیین می گردند. دسته های اثرات نیز به همراه آلاینده های مربوط و اثرات محتمل مطابق جدول (۱) طبقه بندی می شوند و سپس اقدام به تهیه ی فهرست چرخه ی عمر می گردد.

داده های مورد نیاز در این مرحله، با استفاده از آزمایش های میدانی، فرمول های تجربی، اطلاعات به دست آمده از تولیدکننده و یا سایر مطالعات انجام شده در محدوده ی مورد مطالعه یا مناطق مشابه، به دست خواهد آمد. در این پژوهش نیز داده های مورد نیاز، از اطلاعات حاصل از نتایج میدانی انتشارات آلاینده ها و مصرف انرژی شرکت سیمان سپاهان که توسط محققان قبلی [۳] و [10] و همچنین شرکت سوئدی Akzonobel (این نانوسیلیس در شماری از مطالعات صورت گرفته در ایران [۳] و [۴] مصرف شده است) صورت گرفته استفاده شده است.

مواد و روش ها

ارزیابی زیست محیطی چرخه ی عمر (Life Cycle Assessment)

LCA از چهار مرحله ی اصلی تشکیل شده است: (۱) تعریف اهداف و مرزهای سیستم، (۲) تهیه ی فهرست چرخه ی عمر، (۳) ارزیابی اثرات و (۴) تفسیر نتایج [8]. بر اساس استاندارد ISO 14040، اولین مرحله تعریف اهداف و قلمرو مطالعات است. موارد عمده ای که در این مرحله بدان پرداخته می شود شامل تعریف اهداف اصلی، انتخاب واحد عملیاتی، تشریح آن و تعیین قلمرو مطالعات است. در این مقاله با تعیین ساخت یک متر مکعب بتن برای مصرف در سازه ای با عمر بهره برداری ۵۰ سال، به عنوان واحد عملیاتی، به تشریح سناریوها و مرزبندی سیستم مورد مطالعه پرداخته می شود. سیستم مورد مطالعه در این تحقیق در برگیرنده ی انتشار گازهای گلخانه ای و مصرف انرژی در واحدهای مختلف فرآیند تولید نانوسیلیس و سیمان مصرفی در بتن و نقش آن در طراحی و دوران بهره برداری است.

در سناریوی اول آثار زیست محیطی بتن متعارف ساخته شده از سیمان پرتلند و فاقد نانوسیلیس، و در سناریوی دوم، بتن حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس به عنوان

جدول ۱ دسته های اثرات به همراه آلاینده های مربوط و اثرات محتمل [9]

دسته آثار با سطح تأثیر جهانی	آلاینده ها	محیط انتشار	آثار زیست محیطی
گرمایش جهانی	CO ₂ CH ₄ N ₂ O CO CFC-11	هوا	- افزایش گرمایش تشعشعی - اثرات سوء بر سلامتی انسان - نابودی محصولات کشاورزی - اثرات سوء بر اکوسیستم
مصرف انرژی	گاز طبیعی دیزل انرژی الکتریکی ...	—	- کاهش منابع تجدیدناپذیر - افزایش هزینه های مصرف کنندگان - انتشار گازهای گلخانه ای

جدول ۳ توانایی در مصرف سوخت‌های فسیلی [11]

جریان (i)	FPi(MJ/kg)
زغال سنگ	۰/۲۵
گاز طبیعی	۷/۸۰
نفت خام	۶/۱۲

برای استفاده از نتایج ارزیابی زیست محیطی باید نتایج به معیار واحدی تبدیل شوند. نرمال‌سازی این اثرات با استفاده از روش‌های مورد استفاده EPA، مطابق (۳) انجام خواهد گرفت [11].

$$IAScore_{jk} = \left(\frac{IA_{jk} \times IVwt_k}{Norm_k} \right) \times 100 \quad (3)$$

که در آن $IAScore_{jk}$ مقدار نرمال شده‌ی اثر k در سناریوی j ، IA_{jk} مقدار اثر k در سناریوی j ، $IVwt_k$ میزان اهمیت اثر k و $Norm_k$ مقادیر نرمال‌سازی برای اثر k مطابق مقادیر جدول (۴) است.

جدول ۴ مقادیر ضرایب نرمال‌سازی اثرات مختلف زیست محیطی

[11]			
اثر	معیار	واحد	ضریب نرمال‌سازی
گرمایش جهانی	CO ₂	گرم	۲۵۵۸۲۶۴۰/۰۹
مصرف سوخت فسیلی	MJ	مگاژول	۳۵۳۰۹/۰۰

مرحله‌ی پایانی ارزیابی تفسیر نتایج و نتیجه‌گیری است. نتایج حاصل از مراحل دوم و سوم در راستای اهداف تعیین شده در مرحله‌ی اول، تفسیر می‌شود و سناریو از نقطه‌نظر زیست محیطی مورد قضاوت قرار می‌گیرد. علاوه بر آن، مواردی که بیشترین اثرات منفی را دارند، مشخص می‌گردند و نسبت به اصلاح آن‌ها اقدام می‌شود.

ارزیابی اقتصادی چرخه‌ی عمر (Life-Cycle Cost)

تجربه نشان داده است که سازگاری مناسب مصالح

پس از تعیین میزان ورودی‌ها و غلظت خروجی‌ها در مرحله‌ی دوم LCA، اثرات مربوط در مرحله‌ی سوم کمی می‌شوند. در این مطالعه دسته‌های اثرات به دلایل محدودیت داده‌های به دست آمده، عدم قطعیت در سرنوشت نهایی برخی از مواد و نحوه‌ی انجام ارزیابی آثار این آلاینده‌ها، به آثار جهانی اصلی شامل آثار گرمایش جهانی و مصرف انرژی [9] محدود شده است. در راستای کمی کردن پدیده‌ی گرمایش جهانی، سازمان حفاظت از محیط زیست امریکا (US.EPA) معیاری به عنوان توانایی گرمایش جهانی (GWP) تعریف کرده است. طبق این تعریف توانایی یک ماده در گرمایش جهانی عبارتست از مقدار گاز گلخانه‌ای وارد شده به محیط زیست در طول چرخه‌ی عمر آن ماده. برای کمی کردن اثر مصرف سوخت فسیلی نیز مقدار انرژی لازم برای بازسازی ۱ کیلوگرم از هر یک از انواع سوخت‌های فسیلی به عنوان FP_i در نظر گرفته شده است [11]. تعاریف فوق مطابق (۱) و (۲) بیان می‌شود:

$$توانایی گرمایش جهانی = \sum_i m_i \times GWP_i \quad (1)$$

$$= \sum_i c_i \times FP_i \quad (2)$$

که در آن i تعداد جریان‌های لازم برای تولید آن ماده، m_i جرم ماده‌ی تولیدی بر حسب گرم و GWP_i توانایی در گرمایش جهانی توسط جریان i بر حسب کیلوگرم دی‌اکسید کربن معادل، c_i میزان سوخت مصرفی جریان i بر حسب کیلوگرم و FP_i مقدار انرژی لازم برای بازسازی سوخت i بر حسب مگاژول بر کیلوگرم است. مقادیر GWP_i و FP_i نیز به ترتیب در جداول (۲) و (۳) آورده شده است.

جدول ۲ پتانسیل گرمایش جهانی جریان‌های مختلف [11]

جریان (i)	GWPi (دی‌اکسید کربن معادل)
دی اکسید کربن	۱
متان	۲۳
اکسید نیتروژن	۲۹۶

لازم برای مدل‌سازی است. سپس با استفاده از رابطه‌ی (۵) از وزن‌های داده شده، عددی به‌عنوان نمره‌ی ارزیابی تلفیقی زیست‌محیطی اقتصادی به‌دست می‌آید [11].

$$\text{Score}_j = \left(\frac{\text{EnvScore}_j}{\sum_{j=1}^n \text{EnvScore}_j} + \frac{\text{EconWt}_j}{\sum_{j=1}^n \text{LCC}_j} \right) \times 100 \quad (5)$$

در رابطه‌ی فوق Score_j نمره‌ی ارزیابی تلفیقی سناریو j ، EnvWt_j وزن بعد زیست‌محیطی، EconWt_j وزن بعد اقتصادی، LCC_j کل هزینه‌ی چرخه‌ی عمر سناریو j ، EnvScore_j نمره‌ی ارزیابی زیست‌محیطی سناریو j (مجموع مقادیر نرمال شده‌ی اثرات زیست-محیطی مورد بررسی در سناریو j) و n تعداد سناریوها است. بدیهی است مصالحی که مقدار کمتری از رابطه را به‌دست آورند، گزینه مناسب‌تری است.

نتایج و بحث

ارزیابی زیست‌محیطی چرخه‌ی عمر

با استناد به مطالعات آزمایشگاهی انجام گرفته برای درصد جایگزینی نانوسیلیس، درصدی از مصرف نانوسیلیس که جوابگوی الزامات فنی شامل مقاومت فشاری و دوام سازه باشد، انتخاب شده و مبنای محاسبات قرار داده می‌شود. در این راستا طرح اختلاط حاوی ۱/۵ درصد نانوسیلیس، مطابق نتایج آزمایش‌های صورت گرفته در دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی ارزیابی خواهد شد [۳]. جزئیات طرح اختلاط سناریوهای اول و دوم در جدول (۵) آورده شده است.

جدول ۵ طرح اختلاط‌های مورد استفاده در دو سناریو [۳]

مقدار آب (Kg/m ³)	مقدار سنگدانه (Kg/m ³)	مقدار نانوسیلیس (Kg/m ³)	مقدار سیمان (Kg/m ³)	w/c	کد طرح	
۱۸۰	۱۷۰۳	—	۴۰۰	۰/۴۵	OPC*	سناریو ۱
۱۸۰	۱۶۹۶	۶	۳۹۴	۰/۴۵	NS _{1.5} **	سناریو ۲

* (Ordinary Portland Cement) OPC: بتن متداول ساخته شده از سیمان پرتلند

** NS_{1.5}: بتن حاوی ۱/۵ درصد نانوسیلیس جایگزین سیمان

جدید ساختمانی با محیط‌زیست اگرچه برای استفاده از آن در صنعت لازم است ولی کافی نیست و در صورت عدم توجه اقتصادی مناسب، امید چندانی به استفاده‌ی وسیع از آن ماده وجود نخواهد داشت. بدین منظور عموماً در کنار ارزیابی‌های زیست‌محیطی، ارزیابی اقتصادی نیز هر چند به‌صورت اجمالی انجام می‌شود. در این مطالعه برای مدل کردن اثرات اقتصادی با استفاده از استاندارد (ASTM (E917، از روش LCC، بهره گرفته شده است. در این روش کل هزینه‌ها مطابق رابطه‌ی (۴) به سال مبدأ تبدیل می‌گردند و با هم جمع می‌شوند تا نتیجه به‌عنوان معیار اقتصادی در نظر گرفته شود. در این رابطه LCC_j کل هزینه‌ی چرخه‌ی عمر، C_t مجموع هزینه‌های مربوط به سال t ، N تعداد سال‌های مطالعه و d نرخ نزول ارزش پول است [10] که با توجه به آمار موجود در بانک مرکزی برابر ۰/۱۲ در نظر گرفته شده است.

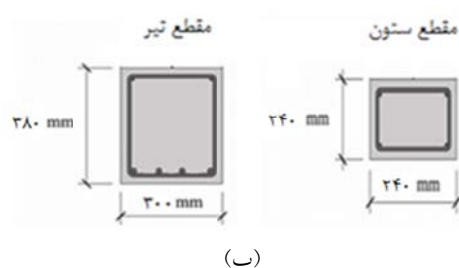
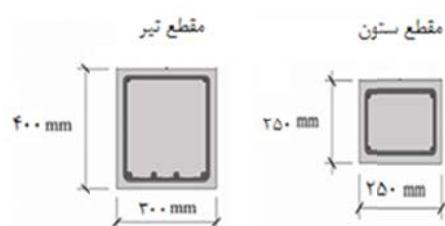
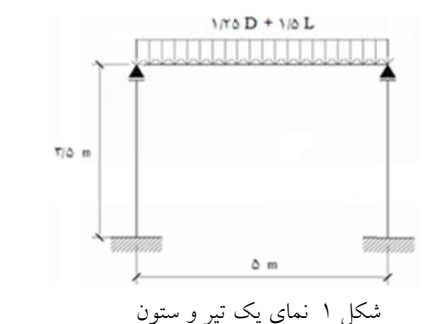
$$\text{LCC}_j = \sum_{t=0}^N \frac{C_t}{(1+d)^t} \quad (4)$$

ارزیابی تلفیقی زیست‌محیطی و اقتصادی

(Overall Performance)

در این مرحله دو بعد محیط‌زیست و اقتصاد با یکدیگر تلفیق شده‌اند تا بتوان از آن به‌عنوان معیاری در تصمیم‌گیری استفاده کرد. روش معمول در این زمینه، تصمیم‌گیری چند شاخصه (MADA) است، که بر وزن‌دهی به هر کدام از ابعاد محیط زیست-اقتصاد بستگی دارد، بنابراین اولین کار تعریف وزن برای هر یک از ابعاد است. معمول‌ترین نوع وزن‌دهی، مطابق با استاندارد (ASTM (E1765، تقسیم عدد ۱۰۰ بین ابعاد

سازه مطابق شکل (۲)، به تحلیل یک قاب، تحت بارهای مرده شامل وزن تیر و ستون و بار زنده‌ی ثابت، بر اساس آئین‌نامه‌ی بارگذاری ایران پرداخته شده و سپس با توجه به نتایج آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌ها در سناریو اول و دوم، مقاطع مطابق آئین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا)، با دو طرح اختلاط متعارف و طرح حاوی نانوسیلیس، محاسبه شده است. نتایج محاسبات حاصل از تحلیل مقاطع در دو سناریو، در شکل (۲) قابل مشاهده است:



شکل ۲ (الف) ابعاد مقاطع سناریو اول، (ب) ابعاد مقاطع سناریو دوم

بدین ترتیب با محاسبه‌ی حجم بتن مصرفی در قاب ساخته شده از طرح اختلاط اول و قاب ساخته شده از طرح اختلاط حاوی نانوسیلیس و مقایسه‌ی میزان حجم بتن مصرفی در هر دو حالت، ضریبی

ارزیابی زیست محیطی دو سناریو در فرآیند تولید، مطابق داده‌های به دست آمده از نتایج میدانی محققان قبلی برای شرکت سیمان سپاهان [۱۲]، شرکت سوئدی اکرونوبل [13]، ترازانامه انرژی و طرح اختلاط بتن در دو سناریو، میزان مصرف انرژی و انتشارات حاصل در فرآیند تولید دو سناریو مطابق جداول (۶) و (۷) به دست آمد:

جدول ۶ میزان انرژی مصرفی در سال مبدأ

سناریو اول	سناریو دوم	
۴۳	۵۱/۸۴	انرژی الکتریکی (kwh/m^3)
۳۱۱/۵	۳۰۸/۳۶	انرژی حرارتی (kcal/m^3)

جدول ۷ میزان انتشارات در فرآیند تولید در سال مبدأ (kg/m^3)

سناریو اول	سناریو دوم	
۳۶۳/۸۶	۳۶۳/۴۶	CO_2
۰/۱۹	۰/۱۹	CO
۰/۹۲	۰/۸۸	NO_x
$2/38 \times 10^{-3}$	$2/67 \times 10^{-3}$	CH_4
$0/45 \times 10^{-3}$	$4/3 \times 10^{-3}$	N_2O
۰	$2/2 \times 10^{-3}$	SO_x

ارزیابی زیست محیطی دو سناریو در مرحله‌ی طراحی. همان‌گونه که اشاره شد، به کارگیری نانوسیلیس در بتن، افزایش مقاومت فشاری بتن را به همراه دارد. با افزایش مقاومت، مصرف بتن برای تحمل یک بار مکانیکی مشخص کاهش می‌یابد. میزان مقاومت فشاری بتن مورد مطالعه در سناریو اول و دوم مطابق با کار صورت گرفته توسط اردستانی و همکاران به ترتیب برابر ۴۵/۱ مگا پاسکال و ۴۹/۷ مگا پاسکال بوده است که حاکی از بهبود ۱۰ درصدی مقاومت فشاری بتن حاوی نانوسیلیس در مقایسه با بتن متعارف می‌باشد [۳].

برای بررسی میزان تغییر ابعاد سازه با در نظر گرفتن افزایش مقاومت فشاری بتن در صورت به کارگیری نانوسیلیس، در ابتدا با توجه به کاربری

کلرید می‌باشد [۳]. با داشتن ضریب انتشار یون کلرید داخل بتن و با فرض برخی پارامترها، با استفاده از نرم‌افزارهایی چون نرم‌افزار Dura-P-Gulf که توسط انستیتو مصالح ساختمانی دانشگاه تهران تهیه شده‌است، می‌توان تخمینی از عمر مفید سازه‌ی بتنی به‌دست آورد. نتایج آزمایش نفوذ یون کلرید و عمر مفید نمونه‌ها در دو سناریو در جدول (۱۰) نشان داده شده است. نتایج حاکی از بهبود عملکرد بتن حاوی نانوسیلیس در مقایسه با بتن متعارف است:

جدول ۱۰ نتایج آزمایش نفوذ یون کلر و مقادیر عمر مفید سازه‌ی بتنی متناظر با هر یک از مخلوط‌های بتنی [۳]

کد طرح	ضریب انتشار (m^2/s)	کلرید سطحی (%)	عمر مفید (سال)
OPC	6.95×10^{-12}	۱/۸	۲۰
NS _{1.5}	5.75×10^{-12}	۱/۶	۲۵

هر چه دوام سازه‌ی بتنی بیشتر باشد، میزان تخریب و نوسازی آن کمتر خواهد بود؛ در این تحقیق عمر مفید سازه‌ی بتنی ۵۰ سال در نظر گرفته شده است، لذا با توجه به مقادیر مربوط به عمر مفید سازه‌ها، تعداد مراتب تخریب و نوسازی مورد نیاز در یک دوره‌ی ۵۰ ساله در سناریوی اول و دوم به‌ترتیب ۲/۴۶ و ۱/۹۴ مرتبه خواهد شد. بنابراین آثار زیست‌محیطی محاسبه شده در سناریوی اول و دوم در دوره‌ی ۵۰ ساله‌ی بهره‌برداری به همین میزان افزایش خواهد یافت که نتایج آن در جداول (۱۱) و (۱۲) آورده شده است.

جدول ۱۱ میزان انرژی مصرفی در فرآیند تولید و طراحی و بهره‌برداری

سناریوی اول	سناریوی دوم	
۱۰۵/۷۸	۹۴/۳۲	انرژی الکتریکی (kwh/m^3)
۷۶۶/۲۴	۵۶۱/۱۲	انرژی حرارتی ($kcal/m^3$)

تحت عنوان ضریب کاهش مصرف بتن (R_c) قابل تعریف است. با در دست داشتن این ضریب، میزان کاهش اثرات زیست‌محیطی به‌دلیل کاهش مصرف بتن در مرحله‌ی طراحی محاسبه خواهد شد که بر پایه‌ی نتایج حاصل، ضریب کاهش مصرف برابر با ۰/۹۳۸ به‌دست آمد. تأثیر ضریب R_c در میزان انرژی مصرفی و انتشار آلاینده‌ها در جداول (۸) و (۹) قابل مشاهده است. شایان ذکر است، از آن‌جا که آرماتور مصرفی برای هر دو سناریو مقدار یکسانی به‌دست آمد، بنابراین اثرات زیست‌محیطی تولید آرماتور مصرفی وارد چرخه‌ی عمر نمی‌گردد.

جدول ۸ میزان انرژی مصرفی در فرآیند تولید و طراحی

سناریوی اول	سناریوی دوم	
۴۳	۴۸/۶۲	انرژی الکتریکی (kwh/m^3)
۳۱۱/۵	۲۸۹/۲۴	انرژی حرارتی ($kcal/m^3$)

جدول ۹ میزان انتشارات در فرآیند تولید و طراحی (kg/m^3)

سناریوی اول	سناریوی دوم	
۳۶۳/۸۶	۳۴۰/۹۲	CO ₂
۰/۱۹	۰/۱۷۸	CO
۰/۹۲	۰/۸۲۵	NO _x
2.78×10^{-3}	2.5×10^{-3}	CH ₄
0.45×10^{-3}	4.03×10^{-4}	N ₂ O
۰	2.06×10^{-4}	SO _x

ارزیابی زیست‌محیطی دو سناریو در دوران بهره‌برداری. یکی دیگر از اهداف به‌کارگیری نانوسیلیس در بتن افزایش دوام بتن حاصل، یا به‌عبارتی بهبود عملکرد بتن در دوران بهره‌برداری و کاهش نیاز به تعمیرات است. در این تحقیق، بر اساس مطالعه‌ی انجام گرفته در دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی توسط اردستانی و همکاران مقاومت در برابر نفوذ یون کلرید، به‌عنوان شاخص دوام در نظر گرفته شد، چرا که مهم‌ترین عاملی که دوام سازه‌های بتنی را در حاشیه‌ی سواحل تهدید می‌کند، نفوذ یون

میزان درصد کاهش اثرات بررسی شده در سه مرحله‌ی تولید، طراحی و بهره‌برداری در نمودار (۱) و (۲) آورده شده است:

با توجه به نتایج به دست آمده همان گونه که مشاهده می‌شود، مصرف ۱/۵٪ نانوسیلیس به عنوان مواد سیمانی جایگزین در بتن‌های متعارف، در مرحله‌ی تولید، شاخص گرمایش جهانی را به میزان ۰/۱۴ درصد کاهش می‌دهد که این کاهش چندان چشمگیر نمی‌باشد. اما شاخص مصرف سوخت فسیلی ۱۹/۸۱ درصد افزایش می‌یابد که دلیل این افزایش را می‌توان با میزان مصرف بالای انرژی الکتریکی در فرآیند تولید نانوسیلیس توضیح داد.

جدول ۱۲ میزان انتشارات در فرآیند تولید، طراحی و بهره‌برداری (kg/m^3)

سناریوی اول	سناریوی دوم	
۸۹۵/۱	۶۶۱/۳۸	CO_2
۰/۴۷	۰/۳۴	CO
۲/۲۶	۱/۶	NO_x
$۶/۶ \times 10^{-3}$	$۴/۸۵ \times 10^{-3}$	CH_4
$۱/۱ \times 10^{-3}$	$۸/۳۴ \times 10^{-4}$	N_2O
۰	$۳/۹۹ \times 10^{-4}$	SO_x

در مرحله‌ی بعدی با توجه به مقادیر به دست آمده برای مصرف انرژی و میزان انتشارات به محاسبه‌ی شاخص گرمایش جهانی و شاخص کاهش سوخت فسیلی مطابق روابط ذکر شده، پرداخته می‌شود. نتایج و



نمودار ۱ مقایسه‌ی ارزیابی زیست محیطی سناریوی اول و دوم در شاخص گرمایش جهانی (kg of CO_2)



نمودار ۲ مقایسه‌ی ارزیابی زیست محیطی سناریوی اول و دوم در شاخص مصرف سوخت فسیلی (MJ)
(علامت منفی نشان دهنده‌ی افزایش اثرات است)

هزینه‌ی مورد نیاز برای تولید یک متر مکعب بتن با طرح اختلاط مورد نظراست، پرداخته خواهد شد. در گام بعدی به منظور محاسبه‌ی هزینه‌ها در پایان عمر مفید بتن، هزینه‌های مربوط به تخریب، حمل و دفن نخاله و تولید مجدد بتن به هزینه‌ی به‌دست آمده در دوره‌ی قبل افزوده می‌گردد. این روند در پایان هر دوره از عمر مفید سازه (تا پایان عمر بهره‌برداری ۵۰ ساله) تکرار خواهد شده و هزینه‌ی نهایی به‌عنوان هزینه‌ی چرخه‌ی عمر سناریو در نظر گرفته خواهد شد. نتایج ارزیابی اقتصادی دو سناریوی مورد مطالعه در جدول (۱۳) آورده شده است:

جدول ۱۳ نتایج ارزیابی اقتصادی سناریوها

در سال مبدأ $t=0$	در پایان بهره‌برداری $t=50$	
۴۷,۱۵۰	۱۷۹,۱۲۳	هزینه‌ی چرخه‌ی عمر سناریوی اول (تومان)
۸۸,۹۹۳	۱۹۸,۳۳۷	هزینه‌ی چرخه‌ی عمر سناریوی دوم (تومان)
۸۸٪-	۱۰٪	درصد کاهش هزینه‌ها

*علامت منفی نشان‌دهنده افزایش اثرات است.

بنابر نتایج ارزیابی اقتصادی، با توجه به قیمت بالای نانوسیلیس، هزینه‌ی یک متر مکعب بتن حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس در سال مبدأ در مقایسه با بتن متعارف به میزان ۸۸ درصد افزایش نشان داد که تولید آن در کوتاه‌مدت توجیه‌پذیر نمی‌باشد. این در حالی است که با انجام ارزیابی اقتصادی یک متر مکعب بتن حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس در بلندمدت، هزینه‌ی چرخه‌ی عمر آن در مقایسه با یک متر مکعب بتن متعارف به میزان ۱۰ درصد کاهش یافت.

ارزیابی تلفیقی زیست‌محیطی - اقتصادی

پیش از انجام محاسبات، لازم به ذکر است که با توجه

در مرحله‌ی طراحی سازه نیز شاخص گرمایش جهانی به میزان ۶/۳ درصد کاهش یافته در حالی که شاخص مصرف سوخت فسیلی به میزان ۱۲/۳۳ درصد افزایش یافته است. بنابراین میزان اثرات زیست‌محیطی در شاخص گرمایش جهانی در مقایسه با مرحله‌ی تولید کاهش یافته که این موضوع را می‌توان با افزایش مقاومت فشاری در سناریوی دوم و در نتیجه مصرف کمتر بتن توضیح داد. اما هم‌چنان به دلیل مصرف بالای انرژی در تولید نانوسیلیس، شاخص مصرف سوخت فسیلی افزایش یافته است. بنابراین می‌توان اشاره نمود از دیدگاه زیست‌محیطی، مصرف نانوسیلیس در بتن در یک بازه‌ی زمانی کوتاه‌مدت، با تکیه بر نتایج به‌دست آمده، از منظر زیست‌محیطی توصیه نمی‌گردد.

با بررسی اثرات زیست‌محیطی دو سناریو در دوره‌ی ۵۰ ساله بهره‌برداری این کاهش درصد اثرات به صورت چشمگیری افزایش یافته است، که در مورد شاخص گرمایش جهانی این مقدار برابر با ۲۶/۰۵ درصد و برای شاخص مصرف سوخت‌های فسیلی این مقدار ۱۰/۸۸ درصد به‌دست آمده است.

از آن‌جا که برای انجام یک مطالعه‌ی همه جانبه باید عملکرد زیست‌محیطی محصول را تا پایان دوره‌ی بهره‌برداری آن مورد مطالعه قرار داد، بنابراین در تحلیل و تفسیر داده‌ها، نتایج مربوط به پایان دوره‌ی بهره‌برداری ملاک ارزیابی قرار می‌گیرد. بر این اساس میزان شاخص گرمایش جهانی و شاخص مصرف سوخت‌های فسیلی به ترتیب برابر ۲۶/۰۵ و ۱۰/۸۸ درصد خواهد شد.

ارزیابی اقتصادی

برای ارزیابی اقتصادی در ابتدا با توجه به طرح اختلاط بتن مورد مطالعه در دو سناریو که جزئیات آن پیش‌تر در جدول (۵) آورده شده است، بر اساس فهرست بهای مصالح ساختمانی در سال ۸۹ به محاسبه‌ی هزینه‌های دو سناریو در سال مبدأ که تنها شامل

مورد نظر به بلوغ رسیده باشد. با این وجود نظریه پردازان و دست اندرکاران LCA توافق دارند که اجرای LCA در آغاز یک فناوری، بهترین راه برای شناسایی زمینه های اصلی نگرانی در رابطه با اثرات بالقوه زیست محیطی است [14]. به عبارت دیگر می توان گفت، اگر چه فقدان اطلاعات کافی در انجام ارزیابی زیست محیطی در زمینه فناوری نانو یک مانع جدی محسوب می شود، اما اجرای LCA نباید تا زمان دسترسی به تمام داده ها به تأخیر بیفتد. به علاوه این رویکرد می تواند برای مقایسه ی عملکرد زیست محیطی چنین فناوری های جدیدی با فناوری های سنتی، مورد استفاده قرار گیرد. بدین منظور با توجه به ضرورت انجام یک ارزیابی در رابطه با تأثیر مصرف نانوسیلیس در بتن، در این مطالعه به ارزیابی زیست محیطی و اقتصادی بتن حاوی نانوسیلیس پرداخته شده است. در این مطالعه به دلایل محدودیت داده های به دست آمده، عدم قطعیت در سرنوشت نهایی برخی از مواد و نحوه ی انجام ارزیابی آثار این آلاینده ها، شامل آثار جهانی می باشد که مطابق نتایج حاصل از ارزیابی تلفیقی زیست محیطی - اقتصادی صورت گرفته بتن حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس با نمره ی ۴۷/۶ در مقایسه با بتن متعارف با نمره ی ۵۲/۸، عملکرد نسبتاً بهتری را در دراز مدت نشان داده است.

موضوع قابل تأمل دیگر در زمینه ی به کارگیری فناوری نانو، نگرانی و عدم اطمینان زیاد در رابطه با تأثیرات این فناوری بر سلامتی بشر و محیط زیست است. در ارزیابی اثرات زیست محیطی محصولات نانو به روش LCA، تأثیرات سمیت این ذرات مورد نظر قرار نمی گیرد، چرا که فرض بر این است که خطرات سمی بالقوه، امری است که توسط سایر مزایای زیست محیطی و اقتصادی (شامل صرفه جویی در میزان مصرف مواد و انرژی) جبران نمی شود و لذا اگر مزایای نانو محصولات در طی چرخه ی عمر قابل توجه بود،

به عدم انجام مطالعاتی در خصوص اهمیت اثرات زیست محیطی در ایران، میزان اهمیت دو اثر گرمایش جهانی و کاهش سوخت های فسیلی مطابق با توصیه ی انجمن ملی استاندارد و تکنولوژی امریکا در نظر گرفته شده است. هم چنین بر اساس مطالعات انجمن مذکور در کشورهای در حال توسعه از جمله ایران میزان وزن بعد محیط زیست و اقتصاد در ارزیابی تلفیقی برابر هم در نظر گرفته می شود [10]. با داشتن نمرات زیست محیطی و اقتصادی به دست آمده، نتایج حاصل از ارزیابی تلفیقی زیست محیطی - اقتصادی در سناریوی اول و دوم مطابق جدول (۱۴) محاسبه خواهد شد:

جدول ۱۴ نتایج ارزیابی تلفیقی

	سناریوی اول	سناریوی دوم
IAScorej1	۲/۶۲۶	۱/۹۳۹
IAScorej2	۰/۰۴۲	۰/۰۳۸
EnvScorej	۲/۶۷	۱/۹۸
LCCj	۱۷۹,۱۲۳	۱۹۸,۳۳۷
Scorej	۵۲/۸	۴۷/۶

با توجه به نمرات ارزیابی تلفیقی زیست محیطی - اقتصادی به دست آمده، بتن حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس با نمره ی ۴۷/۶ در مقایسه با بتن متعارف با نمره ی ۵۲/۸، عملکرد بهتری را در دراز مدت نشان داده است.

بحث و نتیجه گیری

از موانع موجود بر سر راه انجام ارزیابی زیست محیطی چرخه ی عمر در فناوری های نو ظهور و در حال گسترشی چون فناوری نانو، کمبود آگاهی از به کارگیری مفهوم چرخه ی عمر، کمبود اطلاعات در رابطه با ورودی و خروجی های سیستم و اثرات هر یک از آنها می باشد. این امر باعث می شود که در اغلب موارد انجام LCA زمانی آغاز شود که فناوری

ارزیابی بیشتر در جهت استفاده‌ی گسترده از آن محصول باید ادامه یابد، در غیر این صورت بهتر است آن را متوقف کرد [14]. لذا به دلیل اثرات سمی بالقوه‌ی نانوسیلیس و اثرات ناشناخته‌ی آن در دوران بهره‌برداری از یک سو و اهمیت منافع کوتاه‌مدت در کنار منافع بلندمدت به منظور انتخاب گزینه‌ی بهینه در یک کشور در حال توسعه (مانند ایران) از سوی دیگر، با توجه به اختلاف اندک نمرات ارزیابی تلفیقی زیست‌محیطی-اقتصادی دو سناریو نمی‌توان بتن حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس را با قطعیت به عنوان گزینه‌ی مطلوب معرفی کرد و باید مصرف آن در بتن با تأمل بیشتری انجام شود.

مراجع

- ۱- قالیبافیان، م.، "توسعه‌ی پایدار و رسالت صنعت بتن و سیمان"، نشریه‌ی انجمن بتن ایران، شماره ۲۳، صفحه ۱۱، (۱۳۸۵).
- ۲- پیدایش، منصور، "بتن و تعامل آن با محیط‌زیست"، دومین کنفرانس بین‌المللی بتن و توسعه، تهران، (۱۳۸۴).
- ۳- اردستانی، پیمان، "اثرات زیست‌محیطی استفاده از نانوسیلیس در بتن"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، (۱۳۸۷).
- ۴- رمضانپور، ع.، فیروزمکان، ش.، عبادی، ت.، بهرامی، ح.، "تأثیر نانوسیلیس بر خواص مکانیکی و دوام بتن"، ششمین کنگره‌ی مهندسی عمران، سمنان، (۱۳۹۰).
- 5- Sobolove, K., Flores, I., Hermosillo, R., Torres-Martinez, L., "Nanomaterials and Nanotechnology for High-Performance Cement Composites", *Journal of American Concrete Institute*, No. 254, pp. 93-129, (2006).
- 6- Tobon, J. L., Restrepo, O. J., Paya, J. , "Comparative Analysis of Performance of Portland Cement Blended with Nano Silica and Silica Fume", *Dyna Magazine*, No.163, pp.37-48, (2010).
- 7- Karn, B., Woodrow, W., Aguar, P., "Nanotechnology and Life Cycle Assessment", US Environmental Protection Agency, Washington, D.C., (2007).
- 8- Rebitzer, G., Ekvall, T., Frischknecht, R., Hunkeler, D., Norris, G., Rydberg, T., Schmidt, W.P., Suh, S., Weidema, B.P., Pennington, D.W., "Life Cycle Assessment Part 1: Framework, Goal, Scope Definition, Inventory Analysis, and Applications", *Environment International*, No. 20, pp. 701-720, (2004).
- 9- Pennington, D.W., Potting, J., Finnveden, G., Lindeijer, E., Joliet, O., Rydberg, T., Rebitzer, G., "Life Cycle Assessment Part 2: Current Impact Assessment Practice", *Environment International*, No.30, pp. 721-739, (2004).
- 10- Bement, A. L. "BEES3.0 Technical Manual and User Guide, Building for Environmental and Economic Sustainability", National institute of Standards & Technology, Technology Administration, US Department of Commerce, Gaithersburg, MD 20899-8603, (2002).
- 11- Lippiatt, B, "BEES4.0 Technical Manual and User Guide, Building for Environmental and Economic Sustainability", National institute of Standards & Technology, Technology Administration, U.S. Department of Commerce, Gaithersburg, MD 20899-8603, (2002).

۱۲- عرب، گلناز، "تهیه‌ی فهرست چرخه‌ی عمر بازیافت سرباره‌ی کارخانجات ذوب آهن به‌منظور جایگزینی سیمان از نقطه‌نظر مصرف انرژی و انتشار گازهای گلخانه‌ای"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، (۱۳۸۹).

13-"AkzoNobel Report-Environmental", Adopted from: <http://www.akzonobel.com/eka>. Access Date: (2009).

14- Barbara Karn, Woodrow Wilson, Pilar Aguar, "Nanotechnology and Life Cycle Assessment", US Environmental Protection Agency, Washington D.C., (2007).

بررسی تأثیر اجرای اجزای مرزی در بهبود عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی پیش‌قالب‌بندی شده*

ابوذر جعفری^(۱)بهروز حسینی^(۲)

چکیده بررسی اثر محصورشدگی بتن بر عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی که با روش قالب‌بندی ماندگار ساخته می‌شوند، موضوع این مقاله است. به این منظور چند مدل ساختمانی با ارتفاع‌های مختلف و آرایش یکسان دیوارها، با و بدون در نظر گرفتن اثر محصورشدگی (اثر اجرای المان‌های مرزی)، مورد مطالعه قرار گرفته است. برای انجام مطالعات با به کارگیری نرم‌افزار PERFORM 3D، رفتار غیرخطی این سازه‌ها توسط اجزای محدود پوسته‌ای چندلایه‌ای دارای مقاطع الیافی مدل شد. در مدل اجزای محدود این مقاطع از دو نوع الیاف بتنی محصور شده و محصور نشده، برای مطالعه‌ی این اثر استفاده گردید. پس از مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی، عملکرد هر یک از نمونه‌ها در دو سطح خطر تعیین شده و نتایج مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که اجرای عناصر مرزی در این سیستم‌ها نه به‌طور چشمگیر بلکه تنها اندکی عملکرد لرزه‌ای را بهبود می‌بخشد؛ اما عامل محصورشدگی می‌تواند به‌طور قابل ملاحظه‌ای پارامترهایی چون نسبت شکل‌پذیری، بیشینه مقاومت محتمل و میزان اتلاف انرژی اعمال شده به سازه را افزایش دهد و رفتار لرزه‌ای این سیستم‌های سازه‌ای را بهبود بخشد.

واژه‌های کلیدی طراحی مبتنی بر عملکرد، سیستم دیوار باربر، محصورشدگی بتن، مدل‌سازی رفتار غیرخطی.

Effect of the Boundary Elements on the Seismic Performance of Permanent Shuttering Concrete Panel Structures

A. Jafari

B. Hassani

Abstract Study of the effect of confinement of concrete on the seismic performance and behavior of permanent shuttering concrete panel structures is the subject of this paper. For this purpose, a few building models with different heights, but similar planar layout of walls, with and without considering the effect of confinement, i.e. execution of boundary elements, are taken into consideration. For this study, the PERFORM 3D software is employed for the modeling of nonlinear behavior of these structures by the possibility of using a multi layer shell element with fiber sections. For finite element modeling of these sections two types of concrete fibers, confined and non-confined, are employed. After modeling and carrying out nonlinear analyses, performance of each of specimens at two different risk levels is determined. The obtained results indicate that although execution of the boundary elements in these structural systems does not considerably improve the seismic performance but the confinement is a major factor in improving some parameters such as ductility, the probable maximum strength and the loss of energy that have a positive influence on the seismic performance of the structure.

Key Words Performance Based Design, Bearing Wall System, Concrete Confining, Modeling of Nonlinear Behavior.

*تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱۱/۲۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۲/۱۵ می‌باشد.

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

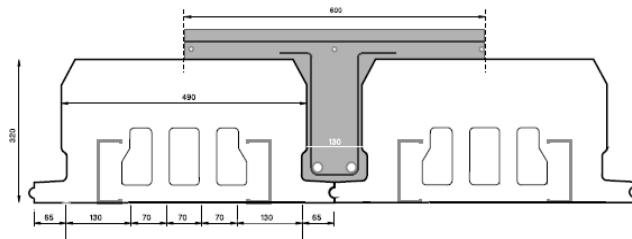
(۲) نویسنده‌ی مسؤول، دانشیار دانشکده‌ی مکانیک، دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

یکی از روش‌های ساخت و ساز که در چند دهه‌ی اخیر رو به توسعه می‌باشد، ساختمان‌سازی به روش قالب‌بندی ماندگار (Permanent Shuttering System) است. این روش یک روش نیمه پیش‌ساخته برای ساخت سازه‌های بتن‌آرمه است. اساس این سیستم استفاده از سازه‌ی بتن‌آرمه‌ی باربر در سقف و دیوار ساختمان و پارتیشن‌های پلی‌استایرن مسلح سبک، برای تیغه‌های غیرباربر می‌باشد. در این سیستم دیوارها در قالبی از پانل‌های پلی‌استایرن مسلح با مش‌های میلگرد بتن‌ریزی می‌گردند و قالب سقف‌ها نیز از پلی‌استایرن مسلح به صورت مجوف ساخته می‌شوند. کل پانل‌های دیواری، سقفی و پارتیشن‌ها در کارخانه آماده می‌شوند و برای نصب به محل اجرا حمل می‌گردند و پس از بتن‌ریزی در محل کارگاه، یک سازه بتن مسلح یکپارچه را تشکیل می‌دهند (شکل شماره ۱). در این سازه‌ها اعضای قابی باربر، نظیر تیر یا ستون، وجود ندارند و باربری ثقلی و جانبی تنها به وسیله‌ی دیوارها انجام می‌شود [1]. با توجه به بررسی‌های انجام گرفته بر روی این سیستم‌های سازه‌ای به‌خوبی روشن است که به‌علت یکپارچه بودن ساختار پانل‌های دیوار باربر در این سیستم‌ها و وجود میلگردهای عرضی و قطری مابین صفحات پلی‌استایرنی در لبه‌های پانل‌های دیوار امکان اجرای المان‌های مرزی نیست و وجود این نقص باعث می‌شود تا تامین سطوح بالای شکل‌پذیری در آن‌ها به‌سادگی صورت نگیرد. این مطلب در حالیست که انجام چند تغییر ساده در این پانل‌ها حتی در زمان نصب آن‌ها برای ساخت بنا این امکان را می‌دهد تا اجرای جزئیات مربوط به المان‌های مرزی به‌سادگی انجام شده و رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری از این سازه‌ها به‌دست آید [۲ و ۳].

در این مقاله منظور از المان‌های مرزی، اجزایی در امتداد لبه‌ی دیواره‌هاست که با آرماتورهای طولی و عرضی تقویت می‌شوند و با اجرای این المان‌ها امکان محصورسازی بتن به‌وجود می‌آید. در خصوص

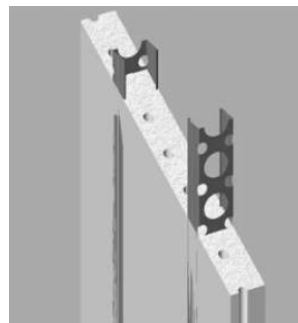
تغییراتی که در رفتار بتن، به‌خاطر آرماتورگذاری و خصوصاً آرماتورهای عرضی که باعث ایجاد محصورشدگی می‌شوند، تحقیقات بسیاری انجام شده و مدل‌های متعددی برای تنش - کرنش بتن محصورشده ارائه شده است که در همه‌ی آن‌ها افزایش مقاومت و افزایش حداکثر کرنش قابل تحمل بتن در نظر گرفته شده است [۴-۶]. با محصور کردن بتن، رفتار آن در مقایسه با بتن نامحصور تغییر می‌کند و این تغییر رفتار موجب تغییر قابل تأملی در رفتار غیرخطی کل ساختمان می‌شود. مطالعاتی بر روی این سیستم‌ها و سیستم‌های دال و دیوار دارای شباه سازه‌ای با پژوهش بر روی سطوح عملکردی سیستم‌های پانلی و دال و دیوار با شکل‌پذیری معمولی و متوسط [۷ و ۸] و ارزیابی رفتار لرزه‌ای آن‌ها [۹] انجام شده است اما پژوهشی در خصوص شناخت میزان تأثیر اجرای المان‌های مرزی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌هایی از این دست کم‌تر مورد توجه قرار گرفته است. برای دستیابی به این مهم، در این مقاله پس از در نظر گرفتن سازه‌ای نسبتاً واقعی با سیستم پانلی بتن مسلح با پلان متقارن و ساده‌سازی آن به‌منظور سهولت مطالعات، طراحی اولیه‌ی ساختمان‌ها در ۶، ۹ و ۱۲ طبقه در دو گروه با و بدون لحاظ کردن اثر اجزای مرزی براساس آیین‌نامه‌ی ACI 318-05 [10] و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۱] در نرم‌افزار ETABS صورت گرفته است. در مرحله‌ی بعد، پس از انتخاب نرم‌افزار مناسب دارای قابلیت تحلیل غیرخطی المان‌های پوسته‌ای بتنی (PERFORM 3D)، سازه‌های پانلی طراحی شده مجدداً در این نرم‌افزار مدل‌سازی گردیده و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی آن‌ها انجام شده است. پس از آن تحلیل آسیب‌پذیری و کنترل معیارهای پذیرش بر مبنای تحلیل‌های غیرخطی برای دو سطح خطر لرزه‌ای ۴۷۵ و ۲۴۷۵ ساله و در سه سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) انجام شده است.



(ب) المان پانل سقفی



(الف) المان دیوار باربر



(پ) المان پارتیشن

شکل ۱ عناصر مختلف سازه‌ای و غیرسازه‌ای در سیستم قالب‌بندی ماندگار

مدل‌های مورد مطالعه

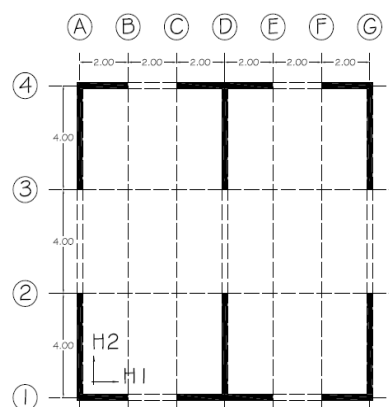
در این پژوهش همه‌ی مدل‌ها به صورت متقارن با پلان مربع شکل به ابعاد 12×12 متر انتخاب شده‌اند، که از ترکیب دیوارهایی با اشکال T و L به وجود می‌آیند. در طراحی مدل‌ها، این سیستم ساختمانی از نوع دیوارهای باربر قلمداد شده است و با توجه به ساختار پانل‌ها، سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی آن از نوع دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی فرض می‌شود. با توجه به نوع سیستم باربر جانبی، حداکثر ارتفاع براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران ۳۰ متر می‌باشد که در آخرین مدل، برای بررسی تأثیر لحاظ نکردن این محدودیت آیین‌نامه‌ای، ارتفاع آن ۱۰ متر بیش از حد مجاز یعنی ۴۰ متر در نظر گرفته شده است. تیرهای کوپله کننده در تمامی مدل‌ها در هر دو جهت از ارتفاعی برابر با ۱۲۰ سانتی‌متر برخوردارند. در این

مدل‌ها عرض بازشوها در دو جهت یکسان نیست و در جهت H2، دو برابر جهت H1 می‌باشد (شکل ۲). طراحی سازه‌ی این مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS 9.20 انجام شده است. سازه‌های مطالعه شده بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۱] و آیین‌نامه‌ی [10] ACI 318-05 تحلیل و طراحی شده‌اند. تعداد مدل‌های بررسی شده در این پژوهش ۶ مدل است که در دو گروه سه‌تایی با و بدون لحاظ کردن اثر اجرای اجزای مرزی مطالعه می‌شوند. تفاوت موجود در این دو گروه، استفاده از عناصر مرزی، موجود در لبه‌های پانل‌های دیوار، در سه مدل گروه دوم است. توجه به این نکته که این سیستم سازه‌ای از سطح شکل‌پذیری معمولی برخوردار است باعث می‌شود تا هیچ ضابطه‌ی خاصی برای طراحی لرزه‌ای و نیز الزامی به اجرای عناصر مرزی در این سیستم وجود

دستورالعمل دیوارها در هر دو جهت لاغر و رفتار غیرخطی آنها کنترل شونده با خمش خواهد بود. برای مدل سازی رفتار دیوارها از مدل اجزای محدود با المان های پوسته ای چندلایه استفاده می شود. در این پژوهش با استفاده از مقاطع موسوم به الیافی (Fiber section)، که می تواند برای تعریف سطح مقطع عرضی هر المان استفاده شود، مدل سازی رفتار غیرخطی دیوارها انجام گرفته است. برای این کار با به کارگیری یک چیدمان صحیح از الیاف بتنی و فولادی که می تواند از انواع مختلفی باشد و رفتار هر یک از آنها به صورت نمودارهای تنش-کرنش با دقت بالایی تعریف شده اند، سطح مقطع هر المان مدل سازی می شود. سپس با استفاده از این المان ها در لایه های مختلف، لایه ی مربوط به الیاف فولادی، لایه ی مربوط به الیاف بتنی و در نهایت لایه ی مربوط به رفتار برشی بتن، که هر یک بیانگر یکی از خواص مکانیکی و رفتاری بتن مسلح است، آنها را به صورت موازی به یکدیگر متصل و رفتار کلی یک دیوار را مدل سازی می کنیم. برای مدل سازی رفتار دیوارهای لاغر، از المان های دیوار برشی (Shear Wall Element) [13] نرم افزار PERFORM 3D Ver 4.01، استفاده می شود و در مورد رفتارهای خمشی و برشی در این دیوارها از المانی که ترکیبی از دو لایه ی خمشی-محوری و برشی است، استفاده شده است. این لایه ها در گره های المان ها به یکدیگر متصل می شوند و به صورت لایه هایی موازی با هم عمل می کنند. در این پژوهش از سه نوع لایه برای مدل سازی رفتار دیوارها استفاده شده که شامل لایه ی خمشی-محوری بتنی، لایه ی خمشی-محوری فولادی و لایه ی برشی بتن است.

خواص الیاف بتنی و فولادی. براساس نتایج و آزمایش های مختلف، کاپوس [14] رابطه ی تنش-کرنش را برای بتن محصور و بتن غیرمحصور ارائه داده

نداشته باشد و از این رو در نگاه اول اجرای این عناصر در این سیستم بی دلیل به نظر می رسد. اما در این تحقیق با در نظر گرفتن اثر اجرای عناصر مرزی در گروه دوم به بررسی تأثیر این عامل بر عملکرد و رفتار لرزه ای این سیستم سازه ای پرداخته شده است.



شکل ۲. پلان مدل های مورد مطالعه

ارتفاع و نام هر یک از مدل ها به صورت زیر است :

- ۱- 6S-U: با ارتفاع معادل ۲۰ متر و محصورشدگی لحاظ نشده.
- ۲- 6S-C: با ارتفاع معادل ۲۰ متر و محصورشدگی لحاظ شده.
- ۳- 9S-U: با ارتفاع معادل ۳۰ متر و محصورشدگی لحاظ نشده.
- ۴- 9S-C: با ارتفاع معادل ۳۰ متر و محصورشدگی لحاظ شده.
- ۵- 12S-U: با ارتفاع معادل ۴۰ متر و محصورشدگی لحاظ نشده.
- ۶- 12S-C: با ارتفاع معادل ۴۰ متر و محصورشدگی لحاظ شده.

مدل سازی رفتار غیرخطی

به منظور مدل سازی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی و تیرهای همبند مدل ها، از ضوابط دستورالعمل ASCE41-06 استفاده شده است [12]. با توجه به این

یا خردشدگی بالایی هستند، مثل لبه‌ها، مساحت الیاف در این نقاط را بسیار کوچک‌تر از سایر نقاط در نظر می‌گیریم. با این کار در حین افزایش نیرو، الیافی که در این نقاط قرار دارند، به‌علت دارا بودن مساحت کم‌تر، به‌سرعت گسیخته یا خرد می‌شوند و پدیده‌ی ترک‌خوردگی یا خردشدگی و انتقال محور خشای مقطع بتنی دیوار در سیکل‌های زمین‌لرزه با تقریب قابل قبولی مدل‌سازی خواهد شد. هم‌چنین لایه‌های خمشی-محوری بتنی و فولادی هر دو برای مدل‌سازی رفتار خمشی و محوری هستند و الیاف لایه‌های خمشی-محوری بتنی و فولادی صرفاً برای ارتفاع دیوار می‌باشند و در دو جهت دیگر، یعنی در طول دیوار و در امتداد عمود بر صفحه‌ی دیوار (Out of plane) مقطع الاستیک فرض می‌شود. لازم به ذکر است که در نواحی مرزی دیوارها، لبه‌های دیوار که با استفاده از آرماتورهای عرضی محصور کننده مسلح شده‌اند، با توجه به کیفیت محصورشدگی تأمین شده به‌وسیله‌ی آرماتورهای عرضی تعبیه شده برای این منظور، از الیافی که در شکل (۳-الف) با منحنی Confined مشخص شده استفاده می‌کنیم. در مورد سایر نقاط که محصورشدگی در آن وجود ندارد از الیافی که در شکل (۳-الف) با منحنی Unconfined مشخص شده استفاده می‌شود. در مورد رفتار کششی الیاف بتنی، که در شکل (۳-ب) نمایش داده شده است، منحنی رفتار در مورد هر دو ناحیه یکسان می‌باشد. همین رویه در خصوص تفاوت الیاف فولادی استفاده شده در قسمت اجزای مرزی و سایر قسمت‌های دیوار نیز رعایت شده است. لازم به ذکر است که لایه‌ی الیاف فولادی از این نظر استثنا شده‌است و از مدل‌سازی آرماتورهای عرضی محصور کننده در آن صرف نظر کرده‌ایم، اما اثر این آرماتورها بر رفتار الیاف فولادی و بتنی و هم‌چنین اثر آن‌ها بر لایه‌ی برشی بتن به‌صورت کامل لحاظ شده است.

است که در شکل (۳-الف) نشان داده شده است. برطبق مدل پیشنهادی کاپوس، منحنی تنش-کرنش تک‌محوری بتن از دو بخش تشکیل شده است. شاخه‌ی صعودی تا مقاومت فشاری حداکثر با استفاده از رابطه‌ی (۱) تعریف می‌شود که در آن f_c مقاومت فشاری بتن غیرمحصور و ϵ_{co} مقدار کرنش در تنش فشاری ماکزیمم بتن غیرمحصور است. شاخه‌ی نزولی یا نرم‌شوندگی کرنش به صورت یک خط راست است که با نرخ u در هر واحد کرنش کاهش می‌یابد و این پارامتر با استفاده از معادله‌ی (۲) تعریف می‌شود. در این معادله f_{cc} مقاومت فشاری بتن محصور، ρ_w نسبت حجمی فولادهای عرضی، b_c عرض هسته بتن محصور، s_w فاصله‌ی فولادهای محصورکننده، k شاخص محصورشدگی است که با استفاده از معادله‌ی (۳) محاسبه شده است و ϵ_{cco} کرنش در تنش فشاری ماکزیمم بتن محصور می‌باشد.

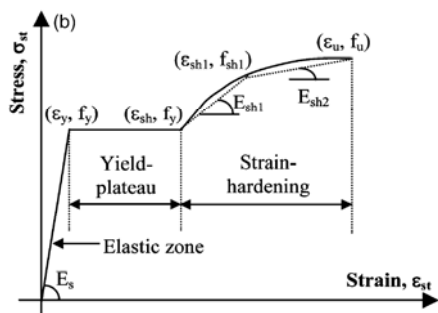
$$\sigma_c = f_c \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$u = \frac{0.5f_{cc}}{0.75\rho_w \sqrt{b_c / s_w} + \frac{3 + 0.29f_c / k}{145f_c / k - 1000} - \epsilon_{cco}} \quad (2)$$

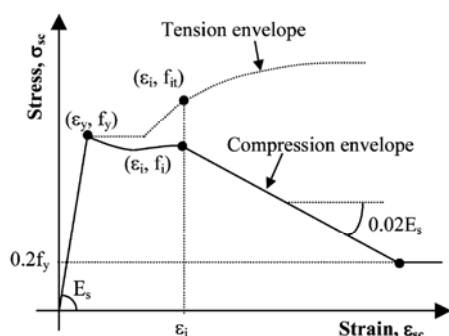
$$k = 1 + a \left(\rho_w \frac{f_y}{f_c} \right)^b \quad (3)$$

مقدار k به ρ_w ، مقاومت تسلیم فولادهای عرضی، f_y ، و مقاومت فشاری بتن غیرمحصور، f_c ، بستگی دارد. نسبت‌های تجربی a و b توابعی از مقدار فولاد عرضی است که مقادیر آن‌ها در شکل (۳-الف) آورده شده است. هم‌چنین در این تحقیق برای مدل‌سازی رفتار بتن تحت کشش از رابطه‌ی تنش-کرنشی که توسط ماندرو و همکاران [15] ارائه شده و در شکل (۳-ب) قابل مشاهده است، استفاده می‌شود. در این شکل E_c مدول الاستیسیته‌ی بتن مصرفی است. برای مدل‌سازی پدیده‌ی ترک‌خوردگی در مقاطع دیوار، با در نظر گرفتن نقاطی که دارای پتانسیل ترک‌خوردگی

می باشند.



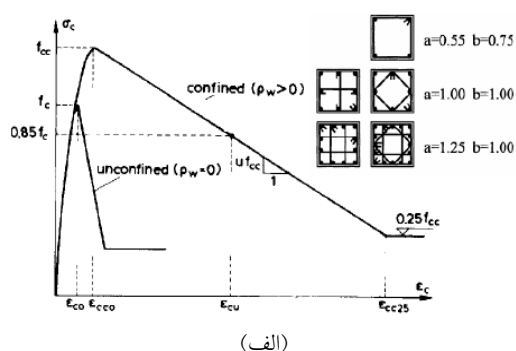
(الف)



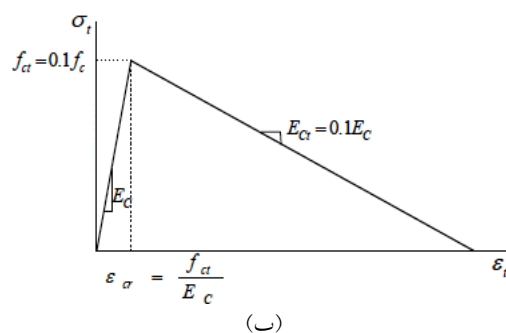
(ب)

شکل ۴: منحنی های تنش - کرنش تک محوری الیاف فولادی در حالت صرفاً کششی [16] (الف) و کششی - فشاری [17] (ب)

لایه ی برشی بتن. لایه ی سوم استفاده شده برای مدل سازی المان های دیوار، لایه ی برشی بتن است که فاقد الیاف می باشد. این لایه برای مدل سازی رفتار برشی در بتن مورد استفاده قرار گرفته است که در این مقاله به صورت غیرخطی فرض می شود [۹]. برای ساخت این لایه از دو پارامتر مدول برشی (G) و تنش برشی مقاوم بتن استفاده می شود. در تعیین ظرفیت برشی لایه ی برشی با توجه به دستورالعمل ASCE41-06 [12] از روش های موجود در آیین نامه ی ACI 318-05 [10] استفاده شده است و مقدار تنش برشی مقاوم لایه براساس پارامترهای مرتبط به آن 110 kg/cm^2 در نظر گرفته شده است. برای تعیین مدول برشی، با فرض $\nu = 0.25$ ، مدول برشی برابر $G = 0.4E$ می شود، که برای مصالح بتنی در حالت ترک



(الف)



(ب)

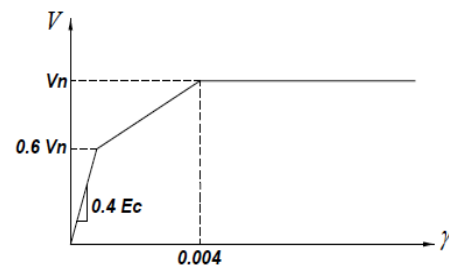
شکل ۳: منحنی های تنش - کرنش تک محوری الیاف بتنی در حالت صرفاً فشاری [14] (الف) و صرفاً کششی [15] (ب)

برای مدل سازی رفتار آرماتورهای فولادی از دو نوع الیاف فولادی کماتش پذیر و کماتش ناپذیر استفاده می شود. در المان های مرزی که فاصله ی خاموت های محصورکننده به حدی می رسد که آرماتورهای طولی اجازه ی کماتش پیدا نمی کنند از الیاف فولادی کماتش ناپذیر و در سایر نقاط از الیاف فولادی کماتش پذیر استفاده می شود. در الیاف فولادی کماتش پذیر منحنی رفتار مکانیکی قسمت کششی به صورت شکل (۴-الف) [16] و منحنی رفتار مکانیکی قسمت فشاری آن به صورت پوش فشاری نشان داده شده در شکل (۴-ب) [17] است. برای الیاف فولادی کماتش ناپذیر، که عمدتاً در نواحی المان های مرزی وجود دارند، منحنی رفتار مکانیکی قسمت کششی و فشاری یکسان است و هر دو منحنی به صورت نشان داده شده در شکل (۴-الف)

موضوع، تیرهای کوپله مدل‌های مورد بررسی دارای ظرفیت مقاومتی و شکل‌پذیری کافی برای کوپل کردن دو دیوار مجاور هم نیستند. لذا هم در طراحی اولیه‌ی سازه و هم در مدل‌سازی رفتار غیرخطی آن‌ها، فرض شده است که هر یک از دیوارها به‌صورت مستقل از دیوار مجاور عمل می‌کند. با توجه به مطالب گفته شده، طول هر دیوار در هر جهت مستقل در نظر گرفته شده است و ارتفاع ناحیه‌ی پلاستیک در هر دیوار برابر نصف طول همان دیوار در جهت مورد نظر یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کم‌تر باشد، لحاظ می‌شود.

مدل‌سازی غیرخطی در تیرهای کوپله کننده. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی در این تیرها هر دو رفتار غیرخطی محتمل که رفتار غیرخطی خمشی و برشی است در آن‌ها لحاظ می‌شود. در مدل‌سازی رفتار خمشی در تیرهای کوپله به‌جای استفاده از مفصل پلاستیک از اجزای تیر FEMA Beam (Element) استفاده می‌شود. اساس کار در این اجزا مدل دوران میله (Chord Rotation Model) است که در شکل (۶-الف) نشان داده شده است. مطلب کلیدی در مورد این مدل آن است که رابطه‌ی نیرو- تغییرشکل، به‌صورت لنگر دورانی انتهای عضو در مقابل دوران انتهای عضو است. با توجه به شکل (۶-ب) که بیانگر رابطه‌ی لنگر انتهایی عضو در مقابل دوران عضو است، می‌توان دید که سختی اولیه‌ی تیر با فرض وجود نقطه‌ی عطف آن در وسط، برابر با $6EI/L$ است و پس از آن رفتار غیرخطی است. اساساً در این مدل فرض بر آن است که نقطه‌ی عطف در وسط است. برای برآورد دقیق‌تر رفتار تیرهای کوپله در طول تیر از دو جزء تیر FEMA استفاده می‌شود. علت استفاده از این دو جزء در یک تیر امکان وجود لنگرهای متفاوت در دو انتهای تیر است. هم‌چنین با اینکار می‌توان مکان قرارگیری نقطه‌ی عطف را در جایی غیر از وسط تیر فرض کرد. در اجزای تیر FEMA ظرفیت تغییرشکل

نخورده تا تنش $0.6 V_n$ استفاده شده است. برای حالت ترک‌خورده مدول برشی قسمت غیرخطی را برابر 0.15 مدول برشی حالت الاستیک و کرنش متناظر نقطه‌ی تسلیم مصالح برشی این لایه را 0.004 فرض می‌کنیم [۲]. شکل (۵) منحنی تنش برشی- کرنش برشی استفاده شده برای مدل‌سازی رفتار لایه‌ی برشی را نشان می‌دهد.



شکل ۵ منحنی رفتار مصالح برشی به‌کار رفته در لایه‌ی برشی بتن [۹]

ناحیه‌ی پلاستیک دیوارها. با توجه به دستورالعمل ASCE41-06 [12] از آن‌جا که رفتار غیرخطی خمشی در دیوارهای برشی حاکم است، میزان دوران بالای ناحیه‌ی خمیری، واقع در انتهای عضو، ملاک ارزیابی این رفتار است. در این تحقیق برای ارزیابی میزان دوران در دیوارها از المان‌های دوران‌سنج نرم‌افزار استفاده شده است. این المان‌هایی چهارگروهی هستند که به گره‌های یک المان یا گروهی از المان‌های دیوار متصل می‌شوند و ارتفاع آن‌ها بر اساس طول ناحیه‌ی خمیری تعیین می‌شود. در دستورالعمل ASCE41-06، ارتفاع ناحیه‌ی پلاستیک را برابر نصف طول دیوار در جهت مورد نظر یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کم‌تر باشد، در نظر می‌گیرند. در تعیین طول ناحیه‌ی پلاستیک اگر تیرهای کوپله کننده بتوانند دو دیوار مجاور هم را به‌صورت کامل به‌هم کوپل کنند، طول دیوار را می‌توان برابر مجموع طول دیوارهای کوپله شده در نظر گرفت. چیدمان آرماتورهای موجود در پانل‌های پیش‌ساخته امکان اجرای آرماتورهای قطری و خاموت‌گذاری ویژه را نمی‌دهند. با در نظر گرفتن این

مقاومت برشی اسمی (V_n) استفاده می‌کند، از رابطه‌ای دو خطی تا مقاومت برشی اسمی استفاده شده است. رابطه‌ی نیروی برشی در مقابل دوران در قسمت اول با شیب بی‌نهایت به برشی معادل با نصف مقاومت برشی اسمی که با توجه به ضوابط ACI 318-99 محاسبه شده است رسیده و در قسمت بعدی به مقاومت برشی اسمی (V_n)، در دورانی معادل $\gamma_y = 0.004$ می‌رسد [13].

تحلیل‌های عددی

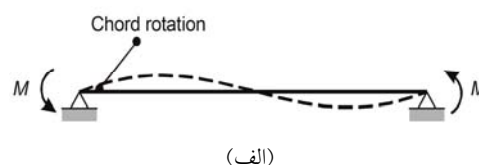
پس از انجام مدل‌سازی غیرخطی، مدل‌ها تحلیل می‌شوند. در این پژوهش دو نوع تحلیل به‌کار گرفته شده است؛ دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی. پس از انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، منحنی‌های برش پایه در برابر تغییر مکان نسبی نقطه‌ای از بام (که در این تحقیق مرکز جرم طبقه‌ی بام گرفته شده است) به‌دست می‌آید و با استفاده از این نمودارها ارزیابی و تعیین سطح عملکرد مدل‌ها انجام می‌پذیرد. این تحلیل‌ها از نوع کنترل تغییر مکان است، بدین صورت که با افزایش یکنواخت تغییر مکان، میزان افزایش نیرو برای ایجاد آن تغییر مکان محاسبه می‌گردد و این مقدار نیرو به سازه اعمال می‌شود. برای انتخاب الگوهای توزیع بار جانبی از ضوابط دستورالعمل ASCE41-06 استفاده شده است که عبارتند از:

۱- بار معادل جانبی (Equivalent Lateral Force) ELF

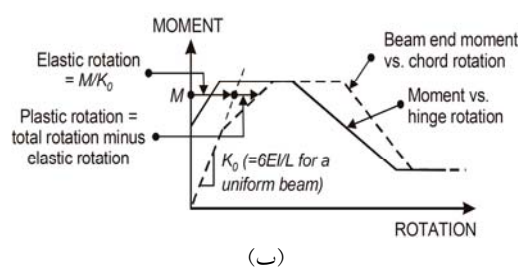
۲- بار گسترده یکنواخت (Uniform Load Distribution) ULD

برای بارگذاری ثقلی نیز در هر تحلیل طبق دستورالعمل ASCE41-06 بارهای ثقلی را به دو صورت کرانه پایین و بالای بارهای ثقلی بر مدل‌ها اعمال می‌کنیم، که این ترکیبات به‌ترتیب با Q_{G1} و Q_{G2}

به‌صورت میزان دوران میله تعریف می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی خمشی در تیرهای کوپله از ضوابط و جداول ارائه شده در دستورالعمل ASCE41-06 [12] استفاده شده است [13].



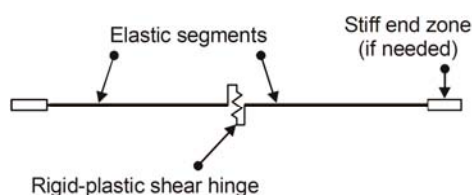
(الف)



(ب)

شکل ۶ مدل دوران عضو (الف) و لنگر انتهایی در مقابل دوران عضو در مدل دوران عضو و مقایسه‌ی آن با مدل مفصل پلاستیک (ب) [13]

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی برشی از مفاصل برشی پلاستیک صلب که در شکل (۷) نشان داده شده، استفاده می‌شود. در این مفاصل برای مدل‌سازی ظرفیت تغییر شکل مفصل از پارامتر تغییر شکل در امتداد مفصل برشی استفاده می‌شود.



شکل ۷ مدل مفصل برشی پلاستیک صلب [13]

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی برشی در تیرهای کوپله از ضوابط دستورالعمل ASCE41-06 استفاده شده است، با این تفاوت که در رابطه‌ی مقاومت برشی اسمی در مقابل دوران به‌جای استفاده از شکل ارائه شده در این دستورالعمل که از یک رابطه‌ی خطی تا

۲۸۰۰ ایران برای دو سطح خطر ۴۷۵ ساله و ۲۴۷۵ ساله به طور جداگانه مقیاس شده‌اند. شتاب‌نگاشت‌ها به صورت دو مؤلفه‌ی افقی هم‌زمان بر سازه اثر داده شده‌اند و حداکثر پاسخ‌های به دست آمده از این تحلیل‌ها مبنای تعیین سطح عملکرد نمونه‌ها بوده است. جدول ۱ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

شماره‌ی شتاب‌نگاشت	ایستگاه ثبت موقعیت / تاریخ	بیشینه شتاب (g) قبل از مقیاس شدن
LCN275-AT2	24 Luceme	0.721
LCN000-AT2	Landers - 1992	0.785
IZT180-AT2	Izmit	0.152
IZT090-AT2	Kocaeli - 1999	0.220
SSF205-AT2	San Francisco	0.105
SSF115-AT2	Loma Prieta - 1989	0.056

بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌ها

برای بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌ها ابتدا به نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اشاره شده است. در هر یک از این نمودارها منحنی‌های ظرفیت مربوط به هر دو جهت یک مدل در دو گروه محصور شده و کرانه‌ی بالای بار ثقلی گنجانده شده است. در این نمودارها همچنین تغییر مکان نسبی هدف در هر یک از سطوح خطر ۱ و ۲ و سطوح عملکردی (IO)، (LS) و (CP) به نمایش در آمده است. در منحنی‌های ظرفیت نشان داده شده، آن دسته از منحنی‌ها که با حرف "C" نمایش داده شده‌اند اشاره به گروهی از مدل‌ها دارند که در آن‌ها از بتن با مشخصات محصور شده استفاده شده است. آن دسته از منحنی‌ها که با عبارت "Un C" نمایش داده شده‌اند گروهی از مدل‌ها را نشان می‌دهند که در آن‌ها بتن معمولی بدون هیچ مشخصات ویژه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. در این نمودارها عملکرد

نمایش داده می‌شوند و هر یک از این ترکیبات با استفاده از روابط (۴) و (۵) محاسبه می‌شود:

$$Q_{G1} = 0.9 Q_D \quad (4)$$

$$Q_{G2} = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (5)$$

برای تعیین سطح عملکرد مدل‌ها از روش خطی‌سازی معادل (Equivalent Linearization Procedure)، ارائه شده در دستورالعمل FEMA 440 [18] که از اصلاح روش طیف ظرفیت به دست آمده، استفاده شده است. با توجه به این‌که هدف از این پژوهش تعیین سطح عملکرد تحت دو سطح خطر ۱ و ۲ دستورالعمل ASCE41-06 است، با استفاده از طیف موجود در این دستورالعمل و فرض خاک نوع II ($T_s = 0.5 S$) برای ساختگاه، تغییر مکان هدف برای دو سطح خطر محاسبه می‌شود. در تعیین سطح عملکرد مدل‌ها برای رسم طیف مربوط به سطح خطر ۱ ($EPA=0.35g$) و برای رسم طیف مربوط به سطح خطر ۲ ($EPA=0.55g$) لحاظ شده‌اند [19]. با توجه به زیاد بودن حجم اطلاعات هر یک از تحلیل‌ها در این قسمت تنها به نتایج حاصل از بارگذاری کران بالای بارهای ثقلی اشاره شده است.

در مرحله‌ی بعد تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، با هدف بررسی رفتار دقیق سازه به هنگام زلزله و با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا صورت می‌گیرد. برای انجام این تحلیل‌ها با استفاده از ضوابط مربوط به ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۱]، دستورالعمل ASCE41-06 و هم‌چنین ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکنونیک‌ی و به خصوص مشخصات لایه‌های خاک محل ساختگاه از سه جفت شتاب‌نگاشت که در جدول (۱) به آن‌ها اشاره شده است استفاده می‌شود [20]. این شتاب‌نگاشت‌ها با توجه به مشخصات ساختگاه و براساس ضوابط مندرج در ویرایش سوم استاندارد

محدوده‌ی افت مقاومت در نمونه‌های محصور شده سبب خواهد شد که رفتار لرزه‌ای نمونه‌های محصور شده شکل‌پذیرتر باشد و خرابی آن‌ها به‌صورت شکل‌پذیرتر و با سرعتی ملایم‌تر از گروه محصور نشده صورت گیرد.

با توجه به آنچه در پاراگراف قبل گفته شد می‌توان به این موضوع پی برد که عامل محصورشدگی می‌تواند بر دو عامل نسبت شکل‌پذیری و بیشینه مقاومت نقطه‌ی مکانیزم تأثیر بسزایی داشته باشد. این موضوع بر هر دو عامل فوق در هر دو جهت نمونه‌ها تأثیرگذار است و سبب افزایش آن‌ها خواهد شد که این افزایش می‌تواند به افزایش رفتار شکل‌پذیر و ضریب رفتار این سازه‌ها بیانجامد. نکته‌ی دیگری که وجود عامل محصورشدگی موجب افزایش آن خواهد شد افزایش ناحیه‌ی افت مقاومت در نمونه‌های محصور شده است که باعث به‌وجود آمدن یک شکست شکل‌پذیرتر در مدل‌های گروه محصور شده نسبت به گروه دیگر خواهد شد.

با نگاهی به تغییرمکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییرمکان‌های مربوط به سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) می‌توان دید که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) است و همچنین سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) بالاتر از سطح عملکرد جلوگیری از فرو ریزش (CP) است که می‌تواند عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را به‌طور کامل برآورده سازد.

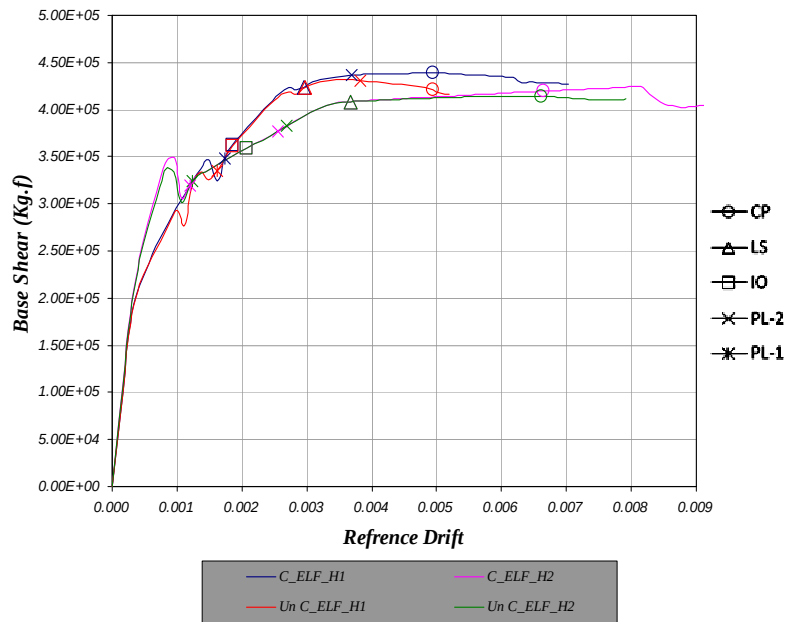
با توجه به اشکال (۱۰) و (۱۱) که مربوط به منحنی‌های نیرو- تغییرمکان مدل 9S است، می‌توان مشاهده نمود که بیشینه مقاومت مربوط به نقطه‌ی مکانیزم در جهت H1 نمونه‌ی محصور شده بالاتر از نمونه‌ی محصور نشده است، که این موضوع در جهت دیگر به چشم نمی‌خورد. در این جهت هم‌چنین

لرزه‌ای نمونه در سطح خطر-۱ با عبارت "PL-1" و عملکرد لرزه‌ای نمونه در سطح خطر-۲ با عبارت "PL-2" نشان داده شده است. سطوح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه "IO"، ایمنی جانی "LS" و جلوگیری از فروریزش "CP" نیز بر روی این منحنی‌ها نمایش داده شده‌اند.

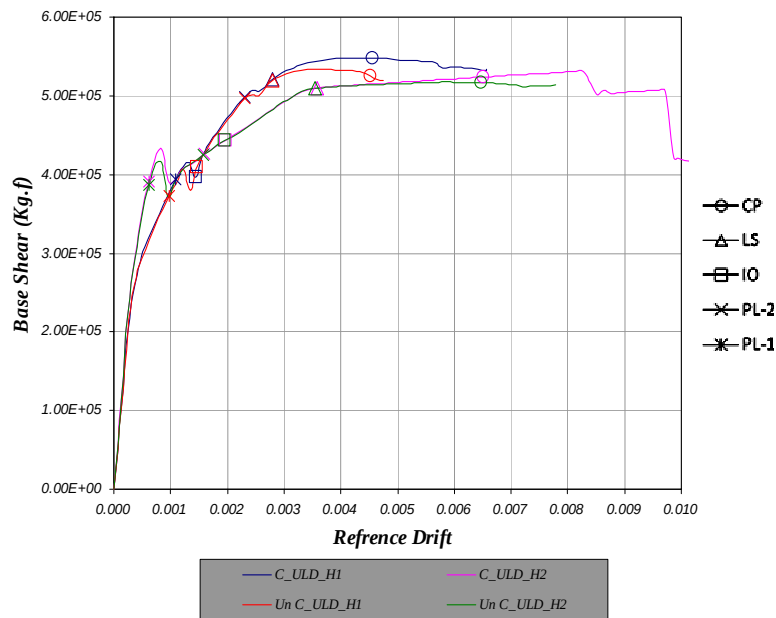
با نگاهی به شکل‌های (۸) و (۹) که مربوط به منحنی‌های نیرو- تغییرمکان مدل 6S است می‌توان مشاهده نمود که در این نمودارها و در تمامی الگوهای بارگذاری جانبی روندی یکسان بین تغییرات نمودارهای دو گروه محصور شده و محصور نشده در جریان است. در این اشکال تفاوت بین بیشینه مقاومت در نقطه‌ی پایانی نمودارهای گروه محصور شده و محصور نشده در جهت H1 که از سختی کم‌تری نسبت به جهت دیگر برخوردار است، بیش‌تر است. در این نمودارها می‌توان مشاهده کرد که نمونه‌های محصور شده از مقاومت بیشینه‌ی بالاتری، هر چند محدود، نسبت به نمونه‌های محصور نشده برخوردارند که می‌تواند نشان‌دهنده‌ی تأثیر عامل محصورشدگی بر رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها باشد. در این نمودارها با توجه به نقاط پایانی نمودارهای نیرو- تغییرمکان نمونه‌ها می‌توان مشاهده نمود که نمودارهای گروه محصور نشده در تغییرمکان نسبی بالاتری به نقطه‌ی مکانیزم خواهند رسید. این موضوع در جهت H1 بارزتر از جهت دیگر است. وجود این امر در حالی است که نمودارهای نیرو- تغییرمکان گروه محصور شده در جهت H2 دارای یک محدوده‌ی نسبتاً بزرگ زوال مقاومت است که این موضوع در نمودارهای مربوط به گروه محصور نشده به چشم نمی‌خورد. این امر در راستای H2 که از سختی بیش‌تری نسبت به جهت دیگر برخوردار است بیش‌تر است. هر چند که بیش‌تر بودن تغییرمکان نسبی نقطه‌ی مکانیزم سبب بالاتر بودن نسبت شکل‌پذیری در گروه سازه‌های محصور شده خواهد شد، اما بیش‌تر بودن

نسبت شکل پذیری و متعاقباً بالاتر بودن ضریب رفتار این نمونه‌ها در این راستا خواهد شد و به رفتاری شکل پذیرتر در این نمونه‌ها می‌انجامد.

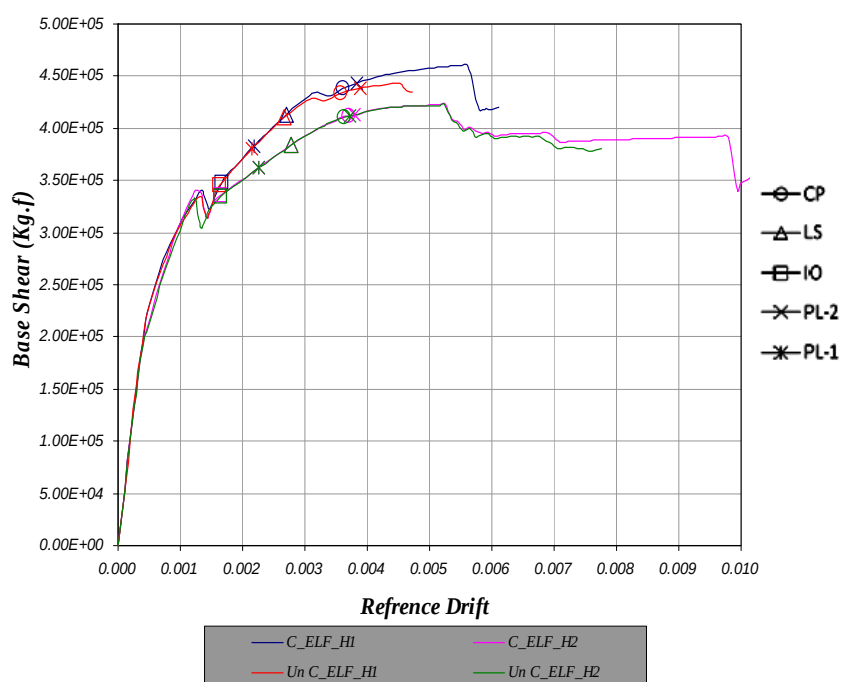
می‌توان مشاهده کرد که تغییر مکان نسبی نقطه‌ی مکانیزم در نمونه‌ی گروه محصورشده بیش‌تر از گروه محصورنشده است که این موضوع باعث بالاتر رفتن



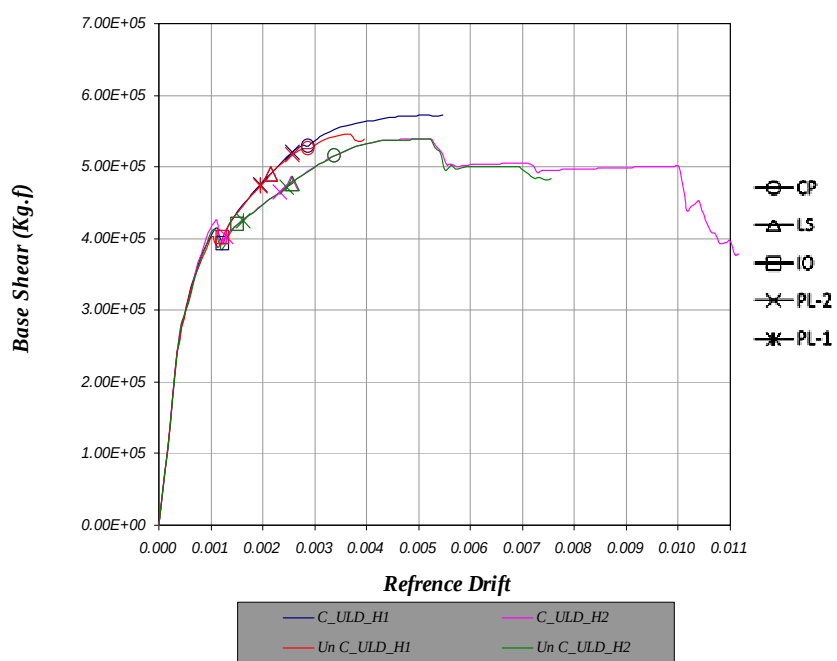
شکل ۸ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 6S در دو گروه برای الگوی بار ELF و بار ثقیل کران بالا



شکل ۹ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 6S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقیل کران بالا



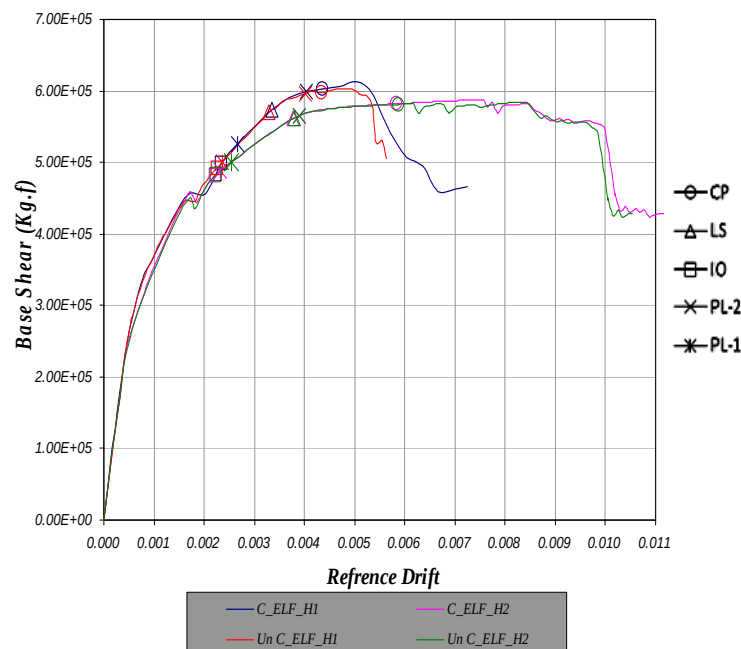
شکل ۱۰ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 9S در دو گروه برای الگوی بار ELF و بار ثقلی کران بالا



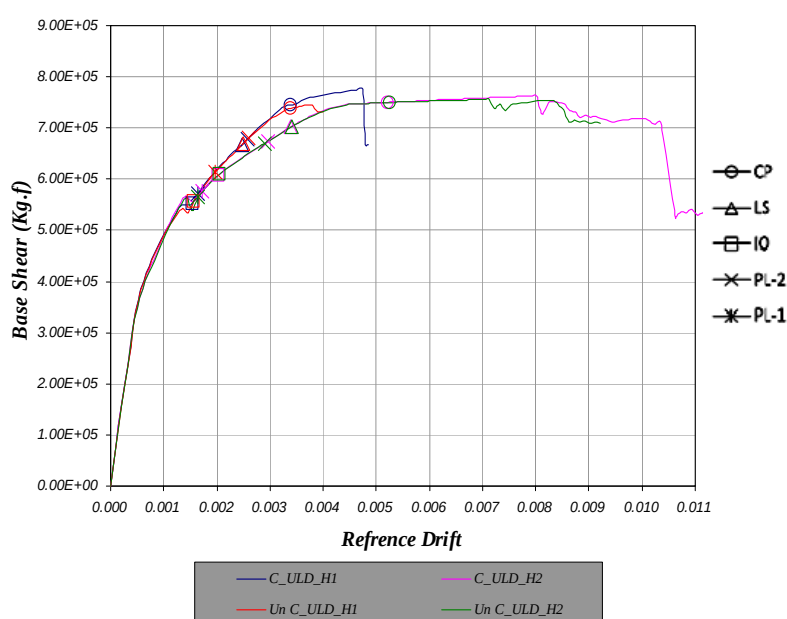
شکل ۱۱ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 9S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقلی کران بالا

با نگاهی به تغییر مکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییر مکان‌های مربوط به سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) ملاحظه می‌شود. که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) است و می‌توان گفت که عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را در این سطح خطر برآورده می‌سازد. سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) و در الگوی بارگذاری (ELF) پایین‌تر از سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) است، اما در دو الگوی دیگر نمونه‌ها شرایط سطح عملکرد (CP) را احراز می‌کنند. بنابراین در مجموع می‌توان گفت که این نمونه در سطح خطر (۱) شرایط سطح عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را برآورده می‌سازد اما در سطح خطر (۲) شرایط عملکرد پیش‌فرض محقق نمی‌شود و در مجموع این نمونه نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را احراز کند و نیاز به به‌سازی لرزه‌ای در آن‌ها ضروری به نظر می‌رسد.

نکته‌ی دیگری که در دو شکل (۱۰) و (۱۱) و در تمامی الگوهای بارگذاری به چشم می‌خورد، مساوی بودن تغییر مکان نسبی نقطه‌ی مکانیزم در جهت H2 در دو گروه محصور شده و محصور نشده است. این موضوع بیانگر مساوی بودن نسبت‌های شکل‌پذیری این نمونه در دو گروه است. اما با وجود این امر در جهت H2 نمونه‌ی گروه محصور شده دارای یک منطقه‌ی زوال مقاومت بارز است که رفتاری مناسب را برای زمان شکست این نمونه رقم می‌زند. وجود این ناحیه باعث می‌شود تا سازه در زمان آسیب‌دیدگی و رسیدن به نقطه‌ی مکانیزم رفتاری مناسب و شکل‌پذیر از خود نشان بدهد. بزرگ‌تر شدن پوش نیرو-تغییر مکان، که به بزرگ‌تر شدن مساحت زیر آن می‌انجامد، به معنی مستهلک شدن انرژی لرزه‌ای بیش‌تر است که رفتار لرزه‌ای نمونه‌های محصور شده را به‌تر و مناسب‌تر از نمونه‌های گروه محصور نشده خواهد کرد.



شکل ۱۲ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 12S در دو گروه برای الگوی بار ELF و بار ثقلی کران بالا



شکل ۱۳ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 12S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقیل کران بالا

شکل پذیری مدل‌ها کم‌تر از قبل می‌شود. این مطلب در حالیتیست که با افزایش ارتفاع این مدل، رفتار خمشی آن بارزتر از مدل‌های پیش شده و هر چند نمونه‌ها ارتفاعی بیش از آنچه در استانداردها توصیه شده دارند اما به دلیل این شکل‌پذیری بهتر رفتاری قابل قبول از خود نشان می‌دهند.

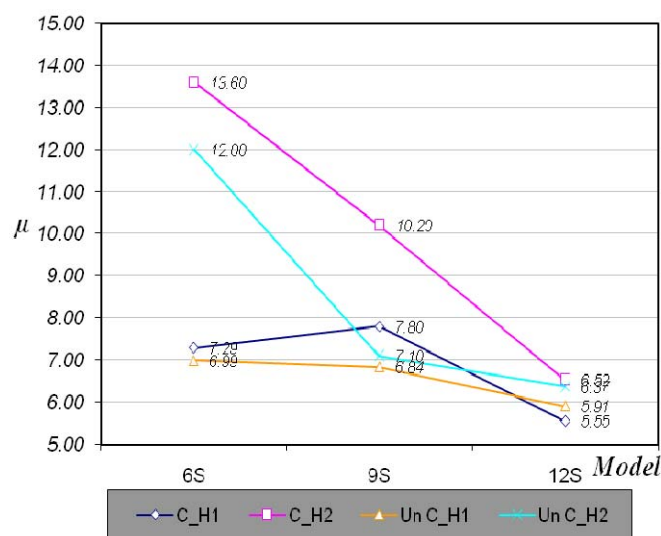
در این مدل نیز مثل دو مدل قبلی مساحت زیر نمودار نیرو- تغییر مکان در گروه نمونه‌های محصور شده بیش از گروه دیگر است. این موضوع بخصوص در راستای H2 که از سختی بالاتری نسبت به راستای دیگر برخوردار است به وضوح قابل مشاهده است. وجود این امر باعث می‌شود انرژی بیشتری توسط سازه مستهلک شود تا بدین وسیله سازه رفتاری شکل‌پذیرتر از خود نشان بدهد. در این مدل این موضوع کم‌تر از دو نمونه‌ی قبلی به چشم می‌خورد و می‌توان به این نتیجه رسید که با افزایش ارتفاع تأثیر پارامتر محصورشدگی بر شکل‌پذیری و استهلاک انرژی کم‌تر از قبل خواهد بود. اشکال (۱۲) و (۱۳) هم چنین نشان می‌دهند که عامل محصورشدگی هم چنان باعث به وجود آمدن منطقه‌ی افت مقاومت

با توجه به اشکال (۱۲) و (۱۳) که مربوط به منحنی‌های نیرو- تغییر مکان مدل 12S است می‌توان مشاهده نمود که بیشینه مقاومت این مدل در هر دو جهت و در تمامی الگوهای بارگذاری تقریباً یکسان است. این مطلب در حالیتیست که در برخی از الگوهای بارگذاری این مقدار در نمونه‌های مربوط به گروه محصورشده اندکی بزرگ‌تر است اما تأثیر آن به حدی نیست که بتوان آن را پارامتری تعیین کننده و تأثیرگذار دانست. با توجه به این موضوع می‌توان گفت در این نوع از سازه‌ها با افزایش ارتفاع، اثر پدیده‌ی محصورشدگی بر بیشینه مقاومت نقطه‌ی مکانیزم کم‌تر از سایر نمونه‌های بررسی شده با ارتفاعی کم‌تر است.

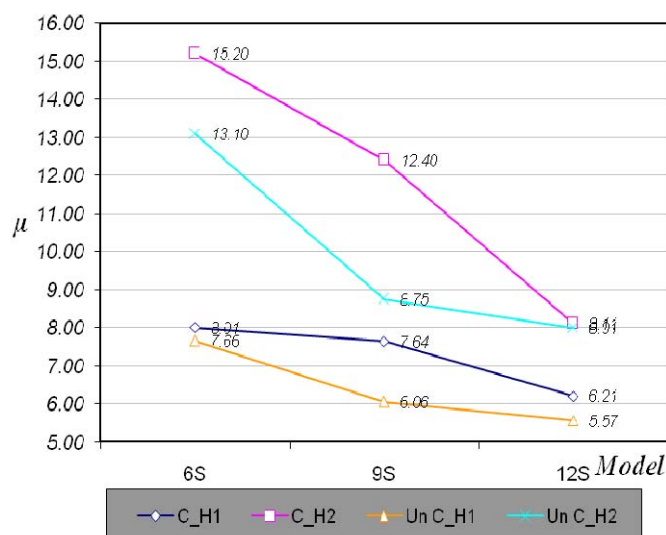
با توجه به منحنی‌های نیرو- تغییر مکان نمونه‌ی 12S می‌توان مشاهده کرد که فاصله‌ی میان نقطه‌ی مکانیزم در دو گروه نمونه‌ی 12S کم‌تر از سایر نمونه‌ها است و نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع تأثیر این عامل نیز کاهش می‌یابد. هرچند فاصله‌ی میان این نقاط در دو گروه هنوز هم به قوت خویش باقی است اما کاهش این فاصله در این مدل نشان می‌دهد که با زیاد شدن ارتفاع در این سیستم‌ها تأثیر محصورشدگی بر

سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) می‌توان دید که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) است و همچنین سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) بالاتر از سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) است که می‌تواند عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را به‌طور کامل برآورده سازد.

بارزی در انتهای نمودارهای نیرو- تغییرمکان راستای H2 می‌شود که این پدیده به بروز شکستی شکل‌پذیر و غیر ترد در این گروه خواهد انجامید. این امر در حالیکه در راستای دیگر نمونه‌ها شکست از نوع ترد خواهد بود. با نگاهی به تغییرمکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییرمکان‌های مربوط به



شکل ۱۴ نسبت‌های شکل‌پذیری نمونه‌ها در دو جهت برای الگوی بار جانبی ELF و بار ثقلی کران بالا



شکل ۱۵ نسبت‌های شکل‌پذیری نمونه‌ها در دو جهت برای الگوی بار جانبی ULD و بار ثقلی کران بالا

با بررسی نسبت‌ها در نمونه‌ی 12S می‌توان به این موضوع پی برد که با بالا رفتن ارتفاع در این سیستم‌های سازه‌ای از تأثیر عامل محصورشدگی کاسته می‌شود. با بررسی شکل‌های موجود می‌توان دید که کم‌ترین تفاوت میان نسبت‌های دو گروه محصور شده و نشده در نمونه‌ی 12S قابل مشاهده است. روند تغییرات به‌گونه‌ای است که با افزایش ارتفاع از تأثیر عامل محصورشدگی به‌طور چشمگیری کاسته می‌شود. در نهایت می‌توان گفت عامل محصورشدگی بر رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها تأثیر مثبتی دارد که این تأثیر با افزایش ارتفاع به‌خصوص در راستایی که از سختی و بار ثقلی کم‌تری برخوردار است، به‌طور چشمگیری کاهش می‌یابد.

پس از تفسیر نتایج مربوط به تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به تحلیل نتایج آنالیزهای دینامیکی غیرخطی پرداخته شده است. در جداول ارائه شده که مربوط به نتایج آنالیزهای دینامیکی غیرخطی هستند، نسبت‌های نیاز به ظرفیت برای دو سطح خطر (۱) و (۲) ارائه شده‌اند. نسبت‌های مربوط به سطح خطر (۱) با لحاظ کردن معیارهای پذیرش سطح عملکرد (LS) است و نسبت‌های مربوط به سطح خطر (۲) با لحاظ کردن معیارهای پذیرش سطح عملکرد (CP) می‌باشد. در این تحلیل‌ها نتایج موجود وابسته به جهت نیستند زیرا در هر آنالیز از یک جفت شتاب‌نگاشت که در دو جهت به سازه اعمال می‌شود استفاده شده است. هم‌چنین نسبت‌های ارائه شده به آن دلیل که آنالیزها با استفاده از سه جفت شتاب‌نگاشت انجام می‌شود، ماکزیمم جواب‌های موجود در نظر گرفته شده‌اند. تحلیل‌ها در دو بارگذاری ثقلی کران بالا و کران پایین صورت گرفته است و شتاب‌نگاشت‌ها نیز همانگونه که در فصل قبل گفته شد، برای دو سطح خطر (۱) و (۲) استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند تا سطوح عملکرد نمونه‌ها برای این دو سطح تعیین شود.

با نگاهی به اشکال (۱۴) و (۱۵) می‌توان به این مطلب پی برد که بیشترین تأثیر پدیده‌ی محصورشدگی بر نسبت شکل‌پذیری که یکی از کلیدی‌ترین پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار لرزه‌ای سازه است در نمونه‌ی 9S رخ می‌دهد. در این اشکال می‌توان مشاهده کرد که تفاوت میان نسبت‌های شکل‌پذیری مربوط به جهت H1 که از سختی بالاتری نسبت به جهت دیگر برخوردار است علی‌الخصوص در مدل 9S از دو نمونه‌ی دیگر بالاتر است. با نگاهی دیگر به اشکال این بخش می‌توان مشاهده کرد که نسبت‌های شکل‌پذیری مربوط به نمونه‌ها با افزایش ارتفاع شروع به کاهش می‌کند و کم‌ترین مقدار این نسبت مربوط به نمونه‌ی 12S با ارتفاعی بیش از دو نمونه‌ی دیگر است. هم‌چنین بیش‌ترین نسبت نیز در نمونه‌ی 6S با کم‌ترین ارتفاع قابل مشاهده است.

اشکال این بخش هم‌چنین روند تغییرات نسبت‌های شکل‌پذیری را نشان می‌دهند. با نگاهی به این اشکال و روند تغییرات این نسبت آنچه به وضوح پیداست تأثیر بیش از پیش پدیده‌ی محصورشدگی بر نسبت‌های شکل‌پذیری نمونه‌ی 9S است. در این اشکال می‌توان دید که نسبت‌های مربوط به دو گروه محصور شده و محصور نشده مدل 6S در تمامی الگوهای بارگذاری جانبی دارای یک تفاوت آشکار است. نسبت‌های مربوط به گروه محصور شده در هر دو جهت تفاوت آشکاری با همین نسبت‌ها در گروه محصور نشده دارند. از بررسی بیش‌تر نسبت‌های این نمونه می‌توان به تأثیر بسیار مثبت محصورشدگی بر نسبت شکل‌پذیری نمونه‌ها پی برد. با بررسی نسبت‌های مربوط به مدل 9S نیز می‌توان دید که در این مدل تأثیر عامل محصورشدگی بیش از دو نمونه‌ی دیگر است. دلیل این امر را می‌توان در کاهش اثر ظرفیت مقاومتی و افزایش اثر ظرفیت شکل‌پذیری در بهبود رفتار لرزه‌ای این مدل دانست. با توجه به این امر می‌توان به تأثیر بیش از پیش محصورشدگی در این نمونه پی برد.

جدول ۲ DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 6S-C و 6S-U در سطوح خطر (I) و (II)

مدل		6S-C		6S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.526	0.463	1.224	0.877
	Performance.Level	IO~LS	>IO	LS~CP	IO~LS
سطح خطر (II)	DCR	0.283	0.311	0.275	0.35
	Performance.Level	IO~LS	IO~LS	IO~LS	IO~LS

جدول ۳ DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 9S-C و 9S-U در سطوح خطر (I) و (II)

مدل		9S-C		9S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.20	0.45	0.22	0.45
	Performance.Level	>IO	>IO	>IO	>IO
سطح خطر (II)	DCR	0.32	0.503	0.33	0.52
	Performance.Level	>IO	IO~LS	>IO	IO~LS

جدول ۴ DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 12S-C و 12S-U در سطوح خطر (I) و (II)

مدل		12S-C		12S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.168	0.262	0.204	0.327
	Performance.Level	>IO	>IO	>IO	>IO
سطح خطر (II)	DCR	0.321	0.618	0.352	0.63
	Performance.Level	>IO	IO~LS	IO~LS	IO~LS

بالتر از (IO) هستند و همین نسبت‌ها نشان می‌دهند که این نمونه‌ها در سطح خطر (۲) دارای سطح عملکردی بیش از (LS) هستند، که در مجموع عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را تأمین می‌کند. با نگاهی به نتایج موجود در جدول (۲) می‌توان مشاهده کرد که مدل مربوط به گروه محصور شده در هر دو سطح خطر (۱) و (۲) می‌تواند شرایط مربوط به عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را احراز کند. اما در رابطه با نمونه‌ی مربوط به گروه محصور نشده شرایط

با بررسی نتایج جداول (۲) تا (۴) به‌جز در نسبت‌های ارائه شده برای سطح خطر (۱) دو گروه نمونه‌ی 6S، در تمامی موارد نسبت‌های مربوط به بار ثقلی کران بالا نتایج بحرانی‌تری را برای تعیین سطح عملکرد نمونه‌ها نشان می‌دهد.

با توجه به مقادیر DCR (جداول ۲ تا ۴) می‌توان دید که مدل‌های 9S و 12S تحت هر دو الگوی بار ثقلی و در هر دو جهت، تحت زلزله‌ی طرح استاندارد ۲۸۰۰ یا همان سطح خطر (۱)، دارای سطح عملکردی

در نظر گرفتن اثر محصورشدگی (اثر اجرای المان‌های مرزی)، مورد مطالعه قرار گرفته است. رفتار غیرخطی المان‌های سازه‌ای این سیستم توسط اجزای محدود پوسته‌ای چند لایه دارای مقاطع الیافی مدل شدند. در مدل اجزای محدود این مقاطع از دو نوع الیاف بتنی محصور شده و نشده و الیاف فولادی کمانش‌پذیر و کمانش‌ناپذیر برای مطالعه‌ی اثر محصورشدگی استفاده گردید. پس از مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی، عملکرد هر یک از نمونه‌ها در دو سطح خطر تعیین شدند. نتایج بررسی‌های انجام شده به اختصار در ذیل آمده است:

۱- نمونه‌های 6S و 12S در هر دو گروه محصور شده و محصور نشده با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در سطوح خطر (۱) و (۲) عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را دارا هستند اما مدل 9S در سطح خطر (۱) و در هر دو گروه دارای عملکرد پیش‌فرض این استاندارد است و در سطح خطر (۲) نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش‌فرض این استاندارد را دارا باشد.

۲- نمونه‌های 9S و 12S در هر دو گروه محصور شده و محصور نشده با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در سطوح خطر (۱) و (۲) عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را دارا هستند. مدل 6S در گروه محصور شده در هر دو سطح خطر، عملکردهای پیش‌فرض این استاندارد را دارا است ولی تنها در گروه محصور نشده و در سطح خطر (۲) دارای شرایط عملکرد پیش‌فرض می‌باشد. این نمونه در سطح خطر (۲) نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش‌فرض این استاندارد را احراز کند.

۳- محصورشدگی چه در آنالیزهای دینامیکی و چه در آنالیزهای استاتیکی غیرخطی نمی‌تواند به‌صورت پارامتری تعیین‌کننده و مؤثر بر سطح عملکرد سیستم‌های سازه‌ای پانلی باشد و وجود یا

به‌گونه‌ای دیگر است. در این نمونه نسبت مربوط به بار ثقلی کران پایین عدد ۱/۲۲۴ است که نشان‌دهنده‌ی ناکافی بودن ظرفیت این مدل برای دارا بودن سطح عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ در سطح خطر (۱) است. این نمونه در سطح خطر (۲) رفتاری مناسب دارد و عملکرد آن بین دو سطح عملکرد (IO) و (LS) می‌باشد.

عدم تعیین‌کننده بودن عامل محصورشدگی بر عملکرد نمونه‌های سازه‌ای بررسی شده از آن‌جا ناشی می‌شود که معیار پذیرش استفاده شده در این دو گروه یکسان فرض می‌شود بنابراین تنها تفاوت موجود در این دو گروه به تفاوت موجود در ساختار آن‌ها خلاصه می‌شود. وجود این تفاوت در ساختار دو گروه به ایجاد تفاوت‌هایی در نسبت‌های شکل‌پذیری، بیشینه مقاومت متحمل و یا توانایی اتلاف انرژی لرزه‌ای بیش‌تر می‌انجامد که هیچ یک از آن‌ها در نتایج ارائه شده در جداول (۲) تا (۴) بررسی نشده‌اند. اما همان‌طور که در بخش‌های قبلی نیز بررسی شد این پارامترها در نمونه‌های گروه محصور شده به‌طور چشمگیری افزایش می‌یابند به‌طوری که می‌توان محصورشدگی را عاملی تعیین‌کننده در بهبود رفتار لرزه‌ای این سیستم‌های سازه‌ای دانست. در مجموع از بررسی نتایج حاصل از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی می‌توان به این نتیجه رسید که این نمونه‌ها در گروه محصور شده از نسبت‌های نیاز به ظرفیت کم‌تری در مقایسه با گروه محصور نشده برخوردارند اما این تفاوت به اندازه‌ای نیست که بتوان پدیده‌ی محصورشدگی را عاملی تعیین‌کننده در عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها دانست.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق اثر محصورشدگی بتن بر عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی پیش‌قالب‌بندی شده بررسی شدند. به این منظور چند مدل ساختمانی با ارتفاع‌های مختلف و آرایش یکسان دیوارها، با و بدون

در حالت محصور نشده دچار مکانیزم می شود به این نقطه می رسد. هم چنین این عامل می تواند تأثیر قابل ملاحظه ای بر نسبت شکل پذیری داشته باشد و آن را افزایش دهد.

۶- عامل محصورشدگی با افزایش ارتفاع، اثر تعیین کننده خود را از دست می دهد و کم اثرتر می شود. با زیاد شدن ارتفاع نمونه ها پارامترهایی چون نسبت شکل پذیری و بیشینه مقاومت محتمل در دو گروه محصور شده و محصور نشده دارای اختلافی اندک می شوند.

عدم وجود آن نمی تواند عملکرد لرزه ای این سازه ها را به طور چشمگیری ارتقا دهد. اما ذکر این نکته الزامی است که محصورشدگی می تواند اندکی عملکرد سازه ها را بهبود بخشد.

۴- محصورشدگی می تواند به طور چشمگیری بر رفتار لرزه ای این سازه ها تأثیر بگذارد و رفتار لرزه ای این سازه ها را تا حد چشمگیری ارتقا دهد.

۵- محصورشدگی، بیشینه مقاومت محتمل را در سازه افزایش می دهد و سازه در مقاومتی بیش تر از آنچه

مراجع

1. Hassani, B. and Jafari, A., "An Investigation on the Seismic Performance of Reinforced Concrete Panel Structures", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, Vol. 13, NO. 2, PP. 181-193, (2012).
۲. جعفری، ا.، "بررسی لرزه ای سازه های پانلی"، پایان نامه ی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، (۱۳۸۷).
۳. حسنی، ب. و جعفری، ا.، "بررسی تأثیر اجرای اجزای مرزی در بهبود عملکرد و رفتار لرزه ای سازه های پانلی پیش قالب بندی شده"، طرح پژوهشی نوع ۲ (کاربردی)، شماره ۱۵۰۱۷، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، (۱۳۸۹).
4. Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., "Analytical model for concrete confinement in tied columns", *ASCE Journal of Structural Division*, 108(ST12), PP. 2703-2722., (1982).
5. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8), PP. 1804-1826., (1988).
6. Saatcioglu, M., Razvi, S., "Confinement model for high strength concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 125(3), PP. 281-289., (1999).
۷. حسنی، ب. و جعفری، ا.، "بررسی رفتار لرزه ای ساختمان های پانلی بتن مسلح"، فصل نامه ی علمی- پژوهشی فناوری آموزش، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، سال سوم، جلد ۳، شماره ۲، ۹۹-۱۰۸، (۱۳۸۷).
۸. تهرانی زاده، م. و عزیززاده، ش.، "تعیین سطح عملکردی سازه دال و دیوار بتنی طراحی شده براساس استاندارد ۲۸۰۰"، چهارمین همایش ملی نگرشی بر آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، ایران، (۱۳۸۸).
۹. میرقادر، س. ر.، سروقدمقدم، ع. و یوسف پور، ح.، "ارزیابی رفتار لرزه ای غیرخطی و مؤلفه های ضریب رفتار ساختمان های بتن مسلح ساخته شده با کاربرد قالب های تونلی"، چهارمین همایش ملی نگرشی بر آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، ایران، (۱۳۸۸).
10. American Concrete Institute, ACI 318-05, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI 318R-05", Farming Hills, MI, USA, (2005).

۱۱. آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله‌ی ایران (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ایران)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ض-۲۵۳، (۱۳۸۴).
12. American Society of Civil Engineers, ASCE41-06, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE, Reston, Virginia, (2007).
13. Computers & Structures Inc., "PERFORM Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE", University Ave. Berkeley, USA, (2006).
14. Kappos, A., "Analytical prediction of collapse earthquake for RC buildings: suggested methodology", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, PP. 167-176, (1991).
15. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., "Observed stress-strain behavior of confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8), PP. 1827-1849, (1988).
16. Dodd, LL. and Restrepo-Posada, JI, "Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel", *J Struct Eng*, ASCE, 121, PP. 33-45, (1995).
17. Monti, G. and Nuti, C., "Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling", *J Struct Eng*, ASCE, 118, PP. 68-84, (1992).
18. Federal Emergency Management Agency, FEMA 440, "Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedures", Building Seismic Safety Council, Washington D.C., (2005).
19. Ghodrati Amiri, G., and Razavian Amrei, A., "Seismic Hazard of Tehran based on seismic rehabilitation code for existing building in Iran", *First European Conf on earthquake engineering and seismology*, Switzerland, (2006).
20. <http://peer.berkeley.edu/smcat/>

بررسی آزمایشگاهی و عددی اثر جایگزینی خاموت‌های دست‌ساز ساخته شده از الیاف FRP به جای خاموت‌های فلزی در تیرهای بتن مسلح*

محمد کاظم شربتدار^(۱) احمد دالوند^(۲) ابوذر حمزه نژادی^(۳)

چکیده در بسیاری از سازه‌های امروزی به‌خصوص در سازه‌هایی که در سواحل دریا ساخته می‌شوند بحث خوردگی آرماتورها و کاهش ظرفیت سازه برای تحمل بارهای ثقلی و جانبی یک موضوع جدی می‌باشد. استفاده از الیاف پلیمری FRP تا حدودی می‌تواند این مشکل را مرتفع سازد. در مقاله‌ی حاضر یک تحقیق آزمایشگاهی و عددی بر روی اثر جایگزینی خاموت‌های ساخته شده از الیاف FRP به جای خاموت‌های فلزی تحت بارگذاری استاتیکی صورت گرفته است. به‌همین منظور سه نمونه تیر بتنی ساخته و تحت بارگذاری تک‌نقطه‌ای در وسط دهانه آزمایش گردید. از سه نمونه تیر یک تیر به‌عنوان مرجع دارای خاموت فلزی و دو تیر دیگر دارای خاموت ساخته شده از الیاف FRP در محل کارگاه بودند. آرماتورهای طولی همه‌ی نمونه‌ها فلزی بودند. ضمناً دو تیر آزمایشگاهی دارای خاموت فلزی و FRP به‌وسیله‌ی نرم‌افزار المان محدود ANSYS مدل‌سازی گردید و پس از اعتبارسنجی، دو گروه تیر بتنی دیگر نیز مدل‌سازی و تحلیل شد. نتایج حاصل نشان دادند که خاموت‌های FRP دارای عملکرد ظرفیت برشی مناسبی در مقایسه با خاموت‌های فلزی بودند و در مواردی کرنش نهایی خاموت‌های ساخته شده از FRP تا ۰/۸ درصد نیز رسید که دو برابر مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ها برای طراحی این‌گونه سازه‌های بتنی با الیاف کامپوزیت می‌باشد.

واژه‌های کلیدی خوردگی، تیر بتن مسلح، خاموت FRP، المان محدود، عملکرد برشی.

Experimental and Numerical Investigation of Replacing Steel Stirrups with FRP Rebars Concrete in Beams

M.K.Sharbatdar A.Dalvand A.Hamzenezhadi

Abstract Today, corrosion in reinforcements is an important issue in many structures, especially those made in off-shore, resulting of reduction of the structural capacity under gravitational and lateral loads. Using FRP polymer can reduce this effect to some extents. A numerical and experimental investigation has been conducted on three different concrete beams to find out the effect of replacing steel stirrups with FRP ones under static loading. So, three beams were tested under concentrated loading on the middle of the span. One of the three beams, as the reference had steel stirrups, while the other two contained in-place FRP made stirrups. Longitudinal steel reinforcements were used in all three specimens. Also, two different beams with steel and FRP stirrups were analyzed by finite element method in ANSYS. After calibration, two other groups of concrete beams were modeled and analyzed. The results demonstrated that FRP stirrups had the better shear capacity performance compared to steel stirrups and the final strain in FRP stirrups reached %0.8 which is two times of the value suggested by design code provisions.

key Words Structural Capacity, FRP Polymer, Experimental Investigation, Steel Stirrups, FRP Made Stirrups, Concrete Beams, Shear Capacity

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱۱/۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۲/۲۷ می‌باشد.

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

(۲) دانشجوی دکترا، مهندسی سازه، دانشگاه سمنان.

(۳) کارشناس ارشد، مهندسی سازه، دانشگاه سمنان.

مقدمه

یک سازه بتن آرمه‌ی معمولی که به میلگردهای فولادی مسلح است، چنانچه در زمان طولانی در مجاورت عوامل خوردنده نظیر نمک‌ها، اسیدها و کلرورها قرار گیرد، به دلیل خوردگی آرماتورها و خاموت‌های فلزی قسمتی از مقاومت خود را از دست خواهد داد. امروزه در مناطق دارای خاک خوردنده به منظور کاهش اثرات مضر مواد خوردنده بر سازه‌های بتنی از روش‌هایی نظیر کاهش نفوذپذیری بتن و عایق‌کاری سطح بتن استفاده می‌شود. روش‌های ذکر شده به‌تنهایی قادر به تأمین سلامت و دوام بتن نمی‌باشند. یک روش مناسب برای جلوگیری از کاهش مقاومت سازه استفاده از میلگردهای FRP می‌باشد. استفاده از میلگردهای ساخته شده از الیاف FRP در اشکال میلگرد طولی و خاموت به‌منظور استفاده در پل‌ها و ساختمان‌ها رو به افزایش می‌باشد [1-5]. هم‌چنین چندین آیین‌نامه‌ی طراحی به‌همین منظور ارائه گردیده است [6-9]. عامل مؤثر در انجام این تحقیقات عملکرد خوب الیاف FRP در محیط‌های خوردنده می‌باشد [6, 9]. استفاده از آرماتورهای طولی از جنس FRP به دلیل قیمت بالا در پروژه‌های کوچک چندان مقرون به صرفه نمی‌باشد. از طرفی میلگردهای طولی نسبت به خاموت‌ها از قطر بالاتری برخوردار می‌باشند و در ضمن از محیط خوردنده نیز فاصله‌ی بیشتری دارند. اثرات خوردگی بر آرماتورهای طولی به دلایل فوق به مراتب کم‌تر از خاموت‌ها می‌باشد. امروزه گرچه خاموت‌های پیش‌ساخته در بعضی کشورهای اروپایی تولید می‌شود ولی به دلیل عدم تولید در داخل کشور و هم‌چنین پیچیدگی فرآیند تولید آن‌ها، دارای قیمت بالایی در ایران می‌باشند. استفاده از خاموت‌های ارائه شده در این مقاله علاوه بر ارزان‌تر بودن نسبت به انواع کارخانه‌ای دارای راحتی نصب و اجرا و انطباق با هر نوع چینش آرماتورهای طولی اعم از مثلثی و مستطیلی و دایره‌ای

می‌باشند. فریرا و همکاران [9] در سال ۲۰۰۱ مدل ارائه شده برای تئوری تغییر شکل برشی تیرها را با استفاده از نتایج آزمایشگاهی بر روی تیرهای بتنی دارای آرماتورهای FRP اعتبارسنجی نمودند. چینگ و همکاران [10] در سال ۲۰۰۶ تحقیقاتی را بر روی ستون‌های مسلح به میلگردهای ساخته شده از الیاف FRP انجام دادند. مطابق مطالعات آن‌ها مشخص گردید که روابط آیین‌نامه‌ای برای پیش‌بینی ظرفیت این نوع ستون‌ها مناسب نمی‌باشند و برای این ستون‌ها رابطه‌ای ارائه دادند. رفی و همکاران [11] در سال ۲۰۰۸ رفتار تیرهای بتنی مسلح به میلگرد FRP را در خمش با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی و عددی بررسی نمودند. بارسیا و همکاران [12] در سال ۲۰۱۰ تحقیقاتی در زمینه‌ی تأثیر استفاده از میلگردهای ساخته شده از الیاف GFRP در رفتار خمشی تیرهای بتنی انجام دادند. در این تحقیق مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از آزمایشگاه و نتایج تئوری موجود صورت گرفته است. مطابق نتایج، مدل‌های تئوری موجود به‌خوبی رفتار این تیرهای دارای میلگردهای GFRP را پیش‌بینی می‌کنند. یکی از مشکلات استفاده از آرماتور طولی فلزی به همراه خاموت‌های شبکه‌ای قیمت بالا و در دسترس نبودن شبکه‌های FRP و هم‌چنین عدم صرفه‌ی اقتصادی در پروژه‌های کوچک می‌باشد. استفاده از خاموت‌های ارائه شده در این مقاله علاوه بر ارزان‌تر بودن نسبت به انواع کارخانه‌ای دارای راحتی نصب و اجرا و انطباق با هر نوع چینش آرماتورهای طولی اعم از مثلثی و مستطیلی و دایره‌ای می‌باشد. در این مقاله سه تیر بتنی با استفاده از خاموت‌های FRP و آرماتور طولی فلزی ساخته و تست گردید. یک نمونه به‌عنوان مرجع دارای خاموت فلزی و دو نمونه‌ی دیگر یکی دارای خاموت FRP قائم و دیگری مورب می‌باشد. در ادامه نمودارهای بار-تغییر مکان و هم‌چنین منحنی ممان-انحنای بار-کرنش خاموت‌های

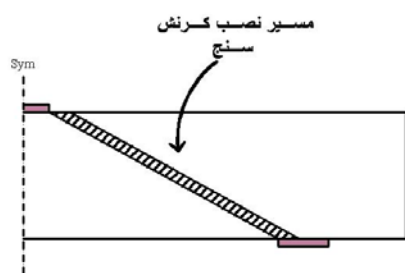
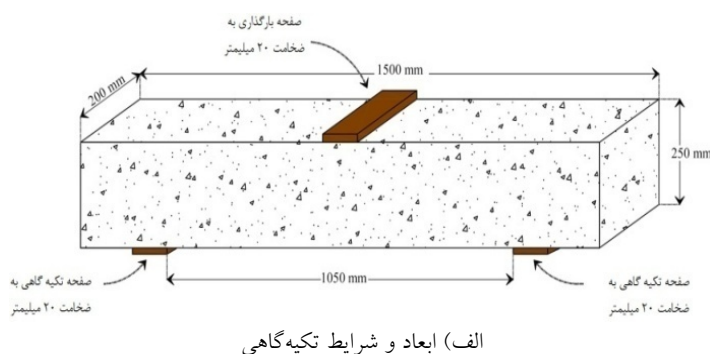
از آن دارای خاموت FRP قائم و نیمه‌ی دیگر آن به‌منظور عدم رخ دادن شکست در آن، به‌وسیله‌ی خاموت‌گذاری فشرده‌ی فلزی تقویت گردید. در کلیه‌ی نمونه‌ها از $3\phi 18$ به‌عنوان آرماتور طولی کششی به مساحت 763mm^2 و از $2\phi 10$ به مساحت 157mm^2 میلی‌متر مربع به‌عنوان آرماتور طولی فشاری استفاده گردید. در نمونه‌ی مرجع (BSV) از خاموت‌های $\phi 6$ با مساحت $28/27\text{mm}^2$ با فاصله 150mm استفاده شد. نمونه‌ی (BFV) در نیمه‌ی تقویت شده دارای خاموت $\phi 6$ با فاصله‌ی 50mm و در نیمه‌ی دوم دارای خاموت FRP با سطح مقطع 6mm^2 مربع با فاصله‌ی 115mm می‌باشد. نمونه‌ی (BFI) دارای خاموت‌های مورب FRP با زاویه‌ی 70° درجه نسبت به افق با فاصله‌ی 85mm در سرتاسر طول تیر می‌باشد. بتن به‌کار رفته در کلیه‌ی نمونه‌ها و هم‌چنین آرماتورگذاری طولی آن‌ها کاملاً یکسان می‌باشد. در جدول (۱) مشخصات خاموت‌گذاری و تعداد آرماتورهای طولی نمونه تیرها نشان داده شده است.

FRP و فلزی رسم گردید. در ادامه مدل المان محدود به‌وسیله‌ی مدل آزمایشگاهی اعتبارسنجی گردید. هم‌چنین چندین مدل المان محدود دارای خاموت‌های FRP توسط نرم‌افزار Ansys ساخته شد.

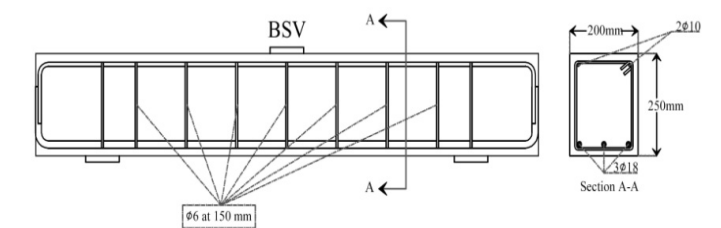
برنامه‌ی آزمایشگاهی

خصوصیات نمونه‌های آزمایش شده

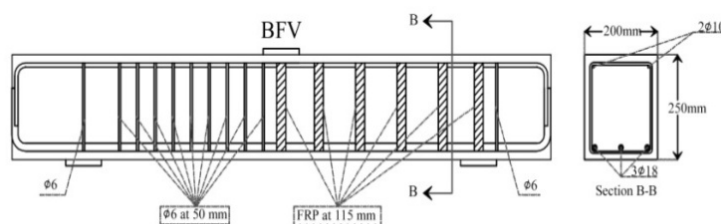
به‌منظور بررسی رفتار خاموت‌ها سه نمونه تیر ساخته شد. تیرها دارای ارتفاع 250mm و عرض 200mm و طول دهانه‌ی خالص 1050mm بودند که به‌منظور تأمین طول گیرایی آرماتورهای خمشی از هر طرف به‌میزان 225mm امتداد داده شدند. ابعاد و شرایط تکیه‌گاهی تیرها و هم‌چنین مسیر نصب کرنش سنج‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است. از سه تیر ساخته شده یک تیر دارای خاموت فلزی و به‌عنوان نمونه‌ی مرجع (BSV) در شکل (۲-الف) و تیر دوم دارای خاموت قائم FRP (BFV) در شکل (۲-ب) و نمونه‌ی سوم دارای خاموت مورب FRP (BFI) در شکل (۲-ج) می‌باشد. نمونه (BFV) به‌صورتی می‌باشد که نیمه‌ی



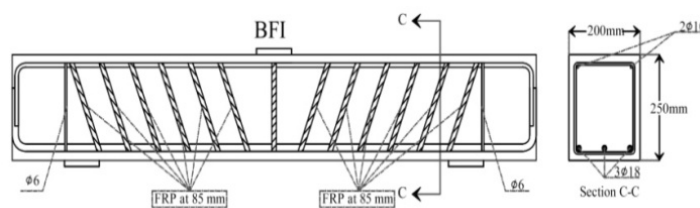
شکل ۱ ابعاد و شرایط تکیه‌گاهی تیرها و مسیر نصب کرنش سنج‌ها



الف) تیر مرجع (BSV)



ب) تیر دارای خاموت قائم FRP (BFV)



ج- تیر دارای خاموت مورب FRP (BFI)

شکل ۲ آرماتوربندی و خاموت‌گذاری نمونه‌های آزمایشگاهی

جدول ۱ فواصل خاموت‌ها و آرماتورگذاری طولی نمونه‌های آزمایشگاهی

نمونه	میلگردهای کششی و فشاری طولی	سطح مقطع خاموت‌ها (mm ²)	فاصله‌ی خاموت‌ها (mm)	زاویه‌ی خاموت نسبت به محور طولی تیر (deg)
BSV	3φ18 & 2φ10	۲۸/۳ - فلزی	۱۵۰	۹۰
BFV	3φ18 & 2φ10	FRP- ۶	۱۱۵	۹۰
BFI	3φ18 & 2φ10	FRP- ۳	۸۵	۷۰

خصوصیات مصالح

مقاومت ۷ روزه‌ی استوانه‌ای استاندارد بتن تیرها برابر ۳۳ MPa و مقاومت ۲۸ روزه آن ۳۸ MPa محاسبه گردید. برای بتن‌ریزی تیرها از سیمان پرتلند تیپ II استفاده شد. در نمونه‌های آزمایشگاهی از سنگدانه‌هایی با حداکثر بعد ۱۰ mm استفاده گردید. در جدول (۲)

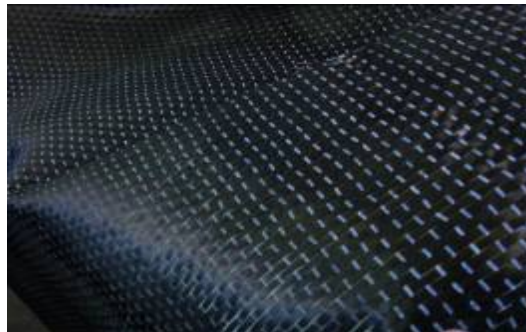
مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی میلگردهای مصرفی برای نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است. آرماتورهای طولی کششی دارای مقاومت تسلیم ۴۸۰ MPa و مقاومت نهایی ۵۱۰ MPa و آرماتورهای طولی فشاری دارای مقاومت تسلیم ۳۳۰ MPa و مقاومت نهایی ۳۶۰ MPa می‌باشند. خاموت‌های فلزی

به صورت صفحه بودند که بعد از محاسبه‌ی سطح مقطع مورد نیاز با توجه به ضخامت $0/11\text{mm}$ این الیاف از قطعه‌ی اصلی بریده شدند. با استفاده از رزین، نوارهای بریده شده از قطعه‌ی اصلی آغشته شد. نوارهای بریده شده که به رزین آغشته شده بودند در محل‌های مشخص شده بر روی آرماتور طولی نصب گردیدند. نوارهای بریده شده از صفحه‌ی اصلی، به گونه‌ای بریده شدند تا هر نوار یک دور کامل با لایه‌ی زیرین خود هم‌پوشانی داشته باشد.

استفاده شده در نمونه‌ی (BSV) دارای مقاومت تسلیم 290MPa و مقاومت نهایی 290MPa بودند. الیاف FRP به کاررفته برای ساخت خاموت‌ها از نوع الیاف CFRP و به صورت صفحه بافته شده بودند. خاموت ساخته شده از الیاف FRP به منظور استفاده در نمونه‌های (BFV) و (BFI) به صورت درجا در محل ساخته شدند. نمونه‌ای از این الیاف در شکل (۳) نشان داده شده است. مشخصات مکانیکی الیاف توسط شرکت سازنده در جدول (۳) ارائه شده است. این الیاف

جدول ۲ مقاومت تسلیم و نهایی میلگردهای فلزی استفاده شده

مقاومت نهایی (MPa)	مقاومت تسلیم (MPa)	استفاده به عنوان	قطر میلگرد (mm)
۵۱۰	۴۸۰	آرماتور طولی کششی	۱۸
۳۶۰	۳۳۰	آرماتور طولی فشاری	۱۰
۲۹۰	۲۶۰	خاموت	۶



الف) صفحات الیاف FRP



ب) الیاف FRP بریده شده برای خاموت تیرها

شکل ۳ نمونه الیاف کربنی برای ساخت خاموت تیرها

جدول ۳ خصوصیات صفحات الیاف کربنی CFRP به کار برده شده

نام محصول	نوع الیاف	مقاومت کششی (MPa)	مدول ارتجاعی (GPa)	کرنش نهایی (%)	ضخامت هر لایه از الیاف (mm)
YC-N200	کربن مقاومت بالا	۳۵۵۰	۲۳۵	۱/۵	۰/۱۱

به وسیله‌ی خاموت‌های فلزی و V_f نیروی برشی تحمل شده به وسیله‌ی خاموت‌های FRP و هم‌چنین ϵ_f کرنش مجاز آیین‌نامه‌ای خاموت‌های FRP مطابق رابطه‌ی (۴) می‌باشد. با جای‌گذاری مقادیر از آیین‌نامه در رابطه‌ی (۵)، رابطه‌ی (۶) حاصل می‌شود که سطح مقطع خاموت‌های FRP معادل را نشان می‌دهد.

$$\epsilon_f = 0.004E_f \quad (4)$$

$$\frac{A_{sv} f_{ys} d_s}{S_s} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) = \frac{A_{vf} (0.004E_f) d_f}{S_f} (\sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (5)$$

$$A_{vf} = \left[250 \times \frac{A_{sv} f_{ys}}{S_s E_f} \times \frac{d_s}{d_f} \times \left(\frac{\sin \alpha_s + \cos \alpha_s}{\sin \alpha_f + \cos \alpha_f} \right) \right] \times S_f \quad (6)$$

در روابط فوق A_{sv} و A_{fv} به‌ترتیب مجموع مساحت ساق‌های خاموت فلزی و خاموت FRP بر حسب mm^2 ، f_{ys} مقاومت تسلیم خاموت‌های فلزی بر حسب MPa، E_f مدول الاستیسیته الیاف FRP بر حسب GPa، S_s و S_f به‌ترتیب فواصل خاموت‌های فلزی و خاموت‌های FRP از یکدیگر بر حسب mm، d_s و d_f به‌ترتیب عمق مؤثر مقطع دارای خاموت فلزی و خاموت FRP بر حسب mm، α_s و α_f به‌ترتیب زاویه‌ی خاموت‌های فلزی و خاموت‌های FRP نسبت به محور افقی تیر می‌باشد. مساحت خاموت‌های فلزی و FRP به‌کار رفته در نمونه‌های تیر و هم‌چنین فواصل آن‌ها در جدول (۴) قابل ملاحظه می‌باشد.

طراحی خاموت‌ها

در طراحی تیرها فرض شده است که حداکثر ظرفیت برشی تیرهای دارای خاموت FRP (تیرهای BFV و BFI) با حداکثر ظرفیت برشی نمونه‌ی مرجع (تیر BSV) که دارای خاموت فلزی است برابر باشد. آرماتورهای خمشی تیرها به‌گونه‌ای طراحی گردیده است که انهدام خمشی در تیر رخ ندهد. به‌منظور طراحی تیر از آیین‌نامه‌ی ACI استفاده گردید به‌طوری‌که ظرفیت برشی یک مقطع بتنی که دارای بتن معمولی می‌باشد برابر حاصل جمع مقاومت برشی بتن و خاموت فولادی می‌باشد. مقاومت برشی بتن برای بتن معمولی مطابق با آیین‌نامه‌ی ACI از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد.

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \quad (1)$$

در رابطه‌ی فوق b_w و d به‌ترتیب عرض و ارتفاع مؤثر مقطع بر حسب mm و f'_c مقاومت فشاری بتن بر حسب MPa می‌باشد. به‌دلیل بتن یکسان، همه‌ی تیرها دارای V_c یکسانی می‌باشند. به‌منظور طراحی خاموت‌های FRP و تعیین فواصل بین آن‌ها مطابق روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ی ACI-440-1R [2] و روابط آیین‌نامه‌ی ACI-318-05 [3] برش تحمل شده توسط خاموت‌های تیر (BSV) با برش تحمل شده به‌وسیله خاموت‌های FRP در تیرهای (BFV) و (BFI) برابر می‌باشد. به‌همین علت مطابق زیر باید:

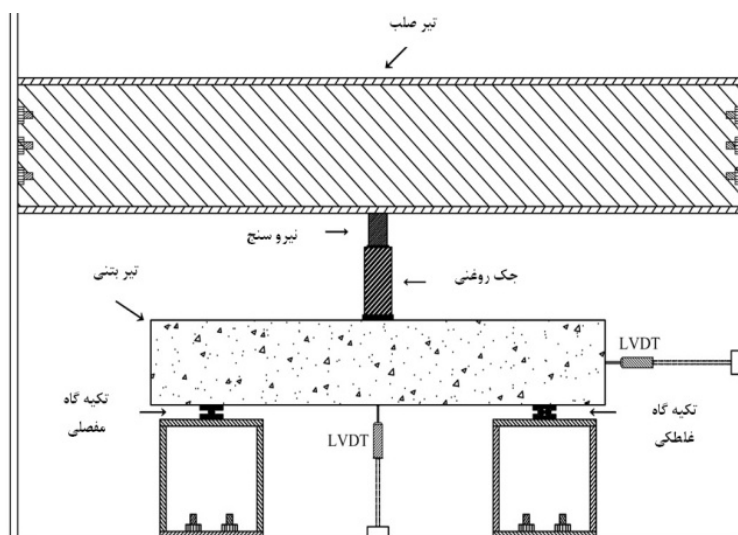
$$V_s = \frac{A_{sv} f_{ys} d_s}{S_s} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) \quad (2)$$

$$V_f = \frac{A_{vf} (\epsilon_f) d_f}{S_f} (\sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (3)$$

در رابطه فوق V_s نیروی برشی تحمل شده

جدول ۴ فواصل و سطح مقطع خاموت‌ها

نمونه BSV			نمونه BFV			نمونه BFI		
α_s (deg)	S_s (mm)	$\frac{A_{fv}}{S_v}$ (mm)	α_f	S_f	$\frac{A_{fv}}{S_v}$	α_f	S_f	$\frac{A_{fv}}{S_v}$
۹۰	۱۵۰	۰/۳۷۷	۹۰	۱۱۵	۰/۱۰۴	۶۰	۸۵	۰/۰۷۰۶



شکل ۴ نمای سیستم آزمایشگاهی نمونه تیرها

اندازه گیری تغییر مکان وسط دهانه‌ی تیر و یک LVDT دیگر برای تعیین جابه‌جایی افقی تیر استفاده گردید. در شکل (۴) نمای کلی سیستم آزمایش نشان داده شده است.

بررسی مشاهدات و نتایج اولیه‌ی آزمایش‌ها

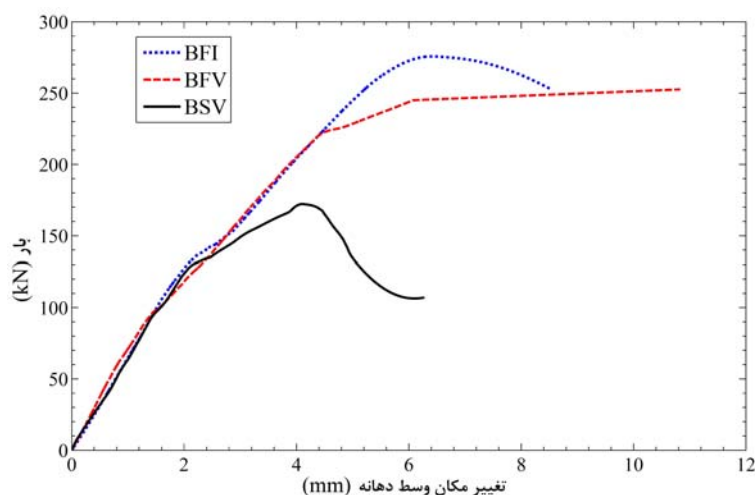
نمودار بار - تغییر مکان تیرها در شکل (۵) نشان داده شده است. اولین ترک در تیر (BSV) با رسیدن به بار ۴۵kN ایجاد شد و مقدار خیز تیر در این بار ۰/۶۵mm بود. این وضعیت در شکل (۶-الف) نشان داده شده است. با ادامه‌ی بارگذاری نمونه تا ۷۰kN ترک‌های بعدی نیز در زیر بار متمرکز به صورت خمشی ایجاد گردید. با رسیدن بار وارد تا حدود ۱۱۰kN اولین ترک برشی در تیر ایجاد شد و هم‌چنین بر تعداد ترک‌های خمشی در زیر بار متمرکز نیز اضافه شد که در شکل

سیستم آزمایش

بعد از آماده کردن مقدماتی نمونه‌ها، کرنش سنج‌هایی در وسط آرماتورهای طولی بالا و پایین و هم‌چنین خاموت‌هایی که بین خط واصل مرکز تکیه‌گاه و مرکز بارگذاری بودند نصب گردیدند به گونه‌ای که در مسیر ترک باشند و سپس نمونه‌ها درون قالب قرار داده شدند. ضمناً دو عدد کرنش سنج در طرفین تیر و در زیر صفحه‌ی بارگذاری استفاده شد تا کرنش فشاری بتن ثبت گردد. تیرها با شرایط تکیه‌گاهی دو سر ساده تحت بارگذاری تک نقطه‌ای در وسط دهانه قرار داده شدند. به منظور اعمال بارگذاری از یک جک ۵۰۰kN و یک نیروسنج به ظرفیت ۱۰۰۰kN استفاده گردید. به منظور جلوگیری از خرد شدن بتن زیر جک یک صفحه‌ی فولادی با عرض ۱۰۰mm و ضخامت ۲۰mm در زیر جک قرار داده شد. از یک عدد LVDT به منظور

هم‌چنین تغییر مکان نهایی تیر با در نظر گرفتن کاهش ۱۵ تا ۲۰ درصدی در مقدار بار نهایی، $6/25\text{mm}$ بود.

(۶-ب) نشان داده شده است. رفتار تیر تا رسیدن به بار 172kN تقریباً خطی بود. بار ماکزیمم این تیر 172kN بود و مقدار خیز تیر در این تغییر مکان $4/13\text{mm}$ بود.



شکل ۵ نمودار بار- تغییر مکان تیرها



الف) اولین ترک در محل ممان حداکثر در نمونه‌ی (BSV)



ب) اولین ترک برشی در بار 110kN در نمونه‌ی (BSV)

شکل ۶ منحنی بار - تغییر مکان و ایجاد ترک در تیرها

در نمونه‌ی سوم نیز باری که در آن اولین ترک خمشی در زیر تیر مشاهده شد، مشابه دو نمونه‌ی (BSV) و (BFV)، 45 kN و خیز متناظر با آن 0.68 mm بود که این وضعیت در شکل (۸-الف) قابل ملاحظه می‌باشد. تا بار 60 kN ترک‌های تشکیل شده در تیر عمدتاً خمشی بودند. روند تشکیل ترک‌های خمشی در میانه‌ی تیر ادامه داشت تا این‌که با رسیدن بار به 105 kN ترک‌های برشی اولیه مطابق شکل (۸-ب) در تیر تشکیل گردید. در ادامه با افزایش بار وارد، طول و عرض ترک‌های برشی بیشتر شد به نحوی که شکل گسیختگی تیر مشهود بود. با رسیدن تیر به بار 252.6 kN تیر گسیخته شد. و مقدار خیز تیر در تغییر مکان نهایی 6.8 mm بود. در این تیر مطابق نمودار بار- تغییر مکان، افت بار چندانی ملاحظه نمی‌گردد. شکل خرابی کلیه‌ی تیرها از نوع شکست برشی می‌باشد. تا لحظه‌ی گسیختگی، تیرها رفتار برشی از خود نشان دادند و ترک‌های برشی آن‌ها به تدریج از تکیه‌گاه شروع شد و به محل بار متمرکز رسید.



الف) اولین ترک در محل ممان حداکثر در نمونه‌ی (BFI)

ب) اولین ترک برشی در بار 105 kN در نمونه‌ی (BFI)

شکل ۸ ترک‌ها در تیر (BFI)

تیر دارای خاموت FRP قائم (BFV) مشابه نمونه‌ی مرجع (BSF) در نیروی 45 kN نخستین ترک در تیر به صورت خمشی و در وسط دهانه در محل ممان خمشی ماکزیمم ایجاد گردید که این وضعیت در شکل (۷-الف) نشان داده شده است. خیز متناظر با بار ترک خوردگی تیر 0.71 mm بود. با ادامه‌ی بارگذاری نمونه تا 86 kN ترک‌های بعدی نیز در زیر بار متمرکز به صورت خمشی به وجود آمدند. با رسیدن بار وارد تا حدود 120 kN اولین ترک برشی در تیر ایجاد شد و هم‌چنین بر تعداد ترک‌های خمشی در زیر بار متمرکز نیز اضافه شد که این وضعیت در شکل (۷-ب) نشان داده شده است. افزایش بار وارد تا 177 kN باعث افزایش طول و عرض ترک‌های برشی قبلی در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها شد به طوری که ترک‌ها تقریباً به هم متصل شدند و مسیر گسیختگی نمونه کاملاً مشخص شد و در نهایت تیر در بار 275.73 kN منهدم شد. افت باربری در این نمونه مشابه نمونه‌ی BSV قابل مشاهده می‌باشد.



الف) اولین ترک در محل ممان حداکثر در نمونه‌ی (BFV)

ب) اولین ترک برشی در بار 120 kN در نمونه (BFV)

شکل ۷ ترک‌ها در تیر (BFV)

است، قرار داشته‌اند. خاموت‌های نمونه‌ی (BSV) فلزی و دو نمونه‌ی دیگر FRP می‌باشند. مکان کرنش سنج‌ها در مسیر گسیختگی برشی واقع شده بود. حداکثر کرنش در خاموت‌های اول نزدیک به تکیه‌گاه برای نمونه‌های (BSV) و (BFV) و (BFI) به ترتیب برابر $0/00252$ و $0/0015$ و $0/00845$ می‌باشد و این مقادیر برای خاموت دوم مطابق شکل (۱۱) به ترتیب برابر $0/0061$ و $0/0059$ و $0/0047$ می‌باشد. با توجه به ثابت بودن برش در دهانه‌های برشی، کرنش‌های ماکزیمم خاموت‌ها، نزدیک به محل گسیختگی نمونه دیده می‌شود. کرنش خاموت اول در نمونه‌های (BSV) و (BFV) نسبت به کرنش خاموت دوم به ترتیب 58 و 74 درصد کم‌تر می‌باشد. در نمونه‌ی (BFI) کرنش خاموت اول از کرنش خاموت دوم 44 درصد بیش‌تر می‌باشد.

موقعیت ترک‌های اصلی نمونه‌ها، بعد از گسیختگی در شکل (۹) نشان داده شده‌اند. زاویه‌ی ترک‌هایی که موجب انهدام نمونه‌ها شد، نسبت به محور طولی تیر در کلیه‌ی نمونه‌ها (مطابق آنچه که در شکل (۹) نشان داده شده است) تقریباً 36 درجه بود. هم‌چنین بتن فشاری خرد شد. منحنی نیرو - کرنش بتن فشاری در شکل (۱۰) نشان داده شده است. مطابق این منحنی حداکثر کرنش بتن فشاری در نمونه‌ها (BSV) و (BFV) و (BFI) به ترتیب به $0/00264$ و $0/00292$ و $0/00375$ رسید که طبق این منحنی نمونه‌ی (BFI) دارای بیشترین کرنش فشاری بتن به مقدار 42 درصد بیش از نمونه‌ی (BSV) و به مقدار 28 درصد بیش از نمونه‌ی (BFV) می‌باشد. نمودار برش - کرنش خاموت‌های اول و دوم تیرها در شکل (۱۱) نشان داده شده است. این خاموت‌ها در نیمه‌ای که شکست برشی در آن رخ داده



ب) نمونه (BFV)

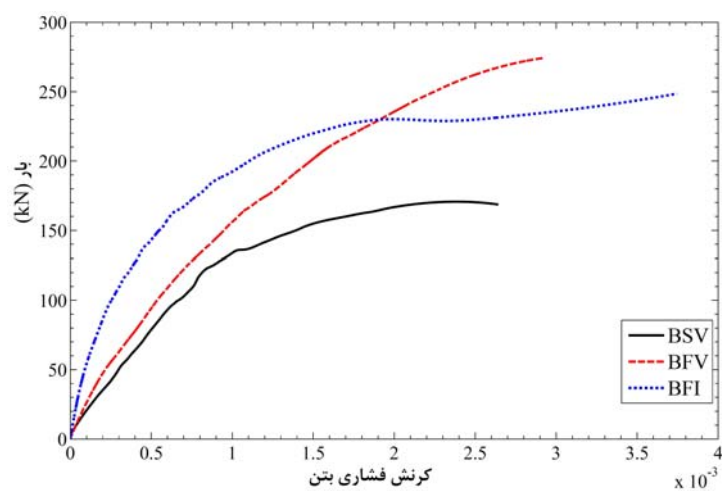


الف) نمونه‌ی مرجع (BSV)

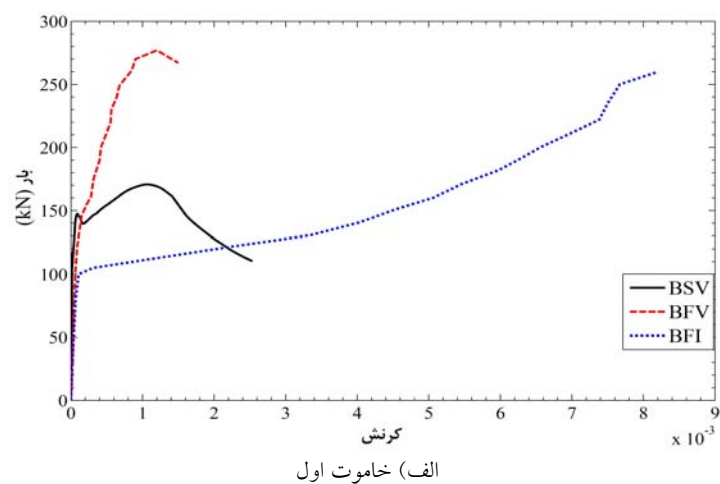


ج) نمونه (BFI)

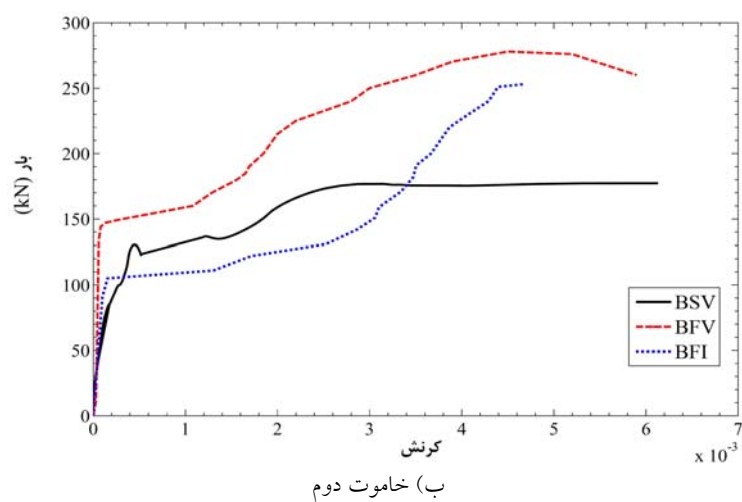
شکل ۹ شکل انهدام نمونه‌های آزمایشگاهی



شکل ۱۰ منحنی رفتاری بتن ناحیه‌ی فشاری تیرها



الف) خاموت اول



ب) خاموت دوم

شکل ۱۱ منحنی نیرو-کرنش خاموت اول و دوم نمونه‌های تیر

تجزیه و تحلیل نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی

منحنی ممان-انحنای برای یک مقطع بتن مسلح ویژگی‌های خمشی غیرخطی آن مقطع را به‌طور دقیق بیان می‌کند. در واقع این منحنی نشان می‌دهد که برای یک مقطع مشخص بتنی همراه با توزیع معین آرماتوربندی طولی، به‌ازای یک نیروی محوری خاص، مقطع در هر انحنای نسبت به وضعیت اولیه خود دارای چه ممانی خواهد بود. معادله‌ی تیر اوپلر-برنولی مطابق رابطه‌ی (۵) قابل بیان است.

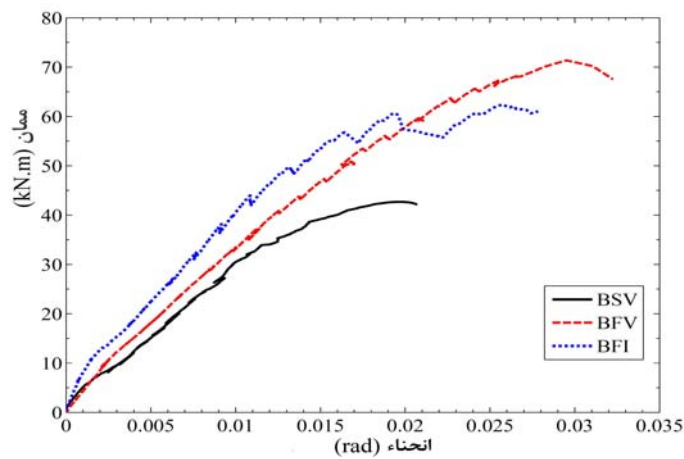
$$M = EI \frac{d^2 w}{dx^2} = EI \phi \quad (5)$$

در رابطه‌ی فوق I ممان اینرسی مقطع مورد بررسی و w خیز تیر و ϕ انحنای مقطع می‌باشد. در صورتی که در هر مقطع از تیر مقدار ممان را بر ϕ تقسیم کنیم، مقدار EI متناظر با آن وضعیت انحنای به دست می‌آید. این مقدار EI نشان دهنده‌ی اثرات غیر خطی و ترک‌خوردگی بتن می‌باشد. به منحنی ممان-انحنای با استفاده منظور به دست آوردن منحنی ممان انحنای مقطع وسط با استفاده از مقادیر کرنش ثبت شده در شکل (۱۲) منحنی ممان-انحنای مقطع وسط تیر نشان داده شده است. نمونه‌ی (BFV) دارای انحنای مقطع بزرگ‌تری نسبت به دو نمونه‌ی دیگر می‌باشد. حداکثر زاویه‌ی انحنای برای نمونه‌ی (BFV)، 0.32° ، رادیان می‌باشد که نسبت به نمونه‌های (BSV) و (BFI) به ترتیب ۵۵ و ۱۵ درصد بیش‌تر می‌باشد. با توجه به منحنی ممان-انحنای، منحنی تغییرات سختی خمشی EI بر حسب انحنای برای همین مقطع در شکل (۱۳) ترسیم شده است. مطابق با این منحنی نرخ کاهش سختی در نمونه‌ی (BFI) نسبت به سایر نمونه‌ها بیش‌تر می‌باشد و نمونه‌ی (BSV) کم‌ترین شیب کاهش سختی را دارا است.

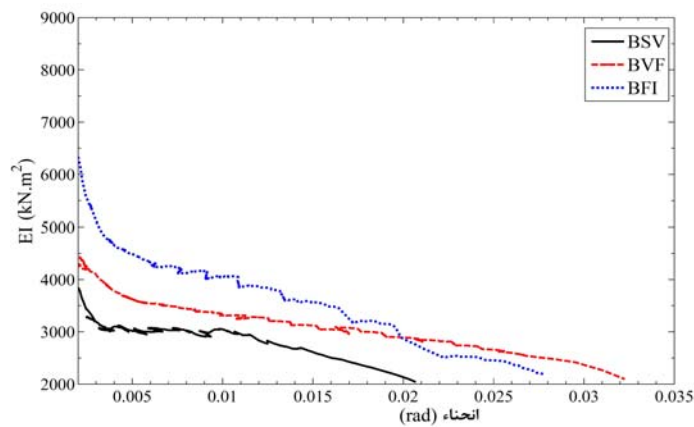
در کلیه‌ی نمونه‌ها، ترک برشی از تکیه‌گاه شروع شد و تا زیر محل اعمال بار ادامه داشت. ترک‌های برشی به‌صورت متقارن در دو طرف مقطع رخ داد. تقارن ترک‌ها به‌علت کم بودن ممان پیچشی در مقطع

می‌باشد. سه نمونه تیر برای یک بار واحد بر اساس روابط آیین‌نامه‌ی [3] ACI-318 و [3] ACI-440 طراحی شدند. ملاحظه می‌گردد که تیرهای (BFV) و (BFI) که در آن از خاموت FRP به‌جای خاموت فلزی استفاده شده است، دارای ظرفیت برشی بالاتری نسبت به تیر (BSV) می‌باشند. علت اختلاف 23 kN در بار حداکثر نمونه‌های (BFV) و (BFI) طراحی ظرفیت برشی خاموت‌ها با زاویه‌ی 60° درجه نسبت به افق و اجرای آن‌ها با زاویه‌ی 65° درجه می‌باشد. با توجه به منحنی‌های بار-تغییر مکان نمونه‌ها، هر سه نمودار تا بار حدود 130 kN رفتاری مشابه هم دارند. منحنی بار-تغییر مکان آن‌ها تا این بار بر هم منطبق می‌باشد. در تیر (BSV) به‌دلیل استفاده از خاموت فلزی منحنی بار-تغییر مکان تا حدودی برگشت دارد ولی در دو تیر دیگر که دارای خاموت FRP هستند این منحنی برگشت کم‌تری از خود نشان می‌دهد. در جدول (۵) مشخصات حاصل از منحنی بار-تغییر مکان دو نمونه نشان داده شده است که Δ_u تغییر مکان متناظر با P_u می‌باشد در حالی که تغییر مکان بیش‌تری بعد از آن مشاهده شده است.

در جدول (۶) مقایسه‌ای بین نتایج آزمایشگاهی با نتایج تئوری حاصل از روابط آیین‌نامه‌های ACI-440-1R [3] و ACI-318-05 [3] صورت گرفته است. مطابق این جدول نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ی (BSV) دارای اختلاف کمی برابر $6/8$ درصد با نتایج آیین‌نامه‌ای می‌باشد که به‌دلیل پارامترهایی است که در روابط آیین‌نامه در نظر گرفته نشده‌اند و یا از آن‌ها صرف‌نظر شده است. تیرهای (BFV) و (BFI) به ترتیب دارای اختلاف $41/7$ و 37 درصدی با مقادیر آیین‌نامه‌ای می‌باشند. علت وجود این اختلاف تحمل کرنش‌هایی بین $1/5$ تا 2 برابر مقدار حداکثر مجاز آیین‌نامه‌ای توسط خاموت‌های الیافی FRP ساخته شده می‌باشد که موجب افزایش سهم خاموت FRP در مقدار V_f و در نهایت افزایش قابل توجه در مقدار V_n واقعی می‌شود.



شکل ۱۲ منحنی ممان- انحنای تیر



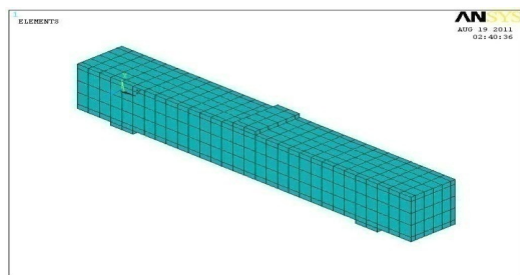
شکل ۱۳ منحنی تغییرات سختی خمشی- انحنای

جدول ۵ مشخصات حاصل از منحنی بار- تغییر مکان

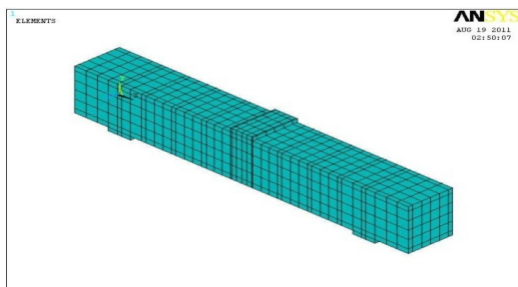
نمونه	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	P_u (kN)	Δ_u (mm)	درصد افزایش بار نهایی
BSV	۴۵	۰/۶۵	۱۷۲/۱۷	۴/۱۳	----
BFV	۴۵	۰/۷۱	۲۷۵/۷۳	۶/۷	۶۰%
BFI	۴۵	۰/۶۸	۲۵۲/۶	۶/۸	۴۷%

جدول ۶ مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و آیین‌نامه‌ای

نمونه	نتایج آیین‌نامه				نتایج آزمایشگاهی		درصد اختلاف $\frac{V_{n(EX)} - V_{n(TH)}}{V_{n(EX)}}$
	V_C (kN)	V_S (kN)	V_F (kN)	$V_{n(TH)}$ (kN)	حداکثر کرنش خاموت (%)	$V_{n(EX)}$ (kN)	
BSV	۵۶/۷	۲۲/۵	----	۷۹/۲	۰/۲۵ (خاموت فلزی)	۸۶/۱	۶/۸
BFV	۵۶/۷	---	۲۱/۱۲	۸۰/۳۲	۰/۵۹ (خاموت FRP)	۱۳۷/۸	۴۱/۷
BFI	۵۶/۷	----	۲۰/۴	۷۹/۶	۰/۸۲ (خاموت FRP)	۱۲۶/۳	۳۷

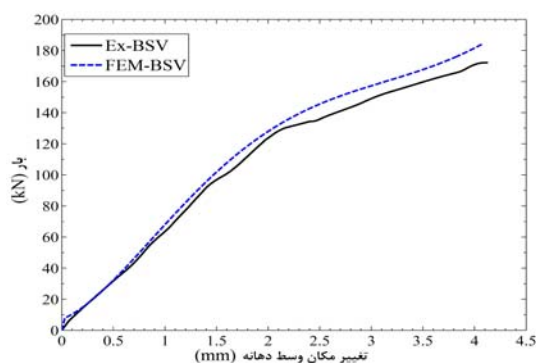


الف) نمونه BSV

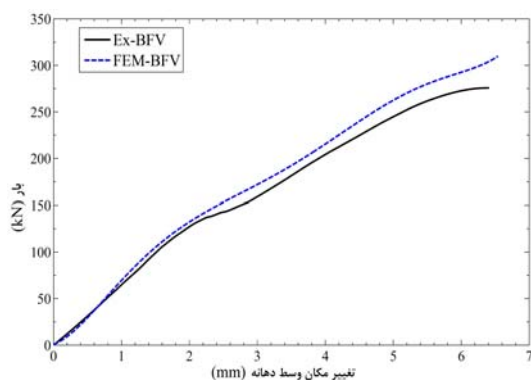


ب) نمونه BFV

شکل ۱۴ مدل اجزای محدود نمونه‌های آزمایشگاهی



الف) مدل دارای خاموت فلزی BSV



ب) مدل دارای خاموت FRP قائم BFV

شکل ۱۵ مقایسه‌ی نمودار بار-تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و المان محدود

مدل‌سازی المان محدود

به‌منظور اعتبارسنجی نتایج حاصل از نرم‌افزار ANSYS، مدل المان محدود تیرهای (BSV) و (BFV) ساخته شد. برای مدل‌سازی بتن از المان Solid65 استفاده گردید [13]. این المان قابلیت مدل کردن ترک خوردگی در کشش و خردشدگی در فشار را دارا می‌باشد. این المان ۸ گره‌ای دارای سه درجه آزادی در هر گره به‌صورت انتقالی در راستاهای X، Y و Z می‌باشد. برای مدل‌سازی میلگردهای طولی و خاموت‌های فلزی از المان Link 8 استفاده شده است. المان Link 8 یک المان با سه درجه آزادی انتقالی در هر انتها می‌باشد. این المان توانایی تحمل کشش و فشار را دارد ولی توانایی تحمل خمش را ندارد. برای مدل‌سازی صفحات تکیه‌گاهی و صفحه‌ی بارگذاری از المان Solid 45 استفاده شد. هم‌چنین به‌منظور مدل‌سازی خاموت‌های FRP از المان Shell43 استفاده شد. کنترل پارگی در خاموت‌های FRP از طریق کنترل کرنش، صورت گرفت. با استفاده از ابعاد مدل آزمایشگاهی، مدل اجزای محدود تیر بتنی برای انجام آنالیز در Ansys به‌صورت شکل (۱۴) ساخته و مش زده شد.

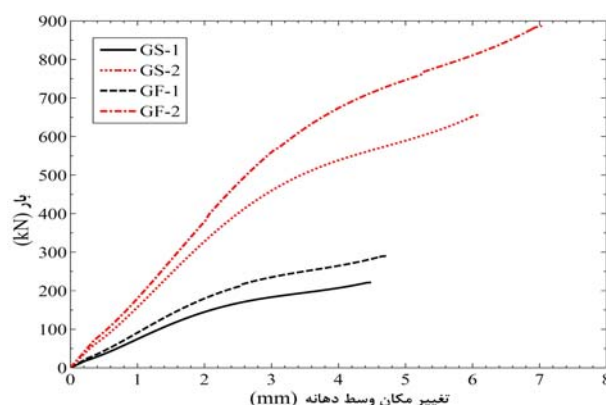
در شکل (۱۵) منحنی‌های بار - تغییر مکان مدل المان محدود و آزمایشگاهی تا نقطه‌ی بار ماکزیمم تحمل شده نشان داده شده است. مطابق شکل (۱۵) برای نمونه‌ی دارای خاموت فلزی (BSV) و مدل دارای خاموت FRP (BFV) انطباق خوبی بین مدل المان محدود و مدل آزمایشگاهی تا نقطه‌ی بار ماکزیمم وجود دارد. مطابق نمودار بار حداکثر در مدل المان محدود تیر (BSV) نسبت به مدل آزمایشگاهی ۱۲ درصد و مدل المان محدود نمونه‌ی (BFV) نسبت به مدل آزمایشگاهی ۸ درصد اختلاف مشاهده می‌شود. اختلاف بین مقادیر المان محدود و آزمایشگاهی ناشی از عواملی نظیر کم‌تر بودن درجات آزادی مدل المان محدود نسبت به مدل آزمایشگاهی و ماهیت سخت‌تر بودن مدل المان محدود می‌باشد.

به ترتیب مساحت آرماتورهای کششی و فشاری است و A_{vs} ، A_{vf} به ترتیب مجموع مساحت ساق‌های خاموت‌های فلزی و FRP، S فاصله‌ی خاموت‌ها و L طول دهانه‌ی خالص تیر می‌باشد. مطابق با آنالیز صورت گرفته بر روی مدل‌های المان محدود دو گروه، منحنی بار تغییر مکان مطابق شکل (۱۶) حاصل گردید. مطابق با این منحنی‌ها ملاحظه می‌گردد که گروه دوم که دارای خاموت FRP ظرفیت بالاتری نسبت به مدل‌های دارای خاموت فلزی دارند. افزایش ظرفیت در نمونه‌ی (GF-1) نسبت به نمونه‌ی (GS-1) به میزان ۳۱ درصد و در نمونه‌ی (GF-2) نسبت به نمونه‌ی (GS-2) این افزایش ظرفیت به میزان ۳۵ درصد بوده است. با توجه به این که گروه دوم ابعاد بزرگ‌تری نسبت به گروه اول دارد، دارای ظرفیت برابری بالاتری نسبت به گروه اول می‌باشد. الگوی ترک‌خوردگی دو گروه مشابه یکدیگر است. در شکل (۱۷) الگوی ترک‌خوردگی تیر (GS-2) به عنوان نمونه مشاهده می‌گردد.

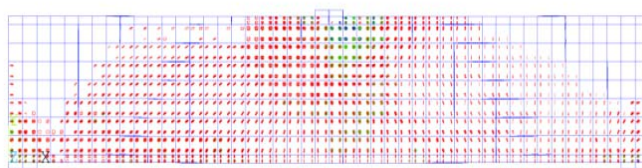
به منظور بررسی اثر جایگزینی خاموت‌های دست ساز FRP در تیرهای بتن مسلح، دو نوع تیر بتنی (GS) (دارای خاموت فلزی) و (GF) (دارای خاموت FRP) با ابعاد و ظرفیت برشی متفاوت مدل‌سازی گردید. هر گروه شامل دو تیر می‌باشد که مطابق روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ی ACI-440-1R و روابط آیین‌نامه‌ی ACI-318-05 طوری طراحی شدند که برش تحمل شده توسط خاموت‌های تیر (GS) با برش تحمل شده به وسیله‌ی تیر (GF)، دارای ظرفیت برشی یکسانی باشند لذا در هر گروه از خاموت‌های FRP معادل با خاموت فلزی استفاده شده است. بتن تمامی نمونه‌ها، مشابه نمونه‌های آزمایشگاهی، دارای مقاومت فشاری 38 MPa می‌باشد و مشخصات میلگردها و خاموت‌های فلزی و FRP نیز همانند نمونه‌های آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است. آرماتورهای طولی دو گروه به نحوی انتخاب گردیده اند که انهدام تیرها به صورت برشی باشد. ابعاد و آرماتورگذاری تیرها در جدول (۷) نشان داده شده است. در این جدول h ارتفاع مقطع، b عرض مقطع، A_s و A'_s

جدول ۷ مشخصات و ابعاد و چپش آرماتورهای طولی و عرضی مدل المان محدود

شماره گروه	نام نمونه	$h \times b$ (mm)	A_s	A'_s	A_{vs} (mm ²)	A_{vf} (mm ²)	S (mm)	L (mm)
۱	GS-1	۳۰۰×۲۰۰	3φ20	2φ12	۵۶/۶	--	۱۲۵	۱۳۵۰
	GF-1	۳۰۰×۲۰۰	3φ20	2φ12	--	۱۵/۷	۱۲۵	۱۳۵۰
۲	GS-2	۴۵۰×۳۵۰	5φ25	3φ14	۲۲۶	--	۲۰۰	۲۱۰۰
	GF-2	۴۵۰×۳۵۰	5φ25	3φ14	--	۶۲/۵	۲۰۰	۲۱۰۰



شکل ۱۶ منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های المان محدود



شکل ۱۷ الگوی ترک خوردگی تیر GS-1

در صورتی که با توجه به آزمایش‌ها و تحلیل‌های انجام گرفته، مشخص گردید که کرنش در الیاف FRP می‌تواند به حدود ۰/۸٪ نیز برسد. به دلیل تحمل کرنش بیش‌تر، نمونه‌های دارای خاموت FRP، ۴۱/۷ و ۳۷ درصد اضافه مقاومت نسبت به نمونه مرجع داشتند. این مقدار کرنش دو برابر کرنش مجاز ارائه شده در آیین‌نامه‌ی ACI-440 می‌باشد. مطابق با آنالیز انجام شده به‌روش المان محدود تیرهای دارای خاموت FRP که مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ای معادل خاموت فلزی می‌باشند، دارای ظرفیت برشی بالاتری نسبت به تیرهای دارای خاموت فلزی بودند. این افزایش ظرفیت تیرهای دارای خاموت FRP ناشی از قابلیت تحمل کرنشی بیش از مقادیر تعیین شده توسط آیین‌نامه می‌باشد. مدل‌های المان محدود نمونه‌های دارای خاموت دست‌ساز FRP، اضافه ظرفیتی به مقدار ۳۱ و ۳۵ درصد نسبت به مدل‌های دارای خاموت فلزی از خود نشان دادند. نتایج حاصل از آنالیز مدل‌های المان محدود مشابه نتایج به‌دست آمده از آزمایش‌ها می‌باشد.

تقدیر و تشکر

کار تحقیقاتی موجود با حمایت مالی معاونت پژوهشی دانشگاه سمنان انجام شد که از آنان و همه‌ی کارشناسان آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه سمنان و آقای مهندس محمد بخشایی برای کمک در انجام آزمایش‌های متعدد تشکر و قدردانی می‌گردد.

با توجه به نتایج حاصل از تست‌های آزمایشگاهی و نتایج حاصل از آنالیز المان محدود تیرها مشخص گردید که رابطه‌ی ارائه شده توسط آیین‌نامه‌ی ACI-440 به‌صورت محافظه‌کارانه‌ای مقدار برش تحمل شده توسط خاموت‌های FRP را تا حدود نصف مقدار واقعی به‌دست می‌دهد. لذا به‌منظور محاسبه‌ی مقدار برش اسمی تحمل شده به‌وسیله‌ی خاموت‌های FRP پیشنهاد می‌گردد که از رابطه‌ی زیر استفاده گردد که در آن به‌جای کرنش ۰/۴٪ از کرنش ۰/۸٪ استفاده شده است.

$$V_f = \frac{A_{vf}(0.008E_f)d_f}{S_f}(\sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (V)$$

نتیجه‌گیری

مطالعه‌ی حاضر نشان داد که استفاده از خاموت‌های دست‌ساز ساخته شده از الیاف FRP به‌جای خاموت‌های فلزی در تیرهای بتن مسلح امکان‌پذیر است و در صورت جایگزینی این خاموت‌ها به‌جای خاموت‌های فلزی، برش وارد به نحو مطلوبی توسط خاموت‌های ساخته شده از الیاف FRP تحمل می‌شود. کرنش‌ها در خاموت‌های دست‌ساز FRP تا مقدار ۰/۸۲٪ نیز در دستگاه‌های ثبت اطلاعات، ثبت شد که این امر نشان دهنده‌ی ظرفیت بالای الیاف FRP در تحمل کرنش‌های بالا می‌باشد. روابط موجود آیین‌نامه‌ای در مورد استفاده از الیاف FRP در سازه‌های بتنی، کرنش لازم برای طراحی را ۰/۴ درصد می‌دانند

مراجع

1. Fukuyama, H. and Masuda, Y. "Structural Performances of Concrete Frame Reinforced with FRP Reinforcement," Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. Edited by Taerwe. E&FN Spon, London, p.275-286, (1995).
2. Sharbatdar, M. K., "Concrete Columns and Beams Reinforced with FRP Bars and Grids under Monotonic and Reversed Cyclic Loading", Ph.D. Thesis, University of Ottawa, Ottawa, Canada, (2003).
3. M. K. Sharbatdar and M. Saatcioglu, "Behavior of FRP reinforced concrete under simulated seismic loading", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, (2004).
4. M. K. Sharbatdar and M. Saatcioglu, B.Benmokrane, "Seismic Flexural Behaviour of Concrete Connections Reinforced with CFRP Bars & Grids", *Journal of composite structures*, Vol 93, Issue 10, September 2011, Page 2439-2449, (2011).
6. ACI Committee 440, "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", ACI440.1R-03, American Concrete Institute, USA, 41p, (2003).
7. Canadian Standards Association, S806-02. Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers. CSA, Rexdale Ontario, May, (2002).
8. Japanese Society of Civil Engineers (JSCE). "Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials", Concrete Engineering Series 23.Tokyo, (1997).
9. Nanni, A., "North America design Guidelines for Concrete Reinforcement and Strengthening Using FRP: Principles, Applications, and Unresolved Issues", FRP Composites in Civil Engineering, Vol 1, *Conference proceeding*, Hong Kong, (2001).
10. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Standard no. 2800. 3rd edition. Building and Housing Research Center, (2004).
11. ACI Committee 318. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-95) and commentary (ACI 318R-95), American Concrete Institute, Detroit, Michigan, (1989).
12. ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05), Farmington Hills (MI): American Concrete Institute, (2005).
13. CSA Standard A23.3.04, "Design of Concrete Structures", CPCA, Ontario, (2005).
14. ANSYS standard user's manual, version 11.

الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان در مسأله‌ی بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها: مطالعه‌ی مقایسه‌ای چهار الگوریتم*

محمد هادی افشار^(۱) سید ابراهیم رضایی سنگدهی^(۲) رامتین معینی^(۳)

چکیده بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها از جمله مسایل مهم در علوم مهندسی آب است که روش‌های بهینه‌سازی متعددی به‌منظور حل آن به‌کار گرفته شده است. امروزه کارشناسان مهندسی آب به استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی به‌منظور حل این مسأله گرایش پیدا کرده‌اند. یکی از این الگوریتم‌ها، الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان است که بر مبنای شبیه‌سازی رفتار جستجوی غذا در جامعه‌ی مورچگان ارائه شده است. در این تحقیق قابلیت‌های چهار الگوریتم مختلف از الگوریتم‌های بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان به‌نام‌های الگوریتم پایه‌ی سیستم مورچگان، الگوریتم سیستم مورچگان نخبه، الگوریتم سیستم مورچگان ترتیبی و الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه به‌منظور حل دو مسأله‌ی تک هدفه‌ی بهره‌برداری از مخزن سد دز به‌منظور تأمین آب مورد نیاز (بهره‌برداری ساده) و بهره‌برداری برقایی از مخزن سد دز مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان، الگوریتمی مناسب در حل مسایل بهره‌برداری از مخازن سدها می‌باشد. همچنین، از میان الگوریتم‌های مورد مطالعه، الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه - کمینه به‌منظور حل مسایل مورد نظر مناسب‌تر عمل نموده است.

واژه‌های کلیدی الگوریتم فراکاوشی، الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان، بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها.

Ant Colony Optimization Algorithms for Optimal Operation of Reservoirs: A Comparative Study of Four Algorithms

M. H. Afshar S. E. Rezaee R. Moeini

Abstract Optimal operation of reservoir is one of the most important problems of water resource engineering addressed by many researchers. Mathematical and traditional optimization methods have been extensively used to solve reservoir operation problem. Nowadays, meta-heuristics methods such as Ant Colony Optimization (ACO) algorithms, however, are being used more and more to solve this problem. ACO algorithms refer to a family of search methods based on the foraging behavior of real ant colonies. In this paper, the application of four ACO algorithms namely, Ant System, Elitist Ant System, Ranked Ant System and Max-Min Ant System is used to solve the simple and hydropower reservoir operation problems. The efficiency of these methods is tested against the benchmark example of "Dez" reservoir and the results are presented and compared. The results indicate the superiority of Max-Min Ant System over other algorithms to solve reservoir operation problem.

Keywords Meta-Heuristic Algorithm, Ant Colony Optimization Algorithm, Optimal Operation of Reservoir.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱۱/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۶/۱۰ می‌باشد.

(۱) دانشیار، قطب علمی هیدروانفورماتیک محیطی، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

(۲) کارشناس ارشد، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

(۳) نویسنده‌ی مسؤول دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

مقدمه

در دهه‌های اخیر، توسعه و به‌کارگیری روش‌های بهینه‌سازی سنتی و ریاضی به‌منظور حل مسائل مورد بحث در حوزه‌ی مدیریت منابع آب، بخشی از تحقیقات این حوزه را به خود اختصاص داده است. علاوه بر آن، اخیراً محققان به سمت به‌کارگیری روش‌هایی که مبتنی بر رفتار طبیعی موجودات زنده و مدل‌سازی این رفتار بوده است، گرایش پیدا کرده‌اند. امروزه این دسته روش‌ها، الگوریتم‌های فراکاوشی (Meta heuristic Algorithms) نامیده می‌شوند. الگوریتم نورد شبیه‌سازی شده (Simulated Annealing)، الگوریتم ژنتیک (Genetic Algorithm)، الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان ((GA)) و الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان ((Ant Colony Optimization Algorithms (ACO)) را می‌توان به‌عنوان نمونه‌ای از این دسته روش‌ها نام برد. مزایای استفاده از روش‌های فراکاوشی را نسبت به سایر روش‌های سنتی و ریاضی، هم‌چون روش‌های برنامه‌ریزی خطی و غیرخطی می‌توان در موارد زیر خلاصه نمود؛

الف) اندازه‌گیری تنها از طریق اطلاعات محاسبات تابع هدف و قیدها صورت می‌گیرد و از پیچیدگی‌های مربوط به تعیین گرادیان‌ها و یا دیگر اطلاعات فرعی اجتناب می‌شود.

ب) نیازی به مشتق‌پذیری، پیوستگی و یا محدب بودن تابع هدف ندارند.

ج) رفتار جستجوی هوشمندانه در این الگوریتم‌ها مانع به دام افتادن در نقاط بهینه‌ی محلی می‌گردد.

د) به‌علت درگیر بودن با مجموعه‌ای از جواب‌ها، به‌جای تعیین یک جواب بهینه تعداد زیادی از جواب‌های بهینه یا نزدیک بهینه قابل تعیین می‌باشد [1]. الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان یکی از الگوریتم‌های فراکاوشی می‌باشد که بر پایه‌ی رفتار طبیعی جستجوی غذا در مورچگان بنا شده است. اولین الگوریتم از دسته‌ی انواع الگوریتم‌های بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان که بر اساس این رفتار طبیعی پیشنهاد شده، الگوریتم سیستم مورچگان

((Ant System (AS)) بوده است که در سال ۱۹۹۱ توسط کلرنی و همکاران پیشنهاد گردید [2]. در طول سالیان اخیر این الگوریتم اولیه پیشنهادی توسعه یافته و الگوریتم‌های دیگری، با مبنای قرار دادن این الگوریتم پایه‌ی اولیه پیشنهاد شده است که از جمله‌ی آن‌ها می‌توان به الگوریتم سیستم جامعه‌ی مورچگان ((Ant Colony System (ACS)) [3]، الگوریتم سیستم مورچگان نخبه ((Elitist Ant System (AS_{elite}))، الگوریتم سیستم مورچگان پیشینه-کمینه [1]، الگوریتم سیستم مورچگان (Max-Min Ant System (MMAS)) [4]، الگوریتم سیستم مورچگان ترتیبی (Ranked Ant System) ((AS_{rank})) [5]، الگوریتم سیستم مورچگان به‌ترین-بدترین (Best- Worst Ant System) [6] و الگوریتم سیستم مورچگان ترکیبی [7] اشاره نمود. اکثر تغییرات اعمال شده در الگوریتم پایه‌ی اولیه (الگوریتم سیستم مورچگان) به‌منظور بهبود تعیین سیاست تصمیم‌گیری بهینه و ایجاد تعاملی مؤثر بین دو مشخصه‌ی اکتشاف و بهره‌برداری صورت گرفته است. توانایی الگوریتم‌ها برای جستجوی ناحیه‌ی وسیعی از فضای جستجوی مسأله، اکتشاف و قابلیت الگوریتم در جستجوی ناحیه‌ی اطراف جواب بهینه‌ی یافته شده از جستجوهای قبلی، بهره‌برداری نامیده می‌شود. با توجه به تعاریف فوق روشن است که این مشخصه‌ها در تعارض با یکدیگر می‌باشند. بنابراین، الگوریتمی موفق است که بتواند با استفاده از مکانیزمی مؤثر بین دو مشخصه‌ی فوق تعادل برقرار سازد [1].

بررسی تحقیقات انجام شده نشان دهنده‌ی آنست که الگوریتم‌های بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان از قابلیت بالایی در حل مسائل پیچیده‌ی علوم مهندسی از جمله مهندسی آب برخوردار هستند. علی و همکاران [8]، چاندارموهان و باسکاران [9]، اوستفلد [10] و استیوتزل و همکاران [11] به برخی از مسائل حل شده در حوزه‌ی مهندسی از جمله مهندسی آب با استفاده از این الگوریتم اشاره نموده‌اند. اولین کار گزارش شده در این زمینه مربوط به عباسپور و همکارانش می‌باشد که از الگوریتم‌های بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان به‌منظور

بهینه ابعاد شبکه‌ی فاضلاب ارائه نمود [24]. عباسی و همکاران و مددکار و افشار از الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان برای طراحی بهینه‌ی خطوط انتقال آب استفاده نمودند [25,26]. هم‌چنین، معینی و افشار با استفاده از الگوریتم سیستم مورچه‌ی بیشینه-کمینه و الگوریتم رشد و توسعه‌ی درختی (Tree growing Algorithm)، الگوریتم‌های ترکیبی مختلفی را برای حل مسأله‌ی طراحی بهینه‌ی جانمایی و ابعاد شبکه‌ی فاضلاب ارائه نمودند [27,28].

یکی از محدودیت‌های الگوریتم‌های فراکاوشی و از جمله الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان، هم‌گرایی نابهنگام و نابه‌جای الگوریتم به یک جواب بهینه‌ی محلی است. لذا در طول سالان اخیر محققان، الگوریتم‌های مختلفی را بر مبنای اصول الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان برای غلبه بر این محدودیت ارائه نمودند که مقایسه عملکرد هر یک از الگوریتم‌های پیشنهادی و شناسایی قابلیت‌های آن‌ها در حل مسائل پیچیده‌ی علوم مهندسی از جمله مهندسی آب مورد توجه می‌باشد. لذا در این تحقیق از چهار الگوریتم سیستم مورچگان، سیستم مورچگان ترتیبی، سیستم مورچگان نخه و سیستم مورچگان بیشینه-کمینه در حل مسائل تک‌هدفه‌ی بهره‌برداری بهینه به‌منظور تأمین آب مورد نیاز (بهره‌برداری ساده) و بهره‌برداری بهینه‌ی برقابی (تأمین انرژی برق) از مخزن سد دز استفاده و نتایج به‌دست آمده از آن‌ها با یکدیگر مقایسه شده است. مقایسه‌ی نتایج، نشان می‌دهد که استفاده از الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه نسبت به سایر الگوریتم‌های مورد استفاده به جواب‌های برتری رسیده است.

الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان

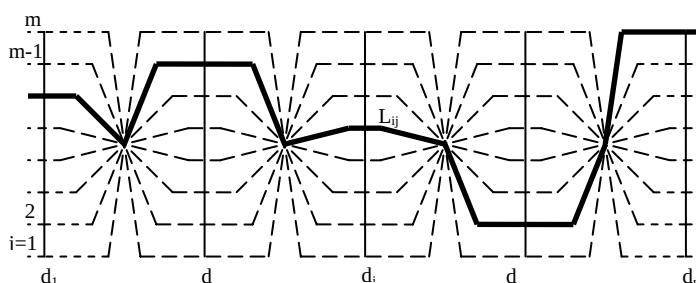
جوامع حشرات قادر به انجام وظایف و حل مشکلات مختلف روزانه‌ی خود می‌باشند که هر یک از افراد جامعه‌ی به‌تنهایی قادر به انجام آن نمی‌باشند مثلاً

تخمین پارامترهای هیدرولیکی خاک‌های غیراشباع استفاده نموده‌اند [12]. پس از آن سیمپسون و همکاران با استفاده از این الگوریتم مسأله‌ی طراحی بهینه‌ی شبکه‌ی آب را مدل کردند و پارامترهای مربوط را محاسبه نمودند [13]. مایر و همکاران از این الگوریتم به‌منظور یافتن جواب‌های بهینه در یک سیستم شبکه‌ی توزیع آب استفاده نمودند [14]. زکچین و همکاران عملکرد الگوریتم سیستم مورچگان را با عملکرد الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه در مسأله‌ی طراحی بهینه‌ی شبکه‌ی آب مقایسه نمودند [15]. افشار ابتدا از الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه در مسأله‌ی طراحی بهینه شبکه آب استفاده نمود [16] و سپس، با به‌کارگیری مکانیزم نظریه تطبیقی قطعی در الگوریتم جامعه‌ی مورچگان، عملکرد این الگوریتم را بهبود بخشید و اثر این مکانیزم را در طراحی شبکه‌ی کنترل سیلاب مورد بررسی قرار داد [17]. هم‌چنین، افشار و معینی از الگوریتم سیستم مورچه‌ی بیشینه-کمینه در مسأله‌ی بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها استفاده نمودند [18]. اوستلند و توبالتزی از الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان برای طراحی بهینه‌ی سیستم توزیع آب استفاده نمودند [19]. افشار و همکاران از الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان در مسأله‌ی طراحی بهینه‌ی خطوط انتقال آب استفاده نمودند [20]. افشار از الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه برای طراحی بهینه‌ی جانمایی و ابعاد شبکه‌ی آب استفاده نمود [21]. هم‌چنین، عملکرد دو الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه و سیستم مورچگان نخه در مسأله‌ی طراحی بهینه‌ی شبکه‌ی آب توسط افشار مقایسه شد [22]. مددکار و افشار از الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان پیوسته در مسأله‌ی بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها استفاده نمودند [23]. هم‌چنین، افشار با استفاده از الگوریتم سیستم مورچه‌ی بیشینه-کمینه دو فرمول‌بندی نامفید و مقید جامعه‌ی مورچگان را برای حل مسأله‌ی طراحی

مدت زمان کوتاهی، کلیه مورچگان مسیر کوتاه‌تر را برای عبور انتخاب می‌نمایند و فرمون سایر مسیرها تبخیر می‌گردد [1].

به منظور استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان در حل مسائل بهینه‌سازی، بایستی مسأله به صورت یک گراف تعریف شود [3]. بدین منظور، گراف نمونه $G=(D,L,C)$ برای مسأله مورد نظر تعریف می‌شود، که $D=\{d_1, d_2, \dots, d_n\}$ مجموعه نقاط تصمیم می‌باشد که در این نقاط تصمیم می‌گیریم؛ $L=\{L_{ij}\}$ مجموعه انتخاب‌های z در هر یک از نقاط تصمیم i و $C=\{c_{ij}\}$ مجموعه هزینه‌های هر یک از انتخاب‌های مجموعه‌ی L می‌باشند. یک مسیر شدنی (Feasible) تعریف شده برای گراف را یک جواب (φ) و مسیری که کم‌ترین هزینه را داشته باشد یک جواب بهینه (φ^*) می‌نامند. هزینه‌ی هر جواب را با $f(\varphi)$ و هزینه‌ی جواب بهینه را با $f(\varphi^*)$ نشان می‌دهند. شکل (۱) نمونه‌ای از یک گراف تعریف شده برای یک مسأله‌ی فرضی را نشان می‌دهد. در این شکل خط‌های عمودی نشان‌دهنده‌ی نقاط تصمیم، خط‌چین‌های افقی نشان‌دهنده‌ی گزینه‌های تصمیم و خط‌های پررنگ افقی و مورب نشان‌دهنده‌ی یک جواب ساخته شده توسط مورچه‌ی فرضی می‌باشد.

جامعه‌ی مورچگان قادر هستند که در موقع یافتن منبع غذایی، کوتاه‌ترین مسیر بین لانه و منبع غذا را تعیین کنند و از این مسیر به منظور انتقال غذا از منبع غذایی به لانه استفاده نمایند. این کار از طریق مکانیزم هوش جمعی (یک ارتباط غیرمستقیم بین افراد جامعه‌ی که در جستجوی غذا هستند) صورت می‌پذیرد. وقتی مورچه‌ای به دنبال غذا می‌گردد، در طول مسیر حرکت خود ماده‌ی بوداری به نام فرمون (Pheromone) به جای می‌گذارد که سایر مورچگانی که در جستجوی غذا می‌باشند را به عبور از آن مسیر تشویق می‌نماید. این فرآیند اصلاح محیط به منظور تشویق و ایجاد تغییر در رفتار سایر مورچه‌ها، اصطلاحاً استیگمرژی (Stigmergy) نامیده می‌شود که اولین بار توسط گراس در سال ۱۹۵۹ معرفی گردید [29]. با یافتن منبع غذایی، در ابتدا، مورچه‌ها به طور تصادفی مسیرهای مختلفی را برای انتقال غذا به لانه طی می‌کنند؛ اما اختلاف زمانی پیمودن مسیرهای کوتاه‌تر نسبت به مسیرهای بلندتر، باعث می‌گردد تعداد مورچگانی که در مسیرهای کوتاه‌تر در حرکت هستند نسبت به مسیر بلندتر بیش‌تر شود و بنابراین غلظت فرمون این مسیرها بیش‌تر افزایش می‌یابد و این افزایش غلظت فرمون مسیرهای کوتاه‌تر، مورچه‌های بعدی را به انتخاب این مسیرهای کوتاه‌تر ترغیب می‌نماید. بدین ترتیب، پس از طی



شکل ۱ گراف تعریف شده برای مسأله‌ی فرضی

ادامه توضیحاتی، به طور خلاصه، در مورد هر یک از آنها ارائه شده است.

الگوریتم سیستم مورچگان. الگوریتم سیستم مورچگان ابتدایی ترین و ساده ترین الگوریتم پیشنهادی از انواع الگوریتم های بهینه سازی جامعه ی مورچگان می باشد که توسط کلرنی و همکارانش پیشنهاد گردید [31]. رابطه ی تعیین سیاست تصمیم گیری استفاده شده در این الگوریتم به صورت زیر می باشد:

$$P_{ij}(k, t) = \frac{[\tau_{ij}(t)]^\alpha [\eta_{ij}]^\beta}{\sum_{j=1}^m [\tau_{ij}(t)]^\alpha [\eta_{ij}]^\beta} \quad (1)$$

که در رابطه ی فوق $p_{ij}(k, t)$ احتمال این که مورچه ی k در تکرار t و نقطه ی تصمیم i ، گزینه ی تصمیم j را انتخاب نماید، $\tau_{ij}(t)$ مقدار فرمون موجود بر روی گزینه ی تصمیم j در نقطه ی تصمیم i و تکرار t ، η_{ij} اطلاعات کاوشی مربوط به گزینه ی تصمیم j در نقطه ی تصمیم i و α و β پارامترهایی هستند که نسبت وزنی بین مقادیر فرمون و اطلاعات کاوشی را کنترل می نمایند. هر یک از مورچگان با در نظر گرفتن رابطه ی تعیین سیاست تصمیم گیری فوق، در هر نقطه ی تصمیم، یک گزینه ی تصمیم را به طور تصادفی انتخاب می کند.

اطلاعات کاوشی در بعضی مواقع «میدان دید» مورچگان نیز نامیده می شود. اطلاعات کاوشی یکبار در ابتدای جستجو محاسبه می شود و سپس در طی جستجو بدون تغییر باقی می ماند. مقادیر اطلاعات کاوشی براساس شکل تابع هدف مسأله تعریف و محاسبه می شوند. به عنوان نمونه، در یک مسأله ی حداقل سازی هزینه، اگر مقادیر هزینه (تابع هدف) به ازای انتخاب هر یک از گزینه های تصمیم در نقاط تصمیم مربوط (C_{ij}) مشخص باشد، مقادیر

گام های اساسی حل مسأله ی بهینه سازی را با استفاده از الگوریتم های بهینه سازی مورچگان می توان به صورت زیر تعریف نمود [30]:

۱- بعد از تعریف گراف مناسب مسأله ی مورد نظر، در ابتدای محاسبات، مقدار فرمون به طور مساوی بر روی تمام گزینه های تصمیم گراف مسأله در نظر گرفته می شود و سپس در هر مرحله، هر یک از مورچگان بر روی نقطه ی تصمیم ابتدایی قرار داده می شود و شروع به حرکت می کند.

۲- هر مورچه برای حرکت از یک نقطه ی تصمیم به نقطه ی تصمیم بعدی بایستی با به کارگیری رابطه ی احتمالی تعیین سیاست تصمیم گیری، یکی از گزینه های تصمیم موجود را انتخاب نماید و به نقطه ی تصمیم بعدی برود. هنگامی که که مورچه از تمامی نقاط تصمیم گیری عبور کند، یک جواب برای مسأله ساخته شده است.

۳- بعد از ساخت یک جواب کامل توسط هر مورچه، مقدار تابع هدف به ازای این جواب ساخته شده، محاسبه می گردد.

۴- گام های ۲ و ۳ برای تمامی مورچگان در نظر گرفته شده، تکرار می گردند. فرمون مسیرها قبل از شروع تکرار بعد به روز (Update) می شود و مسیرهای جواب مناسب تر با مقدار فرمون بیش تری علامت گذاری می گردد. در نتیجه در تکرارهای بعدی احتمال انتخاب این مسیرها افزایش می یابند و این روند به جستجوی به تر جواب بهینه در تکرارهای بعدی کمک خواهد کرد.

۵- زمانی که یکی از معیارهای توقف الگوریتم حاصل شود، روند اجرای مدل متوقف می گردد.

همان گونه که اشاره شد، در این تحقیق چهار الگوریتم مختلف از انواع الگوریتم های بهینه سازی جامعه ی مورچگان به منظور حل مسأله ی بهره برداری بهینه از مخازن سدها به کار گرفته شده است که در

در تکرار t ، مقدار تابع هدف به‌ازای جواب ساخته شده به‌وسیله‌ی مورچه k ام در تکرار t و $I_A\{a\}$ تابعی است که مقدار آن به‌ازای $a \in A$ برابر با یک و در غیر این صورت برابر با صفر می‌باشد.

الگوریتم سیستم مورچگان نخبه. به‌منظور بهره‌برداری بهتر و مناسب‌تر از اطلاعات به‌ترین جواب به‌دست آمده تا هر تکرار، کلرنی و همکارانش الگوریتم سیستم مورچگان نخبه را پیشنهاد نمودند [1]. در این الگوریتم علاوه بر اطلاعات کسب شده توسط کلیه‌ی مورچگان در هر تکرار، از مورچگان نخبه و جواب ساخته شده توسط آن‌ها نیز به‌منظور به‌روزرسانی فرمون مسیرها، استفاده می‌شود. رابطه‌ی تعیین سیاست تصمیم‌گیری در این الگوریتم همانند رابطه‌ی به‌کار گرفته شده در الگوریتم سیستم مورچگان (رابطه‌ی ۱) می‌باشد. همچنین، رابطه‌ی به‌روزرسانی فرمون در این الگوریتم به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\tau_{ij}(t+1) = \rho\tau_{ij}(t) + \Delta\tau_{ij}(t) + \sigma\Delta\tau_{ij}^{gb}(t) \quad (5)$$

که در رابطه‌ی فوق، σ تعداد مورچگان نخبه‌ی منظور شده و $\Delta\tau_{ij}^{gb}(t)$ مقدار تغییر فرمون منظور شده برای گزینه‌های تصمیم j در هر یک از نقاط تصمیم i در به‌ترین مسیر طی شده (جواب ساخته شده) تا تکرار t به‌وسیله‌ی σ مورچه‌ی نخبه‌ی منظور شده، می‌باشد. سایر پارامترهای رابطه‌ی فوق پیش از این تعریف شده است. مطابق با رابطه‌ی تعریف شده به‌روزرسانی مقادیر فرمون مسیرها در این الگوریتم (رابطه‌ی ۵)، تمامی مسیرهای طی شده توسط کلیه مورچگان (جواب‌های ساخته شده) در تکرار t ، به‌روزرسانی می‌شوند و علاوه بر این، به‌ترین مسیر طی شده (جواب ساخته شده) توسط مورچگان نخبه تا آن تکرار مقدار فرمون اضافی دریافت می‌کند. به این ترتیب، براساس رابطه تعریف شده (رابطه‌ی ۵) نوعی

اطلاعات کاوشی را می‌توان به شکل زیر تعریف و محاسبه نمود:

$$\eta_{ij} = 1/C_{ij} \quad (2)$$

در الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان مقادیر فرمون موجود در گزینه‌های های تصمیم مسأله در نقاط تصمیم مربوط، کانال ارتباطی بین مورچگان است که نقش مهمی در استفاده از هوش جمعی توسط جامعه‌ی مورچگان ایفا می‌کند. بنابراین، در هر تکرار بایستی با استفاده از اطلاعات کسب شده از سایر مورچه‌ها، فرمون موجود در گزینه‌های تصمیم نقاط تصمیم مربوط (مسیرها) به‌روزرسانی شود. رابطه‌ی به‌روزرسانی فرمون گزینه‌های تصمیم نقاط تصمیم در هر تکرار به‌صورت زیر می‌باشد:

$$\tau_{ij}(t+1) = \rho\tau_{ij}(t) + \Delta\tau_{ij}(t) \quad (3)$$

که در رابطه‌ی فوق $\tau_{ij}(t+1)$ مقدار فرمون موجود در گزینه‌ی تصمیم j ام نقطه‌ی تصمیم i در تکرار $t+1$ ، $\tau_{ij}(t)$ فرمون موجود در گزینه‌ی تصمیم j ام نقطه‌ی تصمیم i در تکرار t ، ρ ضریب تخییر فرمون که مقداری بین صفر و یک دارد و سرانجام $\Delta\tau_{ij}(t)$ تغییرات فرمون در گزینه‌ی تصمیم j ام نقطه‌ی تصمیم i در تکرار t می‌باشد.

در این الگوریتم، مقدار $\Delta\tau_{ij}(t)$ براساس کلیه‌ی جواب‌های ساخته شده در تکرار t محاسبه می‌شود، که به‌صورت رابطه زیر بیان می‌گردد:

$$\Delta\tau_{ij}(t) = \sum_{k=1}^m \frac{R}{f(s_k(t))} I_{S_k(t)}\{(i, j)\} \quad (4)$$

در رابطه‌ی فوق m تعداد مورچگان در نظر گرفته شده برای جامعه‌ی مورچگان و یا به‌عبارت دیگر، تعداد جواب‌های ساخته شده در هر تکرار، R مقداری ثابت که ضریب بازگشت فرمون نامیده می‌شود، $S_k(t)$ جواب ساخته شده (مجموعه‌ای از گزینه‌های تصمیم) به‌وسیله‌ی مورچه‌ی k ام

که در رابطه‌ی فوق، $s_k(t)$ مجموعه‌ای از جزء مسیرهای طی شده (گزینه‌های تصمیم جواب ساخته شده) به وسیله‌ی k امین مورچه ترتیبی در تکرار t می‌باشد که در رتبه‌بندی جواب‌ها رتبه‌ی $(\sigma - k)$ را کسب نموده است و بنابراین گزینه‌های تصمیم انتخاب شده به وسیله k امین مورچه ترتیبی، براساس ضریب $(\sigma - k)$ منظور شده برای آن، فرمون اضافی دریافت می‌کنند. دو مزیت عمده‌ی فرمول‌بندی به‌روزرسانی فرمون در این الگوریتم نسبت به الگوریتم سیستم مورچگان و الگوریتم سیستم مورچگان نخبه عبارتند از:

الف) به جای استفاده از تمامی مورچگان، تنها از مورچگان ترتیبی در به‌روزرسانی فرمون مسیرها استفاده می‌شود تا فقط از اطلاعات مسیرهای برتر طی شده توسط آن‌ها، به‌منظور رسیدن به جواب بهینه، استفاده شود.

ب) در فرمون‌ریزی مورچگان ترتیبی، اهمیت بیشتر به مورچگانی داده می‌شود که جواب‌های بهتری ساخته‌اند و به این ترتیب مسیرهای برتر فرمون بیش‌تری دریافت می‌کنند.

سایر مراحل و روند حل مسأله با استفاده از این الگوریتم، به‌غیر از نحوه‌ی به‌روزرسانی فرمون مسیرها، همانند الگوریتم سیستم مورچگان می‌باشد.

الگوریتم سیستم مورچگان پیشینه-کمینه. الگوریتم سیستم مورچه‌های پیشینه - کمینه توسط استیوتزل و هوس، بر پایه‌ی الگوریتم سیستم مورچگان و به‌منظور کاهش معایب موجود در این الگوریتم و مخصوصاً جلوگیری از همگرایی نابه‌جای الگوریتم به یک جواب بهینه‌ی محلی، ارائه گردید [4]. در این الگوریتم با محدود کردن مقادیر فرمون مسیرهای طی شده به یک محدوده‌ی تعیین شده $[\tau_{\min}, \tau_{\max}]$ از همگرایی سریع و نابه‌جای آن اجتناب می‌شود. بنابراین با محدود

تعامل بین مشخصه‌های اکتشاف و بهره‌برداری برقرار می‌گردد که بر کیفیت جواب‌ها و نحوه‌ی همگرایی الگوریتم تأثیر می‌گذارد. سایر مراحل و روند حل مسأله با استفاده از این الگوریتم، به‌غیر از نحوه‌ی به‌روزرسانی فرمون مسیرها، همانند الگوریتم سیستم مورچگان می‌باشد.

الگوریتم سیستم مورچگان ترتیبی. با توسعه‌ی نظریه‌ی نخبه گرایی در الگوریتم سیستم مورچگان نخبه، بولنهیمر و همکاران الگوریتم سیستم مورچگان ترتیبی را پیشنهاد نمودند [5]. در این الگوریتم در انتهای هر تکرار، σ مورچه‌ی نخبه انتخاب می‌شوند و فرمون به‌ترین مسیر طی شده تا آن تکرار را همانند الگوریتم سیستم مورچگان نخبه به‌روزرسانی می‌کنند و $\sigma - 1$ مورچه، که در آن تکرار مسیرهای مناسب‌تری را طی نمودند بر روی مسیرهای جواب ساخته شده‌ی خود با ضریبی که متناسب با درجه‌ی مرغوبیت جواب ساخته شده می‌باشد، فرمون اضافی می‌ریزند. به عبارت دیگر، $\sigma - 1$ جواب ساخته شده توسط $\sigma - 1$ مورچه‌ی نخبه را به ترتیب از به‌ترین جواب به بدترین جواب ساخته شده رتبه‌بندی می‌کنیم و بر اساس رتبه‌ی جواب‌ها به آن‌ها ضریب مربوط را نسبت می‌دهیم به گونه‌ای که به به‌ترین جواب ضریب $\sigma - 1$ و به بدترین جواب ضریب یک نسبت داده می‌شود. رابطه‌ی تعیین سیاست تصمیم‌گیری در این الگوریتم همانند رابطه‌ی تعریف شده در الگوریتم سیستم مورچگان (رابطه‌ی ۱) می‌باشد. رابطه‌ی به‌روزرسانی فرمون نیز همانند رابطه‌ی (۵) می‌باشد که در آن به جای $\Delta\tau_{ij}^{\text{rank}}(t)$ ، جایگزین شده است. $\Delta\tau_{ij}^{\text{rank}}(t)$ بیانگر فرمون اضافی منظور شده برای مسیرها (گزینه‌های تصمیم) جواب‌های ساخته شده به وسیله مورچگان ترتیبی می‌باشد که مطابق با رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta\tau_{ij}^{\text{rank}}(t) = \sum_{k=1}^{\sigma-1} (\sigma - k) \frac{R}{f(s_k(t))} I_{s_k(t)}\{(i, j)\} \quad (6)$$

نقطه‌ی تصمیم (i) به‌ترین مسیر طی شده توسط مورچه‌ها در تکرار t ام می‌باشد (به‌ترین مسیر توسط مورچه‌ی I طی شده و جواب s_1 را ساخته است) که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta \tau_{i,j}^{lb}(t) = \frac{R}{f(s_1(t))} I_{s_1}(t) \{(i, j)\} \quad (10)$$

که پارامترهای موجود در این رابطه پیش از این توضیح داده شده است. همان‌گونه که چگونگی تعیین مرزهای محدوده‌های بالایی و پایینی فرمون‌ها در این الگوریتم، مورچه‌ها را به جستجوی گسترده تر فضای جستجوی مسئله، به‌منظور یافتن جواب بهینه، ترغیب می‌کنند. نحوه‌ی به‌روزرسانی فرمون در این الگوریتم، موجب افزایش تمایل مورچه‌ها به جستجو در مسیرهای جواب‌های مناسب‌تر ساخته شده در تکرارهای قبلی می‌شود و بنابراین روند همگرایی مسئله با به‌کارگیری این الگوریتم بهبود می‌یابد. بر این اساس، در این الگوریتم نوعی تعامل بین مشخصه‌های اکتشاف و بهره‌برداری برقرار می‌گردد که بر کیفیت جواب‌ها و نحوه‌ی همگرایی الگوریتم تأثیر می‌گذارد. سایر مراحل و روند حل مسئله با استفاده از این الگوریتم، به غیر از موارد ذکر شده، همانند الگوریتم سیستم مورچگان می‌باشد.

بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها

در این تحقیق از قابلیت‌های ویژه‌ی الگوریتم‌های بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان در حل مسائل بهینه‌سازی استفاده شده و دو مسئله‌ی تک‌هدفی بهره‌برداری از مخازن سدها به‌منظور تأمین آب مورد نیاز (بهره‌برداری ساده) و بهره‌برداری برقایی از مخازن سدها را مدل‌سازی گردیده و با به‌کارگیری چهار الگوریتم ذکر شده مورد بررسی قرار گرفته است. مسئله‌ی بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها یک مسئله‌ی بهینه‌سازی مقید می‌باشد که به‌منظور مدل‌سازی آن

شدن مقادیر فرمون تمامی گزینه‌های تصمیم احتمال انتخاب شدن می‌یابند و لذا فضای جستجوی مسئله توسط مورچه‌ها گسترش می‌یابد. در این الگوریتم، مقدار محدوده‌ی بالایی فرمون (فرمون حداکثر) در تکرار t توسط رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

$$\tau_{\max}(t) = \frac{1}{1-\rho} \frac{R}{f(s^{gb}(t))} \quad (7)$$

که در رابطه‌ی فوق، $f(s^{gb}(t))$ مقدار تابع هدف به ازای به‌ترین مسیر طی شده (جواب ساخته شده) توسط مورچه‌ها تا تکرار t؛ ρ ضریب تبخیر و R ضریب بازگشت فرمون می‌باشد. هم‌چنین، مقدار محدوده‌ی پایینی فرمون (فرمون حداقل) در تکرار t توسط رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

$$\tau_{\min}(t) = \frac{\tau_{\max}(t)(1 - \sqrt[n]{p_{\text{best}}})}{(NO_{\text{avg}} - 1)\sqrt[n]{p_{\text{best}}}} \quad (8)$$

که در رابطه‌ی فوق، p_{best} ضریبی ثابت که هرچه کوچک‌تر باشد مرزهای محدوده‌ی فرمون گزینه‌های تصمیم مسئله و به تبع آن احتمال انتخاب گزینه‌های تصمیم به هم نزدیک‌تر می‌گردد و NO_{avg} میانگین تعداد گزینه‌های تصمیم در نقاط تصمیم مسئله می‌باشد. به این ترتیب در انتهای هر تکرار مقدار فرمون مسیرها (گزینه‌های تصمیم مسئله) کنترل می‌گردد تا از مقدار $\tau_{\max}(t)$ تجاوز نکرده و از $\tau_{\min}(t)$ هم کمتر نشوند.

هم‌چنین، در این الگوریتم از رابطه زیر به منظور به‌روزرسانی فرمون مسیرها استفاده می‌شود:

$$\tau_{ij}(t+1) = \rho \tau_{ij}(t) + \Delta \tau_{ij}^{lb}(t) \quad (9)$$

که در رابطه‌ی فوق، $\Delta \tau_{ij}^{lb}(t)$ فرمون اضافه شده به هر یک از جزء مسیرهای (گزینه‌ی تصمیم j در

مجموعه‌ای از مقادیر تابع هدف است که به‌ازای هریک از مقادیر آب رها شده از مخزن (گزینه‌های تصمیم) در هر دوره‌ی زمانی (نقطه‌ی تصمیم) متناسب شده، به‌صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$C_{ij} = [(d_t - r_{ij})/d_{\max}]^2 \quad (12)$$

هم‌چنین، قیود مسأله‌ی بهره‌برداری ساده از مخزن، به‌صورت رابطه‌ی پیوستگی، حداکثر و حداقل مقدار آب رها شده از مخزن و حجم مخزن تعریف می‌گردند.

$$s_{t+1} = s_t + q_t - r_t \quad (13)$$

$$r_{\min} \leq r_t \leq r_{\max} \quad (14)$$

$$s_{\min} \leq s_t \leq s_{\max} \quad (15)$$

که در روابط فوق، s_t مقدار حجم مخزن در دوره‌ی زمانی t ، s_{t+1} مقدار حجم مخزن در دوره‌ی زمانی $t+1$ ، q_t مقدار آب ورودی به مخزن در دوره‌ی زمانی t ، r_t مقدار آب رها شده از مخزن در دوره‌ی زمانی t ، $r_{\min}$ حداقل مقدار آب رها شده از مخزن، $r_{\max}$ حداکثر مقدار آب رها شده از مخزن، $s_{\min}$ حداقل مقدار حجم مخزن و $s_{\max}$ حداکثر مقدار حجم مخزن می‌باشد.

وجود قیود در مسأله‌ی بهینه‌سازی موجب می‌شود که برخی از جواب‌های موجود در فضای جستجوی مسأله، جواب‌های ناشدنی باشند و بنابراین برای اعمال قیود مسأله بایستی مکانیزمی مناسب پیشنهاد گردد تا تمایل مورچه‌ها به جستجو در فضای شدنی بیش‌تر شود. در این مسأله از روش تابع جریمه برای اعمال قیود استفاده شده است. بدین منظور ابتدا، پس از ساخت یک جواب کامل توسط هر مورچه، مقدار حجم مخزن در کلیه‌ی دوره‌های زمانی بهره‌برداری توسط رابطه‌ی پیوستگی به‌دست می‌آید. سپس اگر حجم مخزن از محدوده‌های مجاز تعریف شده (رابطه‌ی ۱۵) تخطی کرده باشد، تابع هدف مسأله به‌صورت زیر اصلاح می‌شود:

می‌بایست تابع هدف مسأله و قیود آن تعریف شود. در مسأله‌ی بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها تابع هدف مسأله می‌تواند به شکل‌های مختلف تعریف گردد. به‌عنوان نمونه، تابع هدف می‌تواند حداکثرسازی درآمد، حداقل سازی هزینه، حداکثرسازی سطح زیر کشت، حداکثرسازی انرژی تولیدی، حداقل سازی میزان کمبود اعمال شده به یک نیاز مشخص و غیره باشد و قیود مسأله نیز می‌تواند معادله‌ی پیوستگی، حداقل و حداکثر حجم مخزن، حداقل و حداکثر مقدار آب رها شده از مخزن و غیره باشد. در ادامه توضیحاتی مختصر درباره‌ی نحوه‌ی مدل‌سازی دو مسأله‌ی مورد نظر ارائه شده است.

بهره‌برداری ساده از مخازن سدها. در این مسأله تابع هدف به‌صورت حداقل‌سازی میزان کمبود اعمال شده نسبت به یک نیاز مشخص تعریف شده است:

$$\text{minimize O.F} = \sum_{t=1}^{NT} [(d_t - r_t)/d_{\max}]^2 \quad (11)$$

که در رابطه‌ی فوق، d_t مقدار نیاز در دوره‌ی زمانی t (ماهانه)، r_t مقدار آب رها شده از مخزن در دوره‌ی زمانی t و $d_{\max}$ حداکثر نیاز در تمام دوره‌های زمانی (NT) می‌باشد.

اولین گام به منظور حل مسأله‌ی بهینه‌سازی با کمک الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچه‌ها، تعریف گراف مسأله می‌باشد. شکل (۱) گراف مسأله‌ی بهره‌برداری از مخزن، در حالتی که مقدار آب رها شده از مخزن به‌عنوان متغیر تصمیم منظور شده باشد را نشان می‌دهد. در این مسأله، دوره‌های زمانی بهره‌برداری از مخزن به‌عنوان نقاط تصمیم و مقدار آب رها شده از مخزن به‌عنوان متغیر تصمیم منظور شده است. گزینه‌های تصمیم مسأله برابر با گسسته‌سازی‌های صورت گرفته برای مقادیر آب رها شده از مخزن سد در دوره‌های زمانی می‌باشد. در نهایت، C برابر با

جدول ۱ مقادیر مطلوب پارامترهای به کار گرفته شده در الگوریتم های مختلف

ضریب جریمه	α	β	ρ	الگوریتم
۳	۱	۰	۰/۹	AS
۱۷	۱	۰/۲	۰/۹۹	AS _{elite}
۱۳/۵	۱	۰/۱۶	۰/۹۹	AS _{rank}
۱۰	۱	۰/۲	۰/۹۲	MMAS

علاوه بر مقادیر جدول (۱)، مقدار P_{best} در الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه برابر با ۰/۵۵ و تعداد مورچگان نخبه (۵) در الگوریتم سیستم مورچگان نخبه برابر با ۵۰ و در الگوریتم سیستم مورچگان ترتیبی برابر با ۵ در نظر گرفته شده است. در تمامی الگوریتم‌ها تعداد مورچگان برابر با ۱۰۰ و تعداد تکرار در هر اجرا برابر با ۱۰۰۰ می‌باشد. هم‌چنین، محدوده‌ی تغییرات هر متغیر تصمیم (میزان آب رها شده از مخزن سد در هر ماه) به ۲۰ کلاس مساوی تقسیم‌بندی شده است. در جدول (۲) نتایج حل مسأله‌ی بهره‌برداری ساده از مخزن سد دز با به‌کارگیری چهار الگوریتم مورد نظر در ۱۰ اجرای مختلف، ارائه شده است. در کلیه‌ی محاسبات از کامپیوتر Core i3 (2.13 GHz CPU) استفاده شده است.

مقایسه‌ی نتایج ارائه شده در جدول (۲) نشان دهنده‌ی آنست که به‌ترین جواب برای این مسأله با به‌کارگیری الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه حاصل شده است که مقدار آن برابر با ۰/۸۴۶ می‌باشد. هم‌چنین جدول (۲) نشان می‌دهد که زمان اجرای مدل با استفاده از الگوریتم‌های مختلف به‌کارگرفته شده یکسان است و لذا استفاده از الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه در مقایسه با سایر الگوریتم‌ها نیازمند به زمان محاسباتی بیش‌تری نمی‌باشد.

$$O.F. = \sum_{t=1}^{NT} \left[\frac{(d_t - r_t)^2}{d_{max}} \right] + \sum_{t=1}^{NT} (pen_t^{min} + pen_t^{max}) \quad (16)$$

که در آن:

$$\begin{cases} Pen_t^{min} = c \times (s_{min} - s_t) / s_{min} & \text{if } s_t < s_{min} \\ Pen_t^{max} = c \times (s_t - s_{max}) / s_{max} & \text{if } s_t > s_{max} \end{cases} \quad (17)$$

که در روابط فوق، Pen_t^{min} و Pen_t^{max} به‌ترتیب مقدار جریمه‌ی در نظر گرفته شده برای قید حداقل حجم و حداکثر حجم مخزن در دوره‌ی زمانی t و c ضریبی ثابت که برای هر مسأله با سعی و خطا به‌دست می‌آید، می‌باشد و سایر پارامترها پیش از این تعریف شده‌اند. لازم به ذکر است که در این مسأله مقدار اطلاعات کاوشی به‌صورت رابطه‌ی (۱۲) و بر حسب مقدار تابع هدف به‌ازای جزء مسیرها تعریف می‌شود.

برای بررسی نحوه‌ی عملکرد هریک از چهار الگوریتم اشاره شده در مسأله‌ی بهره‌برداری ساده از مخزن، از اطلاعات سد دز استفاده شده است. حجم حداقل و حداکثر مخزن به‌ترتیب معادل ۸۳۰ و ۳۳۴۰ میلیون مترمکعب می‌باشد. از بین ۴۰ سال آمار، آمار ۵ سال ابتدایی به‌منظور مدل‌سازی مسأله انتخاب گردید. در این مسأله، مقادیر نیاز و آب‌دهی ماهیانه و حجم ابتدایی مخزن، که برابر با ۱۴۳۰ میلیون مترمکعب است، مشخص می‌باشد.

هم‌چنین، می‌بایست پس از تهیه‌ی مدل بهینه‌سازی هر مسأله، مقدار مطلوب پارامترهای آزاد الگوریتم برای بهترین عملکرد مدل تنظیم گردند. در الگوریتم‌های مختلف به‌کار گرفته شده در این تحقیق نیز با روش سعی و خطا مقادیر مطلوب پارامترهای مربوط مطابق با مقادیر جدول (۱) حاصل شده است.

جدول ۲. نتایج حل مسأله‌ی بهره‌برداری ساده از مخزن سد دز با به‌کارگیری چهار الگوریتم مختلف

تعداد اجرا	الگوریتم به‌کار گرفته شده			
	AS	AS _{elite}	AS _{rank}	MMAS
۱	۳/۳۵۱۳۵	۲/۲۳	۳/۹۹	۱/۱۲
۲	۳/۱۹۲۲۵	۱۱/۷	۶/۲۹	۱/۲۳
۳	۴/۰۰۳۹۹	۱۲/۵	۱/۵۷	۱/۲۱
۴	۳/۶۶۰۱۱	۱۱/۹	۵/۴۵	۱/۴۳
۵	۳/۴۱۰۵۹	۹/۸۴	۴/۲۱	۰/۸۴۶
۶	۳/۴۳۱۶۳	۱۱/۵	۴/۴۹	۱/۴۷
۷	۳/۵۶۵۸۱	۹/۵۷	۴/۲۴	۱/۳۱
۸	۳/۴۱۷۱	۱۱	۴/۲۵	۱/۱۵
۹	۳/۸۱۵۰۲	۱۱/۲	۴/۰۹	۱/۲۲
۱۰	۳/۶۱۳۲۱	۱۰/۷	۴/۲	۱/۳
میانگین	۳/۵۴۶۱	۱۰/۲۱۴	۴/۲۷۸	۱/۲۲۸۶
بهترین جواب	۳/۱۹۲۲۵	۲/۲۳	۱/۵۷	۰/۸۴۶
بدترین جواب	۴/۰۰۳۹۹	۱۲/۵	۶/۲۹	۱/۴۷
انحراف معیار	۰/۲۳۸۳	۲/۹۴۴۹۶	۱/۱۹۸۶۶۴	۰/۱۷۴۹۰۸
ضریب تغییرات	۰/۰۶۷۲۰	۰/۲۸۸۳۲	۰/۲۸۰۱۹۳	۰/۱۴۲۳۶۴
زمان اجرا (ثانیه)	۴۲	۴۲	۴۲	۴۳

همان‌گونه که اشاره شد، این مسأله‌ی واقعی یک مسأله با ماهیت پیوسته می‌باشد در حالی‌که الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان یک الگوریتم با ماهیت گسسته می‌باشد و بنابراین، به‌منظور داشتن یک دید و بینش اولیه نسبت به جواب‌های واقعی مسأله، این مسأله با استفاده از نرم‌افزار لینگو (LINGO) (نسخه‌ی ۸) مدل شده و جواب ۰/۷۳۱۶ برای آن حاصل شده است. نرم‌افزار لینگو توسط شرکت لیندو سیستمز (Lindo Systems Inc.) برای حل مسائل بهینه‌سازی طراحی گردیده است. لینگو ابزاری ساده برای بهره‌گیری از قابلیت‌های روش‌های برنامه‌ریزی ریاضی خطی و غیرخطی در فرموله کردن و حل مسائل بهینه‌سازی بزرگ مقیاس و تجزیه و تحلیل آن‌هاست، بدون این که نیازی به تعیین نوع مدل توسط کاربر

باشد. از جمله مهم‌ترین مزایای این نرم‌افزار می‌توان به قابلیت مدل‌سازی به‌صورت کارا و صحیح، قابلیت بالای تحلیل مدل، دارا بودن توابع مختلف ریاضی، آماری و احتمالی، سادگی استفاده برای کاربران، بهره‌گیری از روش‌های حل متنوع، قابلیت خواندن اطلاعات از فایل‌ها و سایر ورودی‌ها، کار کردن در محیط ویندوز (Windows) و برخورداری از راهنمای بسیار قوی، ساده و کامل اشاره نمود. عناصر مورد نیاز برای مدل‌سازی در این نرم‌افزار شامل تابع هدف، یک یا چند متغیر و یک یا چند محدودیت است که در آن می‌توان مسائل را از طریق صفحه‌کلید و یا با استفاده از فایل‌هایی که در جای دیگر تولید شده‌اند وارد کامپیوتر کرد. وارد کردن یک مدل در لینگو، شبیه تایپ کردن در یک محیط پردازشگر متنی تحت ویندوز است.

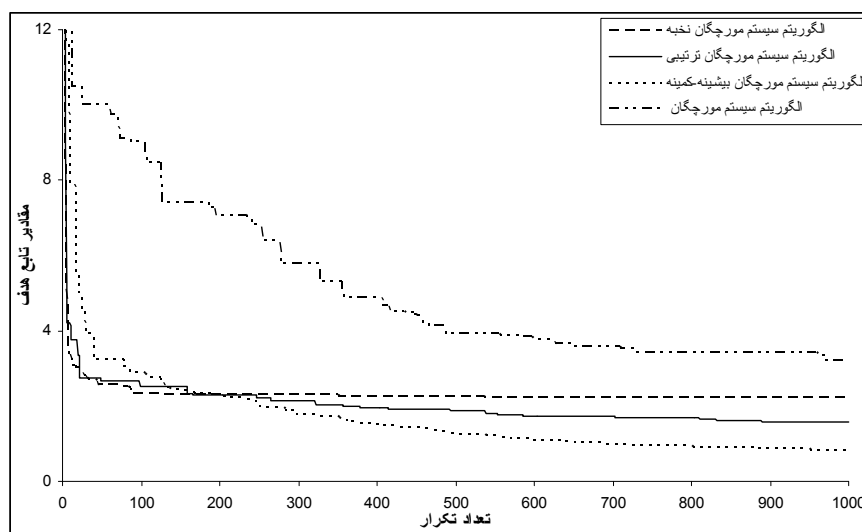
الگوریتم‌های سیستم مورچگان ترتیبی، سیستم مورچگان نخبه و سیستم مورچگان و با مقادیر ۱/۵۷، ۲/۲۳ و ۳/۱۹ حاصل شده است. شکل (۲)، به‌منظور مقایسه نتایج و نحوه‌ی هم‌گرایی مقادیر تابع هدف مسأله‌ی فوق و با به‌کارگیری الگوریتم‌های مختلف مورد نظر، ارائه شده است. مقایسه‌ی نتایج نشان‌دهنده‌ی هم‌گرایی مطلوب‌تر الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه نسبت به سایر الگوریتم‌های به‌کار گرفته شده می‌باشد.

بهره‌برداری برقایی از مخازن سدها. در این مسأله تابع هدف به‌صورت حداقل‌سازی کمبود توان تولیدی نسبت به ظرفیت نصب نیروگاه تعریف شده است.

$$\text{minimize O.F.} = \sum_{t=1}^{NT} \left(1 - \frac{P_t}{\text{power}} \right) \quad (18)$$

که در رابطه‌ی فوق، P_t توان تولیدی در دوره‌ی زمانی t و Power ظرفیت نصب نیروگاه می‌باشد.

هم‌چنین محدودیت‌ها را می‌توان به‌صورت اولیه، بدون نیاز به تبدیل و تغییر آن‌ها منظور نمود [32]. لذا با توجه به مطالب ذکر شده، مسأله‌ی بهینه‌سازی مورد بررسی در نرم‌افزار لینگو مدل شده و حل گردید. هم‌چنین، این مسأله را جلالی با به‌کارگیری الگوریتم سیستم جامعه‌ی مورچگان و معرفی الگوریتم سیستم جامعه‌ی مورچه‌ها با به‌ترین کل تکرارها (ACS_{gb}) مورد بررسی قرار داد و با به‌کارگیری ۱۵۰ مورچه و در ۵۰۰ تکرار مقدار ۰/۹۴۹ را برای این مسأله به‌دست آورد [33]. مقایسه‌ی نتایج نشان‌دهنده‌ی آنست که جواب به‌دست آمده از به‌کارگیری الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه نسبت به جواب به‌دست آمده از به‌کارگیری الگوریتم سیستم جامعه‌ی مورچه‌ها با به‌ترین کل تکرارها مطلوب‌تر است و در مقایسه با جواب به‌دست آمده از مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار لینگو (نسخه‌ی ۸)، جوابی نزدیک به جواب بهینه و قابل قبول می‌باشد. هم‌چنین، جواب‌های مرغوب برای این مسأله پس از به‌کارگیری الگوریتم سیستم مورچه‌های بیشینه - کمینه به‌ترتیب توسط



شکل ۲ نحوه‌ی هم‌گرایی مقادیر تابع هدف مسأله‌ی بهره‌برداری ساده از مخزن سد دز با به‌کارگیری چهار الگوریتم مختلف

ارتفاع مخزن، یک تابع چند جمله‌ای درجه سوم به صورت زیر بر آن‌ها برازش داده شده است:

$$H_t = a + bS_t + cS_t^2 + dS_t^3$$

$$a = 249.83364, \quad b = 0.0587205, \\ c = -1.37 \times 10^{-5}, \quad d = 1.526 \times 10^{-9}$$

(۲۵)

گراف این مسأله نیز همانند گراف تعریف شده برای مسأله بهره‌برداری ساده از مخزن (شکل ۱) می‌باشد. در این تحقیق، به منظور تعریف گراف مسأله، محدوده مجاز مقدار آب رها شده از مخزن [۰، ۱۰۰۰] به ۱۱ دسته‌ی مساوی تقسیم شده است.

برای اعمال قیود این مسأله نیز از روش تابع جریمه‌ای که در مسأله بهره‌برداری ساده شرح داده شد، استفاده شده است. مقدار ضریب جریمه‌ی در نظر گرفته شده در این مسأله و مقدار مطلوب پارامترهای الگوریتم‌های به کار گرفته شده، در جدول (۳) نشان داده شده‌اند (از طریق آزمون و خطا).

جدول ۳ مقادیر مطلوب پارامترهای به کار گرفته شده در الگوریتم‌های مختلف

الگوریتم	ρ	β	α	ضریب جریمه
AS	۰/۹	۰	۱	۲۰
AS _{elite}	۰/۹۵	۰	۱	۸۰
AS _{rank}	۰/۹۸	۰	۱	۷۰
MMAS	۰/۹۵	۰	۱	۱۶۰

علاوه بر مقادیر جدول (۳)، مقدار P_{best} در الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه- کمینه برابر با ۰/۶ و تعداد مورچگان نخبه (σ) در الگوریتم سیستم مورچگان نخبه برابر با ۵ و در الگوریتم سیستم مورچگان ترتیبی برابر با ۲۰ در نظر گرفته شده است. در تمامی الگوریتم‌ها تعداد مورچگان برابر با ۱۰۰ و تعداد تکرار در هر اجرا برابر با ۲۰۰۰ می‌باشد. در جدول (۴) نتایج حل مسأله بهره‌برداری برقایی از مخزن سد دز با به کارگیری چهار الگوریتم مورد نظر در ۱۰ اجرای مختلف، ارائه شده است.

علاوه بر قیود منظور شده برای مسأله بهره‌برداری ساده از مخزن سد، قیود دیگری نیز برای مسأله بهره‌برداری برقایی از مخزن می‌بایست منظور گردد. به عنوان نمونه، به منظور محاسبه‌ی توان تولیدی، علاوه بر میزان آب رها شده از مخزن، میزان بار آب مؤثر بر توربین‌ها نیز می‌بایست محاسبه گردد. بنابراین، مسأله بهره‌برداری بهینه برقایی از مخزن سد دارای قیود غیرخطی بوده و فضای جستجوی آن به صورت غیرمحدب (Non Convex) می‌باشد. به طور کلی قیود این مسأله را می‌توان به شکل زیر تعریف نمود:

$$S_{t+1} = S_t + Q_t - r_t \quad (۱۹)$$

$$P_t = \min((\gamma \times \eta \times r_t \times h_t \times co_t) / PF, Power) \quad (۲۰)$$

$$h_t = (H_t + H_{t+1}) / 2 - TWL \quad (۲۱)$$

$$H_t = f(S_t) \quad (۲۲)$$

$$r_{min} \leq r_t \leq r_{max} \quad (۲۳)$$

$$S_{min} \leq S_t \leq S_{max} \quad (۲۴)$$

که در روابط فوق، γ وزن مخصوص آب، η بازده نیروگاه، h_t بار آبی مؤثر بر نیروگاه در دوره‌ی زمانی t ، PF ضریب کارکرد نیروگاه، co_t ضریب تبدیل حجم به دبی در دوره‌ی زمانی t ، H_t تراز مخزن در دوره‌ی زمانی t (تابعی از حجم مخزن در دوره‌ی زمانی t) و TWL تراز پایاب نیروگاه می‌باشد.

به عنوان یک مسأله واقعی، مسأله تک‌هدفه بهره‌برداری برقایی از مخزن سد دز مورد بررسی قرار گرفت. اطلاعات اولیه‌ی این مسأله پیش از این ارائه شده است. علاوه بر آن، در این مسأله، برای تعیین مقدار بار آبی مؤثر بر توربین‌ها، تراز پایاب نیروگاه سد دز معادل ۱۷۲ متر از سطح دریا منظور شده است. نیروگاه از ۸ واحد ۸۰/۸ مگاواتی تشکیل شده است که زمان کارکرد آن در طول روز حدود ۱۰ ساعت می‌باشد. به این ترتیب در محاسبات، ضریب کارکرد معادل ۰/۴۱۷ منظور شده است. ظرفیت نصب نیروگاه معادل ۶۵۰ مگاوات و بازده آن معادل ۹۰٪ منظور گردیده است. همچنین، به منظور محاسبه‌ی میزان بار آبی مؤثر بر توربین‌ها، با استفاده از اطلاعات حجم-

جدول ۴ نتایج حل مسأله‌ی بهره‌برداری برقابی از مخزن سد دز با به‌کارگیری چهار الگوریتم مختلف

تعداد اجرا	الگوریتم به‌کار گرفته شده			
	AS	AS _{elite}	AS _{rank}	MMAS
۱	۱۰/۳	۱۱	۱۰/۱	۸/۱۱
۲	۱۱/۳	۱۰/۹	۱۱/۷	۹/۰۷
۳	۱۰/۱	۱۱/۴	۱۰/۵	۸/۹۵
۴	۱۱/۲	۱۱/۷	۱۰/۵	۸/۸۹
۵	۱۱/۲	۱۲/۸	۱۰/۴	۸/۶۳
۶	۱۱	۱۲	۱۱/۷	۸/۲۷
۷	۱۰/۳	۱۳/۳	۱۰/۲	۸/۸۵
۸	۱۱/۲	۱۲/۲	۱۰/۲	۸/۷
۹	۱۰/۴	۱۲/۵	۹/۶۸	۸/۵
۱۰	۱۰/۱	۱۱/۹	۱۰/۲	۸/۷۷
میانگین	۱۰/۷	۱۲	۱۰/۵	۸/۶۷
بهترین جواب	۱۰/۱	۱۰/۹	۹/۶۸	۸/۱۱
بدترین جواب	۱۱/۳	۱۳/۳	۱۱/۷	۹/۰۷
انحراف معیار	۰/۵۰۸۷	۰/۷۶۶۰	۰/۶۶۵۸	۰/۳۰۴۴
ضریب تغییرات	۰/۰۴۷۵۴	۰/۰۶۳۸۴	۰/۰۶۳۴۱	۰/۰۳۵۱۱
زمان اجرا (ثانیه)	۶۲	۶۲	۶۲	۶۳

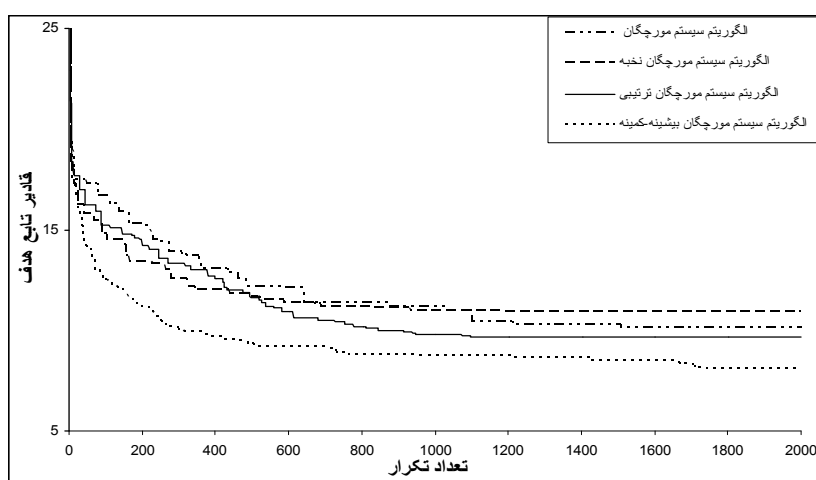
مقدار ۳۷/۲ را، که البته یک جواب ناشدنی است، برای این مسأله به‌دست آورد [33]. مقایسه‌ی نتایج نشان دهنده‌ی آنست که جواب به‌دست آمده از به‌کارگیری چهار الگوریتم ارائه شده و به‌خصوص الگوریتم سیستم مورچگان پیشینه-کمینه نسبت به جواب به‌دست آمده از به‌کارگیری الگوریتم سیستم جامعه‌ی مورچه‌ها با به‌ترین کل تکرارها مطلوب‌تر است و در مقایسه با جواب به‌دست آمده از مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار لینگو (نسخه‌ی ۸)، جوابی نزدیک به جواب بهینه و قابل قبول می‌باشد. هم‌چنین، جواب‌های مرغوب برای این مسأله پس از به‌کارگیری الگوریتم سیستم مورچگان پیشینه-کمینه، به‌ترتیب توسط الگوریتم‌های سیستم مورچگان ترتیبی، سیستم مورچگان و سیستم مورچگان نخبه و با مقادیر ۹/۶۸، ۱۰/۱ و ۱۰/۹ حاصل شده است. شکل (۳)، به‌منظور

مقایسه‌ی نتایج ارائه شده در جدول (۴) نشان دهنده‌ی آنست که به‌ترین جواب مسأله با به‌کارگیری الگوریتم مورچگان پیشینه-کمینه حاصل شده است، که مقدار آن برابر با ۸/۱۱ می‌باشد. هم‌چنین جدول (۴) نشان می‌دهد که زمان اجرای مدل با استفاده از الگوریتم‌های مختلف به‌کارگرفته شده یکسان است و لذا استفاده از الگوریتم سیستم مورچگان پیشینه-کمینه در مقایسه با سایر الگوریتم‌ها نیازمند به زمان محاسباتی بیش‌تری نمی‌باشد.

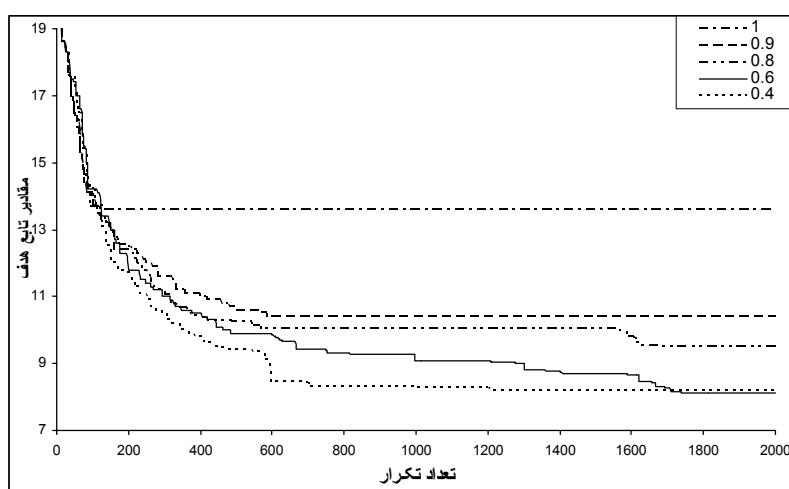
این مسأله با استفاده از نرم‌افزار لینگو (نسخه‌ی ۸) مدل شده و جواب ۷/۳۷۲ برای آن حاصل شده است. هم‌چنین، این مسأله را جلالی با به‌کارگیری الگوریتم سیستم جامعه‌ی مورچه‌ها و معرفی الگوریتم سیستم جامعه‌ی مورچه‌ها با به‌ترین کل تکرارها، مورد بررسی قرار داد و با به‌کارگیری ۱۰۰ مورچه و در ۵۰۰ تکرار

شده است. همان گونه که اشاره شد، هرچه P_{best} کم تر باشد مرزهای محدوده فرمون ریزی به هم نزدیک تر می گردد و یا به عبارت دیگر محدوده تغییرات فرمون مسیرها کوچک تر می شود و الگوریتم فرصت می یابد تا فضای بیش تری را جستجو کند. مقادیر مختلف P_{best} بر روی سرعت و نحوه ی هم گرایی الگوریتم تأثیر می گذارد که در این مسأله به ترین جواب به ازای مقدار ۰/۶ حاصل شده است.

مقایسه ی نتایج و نحوه ی هم گرایی مقادیر تابع هدف مسأله ی فوق و با به کارگیری الگوریتم های مختلف مورد نظر، ارائه شده است. مقایسه ی نتایج نشان دهنده ی هم گرایی مطلوب تر الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه نسبت به سایر الگوریتم های به کار گرفته شده می باشد. هم چنین، در شکل (۴) نحوه ی هم گرایی مقادیر تابع هدف در الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه به ازای مقادیر مختلف P_{best} نشان داده



شکل ۳ نحوه ی هم گرایی مقادیر تابع هدف مسأله ی بهره برداری برقایی از مخزن سد دز با به کارگیری الگوریتم های مختلف



شکل ۴ نحوه ی هم گرایی مقادیر تابع هدف مسأله ی بهره برداری برقایی از مخزن سد دز با به کارگیری الگوریتم مورچگان بیشینه - کمینه به ازای P_{best} مختلف

نتیجه‌گیری

اکثر مسایل بهینه‌سازی واقعی مورد بحث در حوزه‌ی مهندسی آب، از جمله مسایل بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها، مسائلی پیچیده، غیرپیوسته، غیرمشتق‌پذیر و با درجه‌ی غیرخطی بالا می‌باشند. روش‌های سنتی و ریاضی موجود توانایی‌های محدودی برای حل این‌گونه مسائل دارند. بنابراین، استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی مانند الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان می‌تواند مشکل روش‌های بهینه‌سازی سنتی و ریاضی، به‌منظور حل این‌گونه مسایل را برطرف نماید. یکی از محدودیت‌های الگوریتم‌های فراکاوشی و از جمله الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان، هم‌گرایی نابهنگام و نابه‌جای الگوریتم به یک جواب بهینه‌ی محلی است. لذا در طول سالیان اخیر محققان، الگوریتم‌های مختلفی را بر پایه‌ی اصول الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان برای غلبه بر این محدودیت ارائه نمودند. در این تحقیق از بین الگوریتم

مختلف پیشنهادی، چهار الگوریتم سیستم مورچگان، سیستم مورچگان نخبه، سیستم مورچگان ترتیبی و سیستم مورچگان بیشینه-کمینه به‌منظور حل دو مسأله‌ی بهره‌برداری ساده و بهره‌برداری برقیابی از مخزن سد دز مورد استفاده قرار گرفت. بررسی نتایج نشان داد که الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان، الگوریتمی مناسب به‌منظور حل این مسأله است و از بین الگوریتم‌های مورد استفاده، الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه، که در این الگوریتم با تعریف مرزهای دینامیکی برای شدت فرمون مسیرها از هم‌گرایی سریع و نابهنگام الگوریتم جلوگیری شده است، به‌تر از سایر الگوریتم‌های مورد استفاده در این تحقیق عمل نمود. با توجه به نتایج حاصل شده، استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی جامعه‌ی مورچگان و به‌ویژه الگوریتم سیستم مورچگان بیشینه-کمینه برای حل سایر مسایل بهینه‌سازی پیچیده‌ی علوم مهندسی از جمله مهندسی آب پیشنهاد می‌شود.

مراجع

- Colormi, A., Dorigo, M., Maffoli, F., Maniezzo, V., Righini, G. and Trubian, M., "Heuristics from nature for hard combinatorial optimization problems", *International Transactions on Operational Research*, 3, pp. 1-21, (1997).
- Colormi, A., Dorigo, M. and Maniezzo, V., "Ant System: An autocatalytic optimizing process", *Tech.Report 91-016, Politecnico di Milano, Italy*, (1991).
- Dorigo, M., and Gambardella, L.M., "Ant colonies for traveling salesman problem", *BioSystem*, 43, pp. 73-81, (1997a).
- Stutzle, T. and Hoos, H.H., "Max-Min Ant system", *Future Generation Computer System*, 16(9), pp. 889-914, (2000).
- Bullnheimer, B., Hartl, R.F. and Strauss, C., "A new rank-based version of the ant system: A computational study", *Central European Journal for Operations Research and Economics*, 7(1), pp. 25-38, (1999).
- Cordon, O., Fernandez de Viana, I., Herrera, F. and Moreno, L., "A new ACO model integrating evolutionary computation concepts: the best-worst ant system", In *Proceedings of ANTS'2000-From*

- Ant Colonies to Artificial Ants: Second International Workshop on Ant Algorithms, Brussels, Belgium, pp. 22-29, (2000).
7. Gambardella, L.M, and Dorigo, M., "An ant colony system hybridized with a new local search for the sequential ordering problem", *INFORMS Journal on Computing*, 12(3), pp. 237-255, (2000).
 8. Ali, M., Pant, M. and Abraham, A., "A hybrid ant colony differential evolution and its application to water resources problems", *Proceedings of the 2009 Nature & Biologically Inspired Computing World Congress*, Coimbatore, India, pp. 1133 – 1138, (2009).
 9. Chandra Mohan, B. and Baskaran, R., "A survey: Ant Colony Optimization based recent research and implementation on several engineering domain", *Expert Systems with Applications*, 39, pp. 4618–4627, (2012).
 10. Ostfeld, A., "Ant Colony Optimization for Water Resources Systems Analysis – Review and Challenges", *Ant Colony Optimization - Methods and Applications*, chapter 17, Published by InTech, (2011).
 11. Stutzle, T., López-Ibáñez, M. and Dorigo, M., "Concise Overview of Applications of Ant Colony Optimization", *Wiley Encyclopedia of Operations Research and Management Science*, John Wiley & Sons Inc, pp. 896-911, (2011).
 12. Abbaspour, K.C., Schulin, R. and Van Genuchten, M.T., "Estimating unsaturated soil hydraulic parameters using ant colony optimization", *Adv. water resource.*, 24(8), pp. 827-841, (2001).
 13. Simpson, A.R., Maier, H.R., Foong, W.K., Phang, K.Y., Seah, H.Y. and Tan, C.L., "Selection of parameters for ant colony optimization applied to the optimal design of water distribution systems", *Proc. Int. Congress on Modeling and Simulation*, Canberra, Australia, pp. 1931-1936, (2001).
 14. Maier, H.R., Simpson, A.R., Zecchin, A.C., Foong, W.K., Phang, K.Y., Seah, H.Y. and Tan, C.L., "Ant colony optimization for design of water distribution system", *J. Water Resour. Plng. and Mgmt.*, 129(3), pp. 200-209, (2003).
 15. Zecchin, A.C., Simpson, A.R., Maier, H.R., Leonard, M., Roberts, A. and Berrisford, M.J., "Application of two ant colony optimisation algorithms to water distribution system optimization", *Mathematical and Computer Modeling*, 44, pp. 451-468, (2005).
 16. Afshar, M.H., "Application of Max-Min ant algorithm to joint layout and size optimization of pipe network", *Engineering optimization*, 38(3), pp. 299-317, (2006).
 17. Afshar, M.H., "Improving the efficiency of ant algorithms using adaptive refinement: Application to storm water network design", *Advances in Water Resources*, 29(9), pp. 1371-1382, (2006).
 18. Afshar, M.H., and Moeini, R., "Partially and Fully Constrained Ant Algorithms for the Optimal Solution of Large Scale Reservoir Operation problems", *J. Water Resour. Manage*, 22(1), pp. 1835-1857, (2008).
 19. Ostfeld, A. and Tubaltzev, A., "Ant colony optimization for least cost design of water distribution systems", *Journal of Water Resources Planning and Management Division*, ASCE, 134(2), pp. 107-

- 118, (2008).
20. Afshar, A., Abbasi, H. and Jalali, M.R., "Optimum Design of Water Conveyance Systems by Ant Colony Optimization Algorithms", *International Journal of Civil Engineering*, 4(1), pp. 1-13, (2006).
 21. Afshar, M.H., "Layout and size optimization of tree-like pipe networks by incremental solution ants", *Can. J. civ. Eng.*, 35, pp. 129-139, (2008).
 22. Afshar, M.H., "Elitist-Mutated Ant System Versus Max-Min Ant System: Application to Pipe Network Optimization Problems", *SCIENTIA IRANICA, Transaction A: Civil Engineering*, 16(4), pp. 286-296, (2009).
 23. Madadgar, S. and Afshar, A., "An Improved Continuous Ant Algorithm for Optimization of Water Resources Problems", *Water Resource Management*, 23(10), pp. 2119–2139, (2009).
 24. Afshar, M.H., "A parameter free continuous Ant Colony Optimization Algorithm for the optimal design of storm sewer networks: Constrained and unconstrained approach", *Advances in Engineering Software*, 41, pp. 188–195, (2010).
 25. Abbasi, H., Afshar, A. and Jalali, M.R., "Ant-colony-based simulation–optimization modeling for the design of a forced water pipeline system considering the effects of dynamic pressures", *Journal of Hydroinformatics*, 12(2), pp. 212-224, (2010).
 26. Madadgar, S. and Afshar, A., "Forced Water main design; mixed ant colony optimization", *Int. J. Optim. Civil Eng.*, 1, pp. 47-71, (2011).
 27. Moeini, R. and Afshar, M.H., "Layout and size optimization of Sanitary Sewer network using intelligent ants", *Advances in Engineering Software*, 51, pp. 49-62, (2012).
 28. Moeini, R. and Afshar, M.H., "Constrained Ant Colony Optimization Algorithm for the layout and size optimization of sanitary sewer networks", *Urban Water journal*, 10(3), pp. 154-173, (2013).
 29. Grasse, p.p., "La reconstruction dun id et les coordinations inter-individuelles chez., *Bellicositermes natalensis* et *Cubitermes* sp. La théorie de la stigmergie: essai d'interprétation du comportement des termites constructeurs. " *Insectes Soc.*, 6, pp. 41–81, in Portuguese, (1959).
 30. Manielzo, V. and Colorni, A., "The ant system: optimization by a colony of cooperating ants", *IEEE Trans. Syst Man. Cybern.*, 26(1), pp. 29-42, (1996).
 31. Dorigo, M., and Gambardella, L.M., "Ant colony system: A cooperative learning approach to the traveling salesman problem", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 1(1), pp. 53-66, (1997).
 32. Winston, W. L., "Introduction to mathematical programming: application and algorithms", Duxbury Press, Belmont, CA., (1995).
 33. Jalali, M.R., "Optimal design and operation of hydro systems using Ant Colony Algorithm: A new meta heuristic approach", PhD Thesis, Iran University Science and Technology, (2005).

محاسبه نیروی جانبی استاتیکی وارد بر دیوارهای حائل و محل اثر آن در خاک‌های لایه‌ای *

محمود قضاوی^(۱)مسعود مشفق یگانه^(۲)

چکیده در این مقاله با استفاده از معادلات مبتنی بر نظریه‌ی پلاستیسیته‌ی مواد و بر پایه‌ی روش‌های تعادل حدی، روابطی به‌منظور تخمین نیروی برآیند محرک وارد بر دیوارهای حائل صلب ناشی از خاکریزهای لایه‌ای ارائه می‌گردد. به این منظور با استفاده از معادلات پلاستیسیته‌ی حاکم بر سطوح گسیختگی (معادلات کوتتر) و با در نظر گرفتن اثر نیروهای استاتیک فشار عکس‌العمل، نیروی عکس‌العمل خاک ثابت بر روی گوه خاک محاسبه می‌گردد. علاوه بر روش تحلیلی حل، فرم خلاصه جواب برای زاویه‌ی شکست گوه خاک پشت دیوار حائل و در نتیجه فرم خلاصه برای محاسبه‌ی نیروی کل محرک به‌دست آمده است. نتایج به‌دست آمده در این مقاله برای خاکریزهای لایه‌ای نیز بسط داده شده است. با توجه به ایجاد رابطه‌ای برای محاسبه‌ی فشار ناشی از عکس‌العمل خاک از نیروهای ناشی از گوه، به‌صورت ویژه به توضیح قابلیت ویژه‌ی این روش در محاسبه‌ی بازوی نیروی جانبی برآیند به‌صورت تحلیلی در خاکریزهای چندلایه و تک‌لایه بدون در نظر گرفتن فرضیات هندسی پرداخته شده است. نتایج به‌دست آمده از روش حاضر برابری مقدار نیروی برآیند جانبی به‌دست آمده از روش حاضر را با مقدار به‌دست آمده از روش کولمب نشان می‌دهد. همچنین ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند، وابسته به خصوصیات خاک خاکریز می‌باشد. علاوه بر این نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که در حالت استاتیکی و با فرض مد حرکت چرخش حول پاشنه برای دیوار حائل، مقادیر لنگر به‌دست آمده از روش کولمب در جهت اطمینان و برای طراحی دیوارهای حائل مناسب می‌باشد.

واژه‌های کلیدی دیوار حائل، سطح شکست، حالت فعال، پلاستیسیته، روش تعادل حدی، خاک لایه‌ای.

Calculation of Static Lateral Thrust and Its Application Point on Rigid Retaining Walls in Layered Backfill

M. Ghazavi

M. Moshfegh Yeganeh

Abstract In this paper, based on soil plasticity and pseudo-static methods, necessary equations have been derived for determination of total active thrusts due to layered backfill on rigid retaining walls using limit equilibrium approach. For this purpose, the reaction force applied on the failed wedge due to granular backfill has been determined using Kotter's equations. The total lateral thrust and the angle of the failed wedge in the backfill with the horizontal direction has also been computed for both active and passive conditions. In addition, heights of application points of these thrusts have been calculated and compared with those obtained from earlier research work. Moreover, the method has been expanded for layered backfill. The results show that the total resultant thrust obtained from this study is well in accordance with the Coulomb method. In addition, it has been shown that the point of application of the resultant thrust depends on the backfill layering and backfill properties. Moreover, the developed method has shown that for retaining walls rotating sufficiently about their toes, overturning moments computed from the Coulomb method are on the safe side.

Key Words Retaining Wall, Slip Surface, Active Condition, Plasticity, Limit Equilibrium Approach, Layered Backfill.

★ تاریخ دریافت مقاله ۸۹/۱۲/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۱۲/۲۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، استاد، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی.

(۲) دانشجوی دکتری دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی.

مقدمه

محاسبه‌ی فشار جانبی بر روی دیوار حائل از اولین مسائل مهندسی ژئوتکنیک می‌باشد. از تئوری‌های محاسبه‌ی فشار جانبی می‌توان به تئوری کولمب (۱۷۷۶) و رانکین (۱۸۵۷) اشاره نمود که هنوز هم به‌صورت وسیع در محاسبه‌ی فشار جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرد. این تئوری‌ها به مرور زمان پیشرفت نمود و روش‌های فراوانی برای محاسبه‌ی به‌تر فشار جانبی براساس تئوری‌های رانکین و کولمب پیشنهاد شده است.

تئوری کولمب علی‌رغم توانایی در برآورد نیروی برآیند در خاکریزهای شیبدار و نیز در نظر گرفتن اصطکاک میان دیوار و خاکریز، بر پایه‌ی تعادل نیروها بنا نهاده شده است و توضیحی در مورد توزیع فشار و ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی جانبی وارد بر پشت دیوارهای حائل ارائه نمی‌دهد. در نظر گرفتن فشار به‌صورت خطی در حالت استاتیکی مرسوم می‌باشد.

کایت و کرسیل (۱۹۴۸) [1] با در نظر گرفتن سطح شکست غیرخطی روشی پیشرفته براساس توسعه‌ی معادلات مولر براسلو ارائه نمودند. این روش نیروها را در شرایط حالت حدی محاسبه می‌نمود ولی هیچ توضیحی در مورد توزیع فشار در پشت دیوارهای حائل ارائه نمی‌نمود.

دبروا (۱۹۶۳) [2] با در نظر گرفتن سطح شکست خطی به ارائه‌ی معادلاتی برای تخمین توزیع فشار جانبی در پشت دیوار حائل در مدهای مختلف حرکت پرداخت. در روش مذکور مقاومت برشی بسیج شده خاک به‌صورت تابعی از عمق در نظر گرفته شده است. اسکولوسکی (۱۹۶۵) [3] با استفاده از روش خطوط مشخصه به محاسبه‌ی روابط میدان‌های تنش در خاک و محاسبه‌ی فشار جانبی پرداخت. در این روش با استفاده از انتگرال گیری بر روی معادلات تنش در میدان پلاستیک، به محاسبه‌ی معادلات میدان تنش در اطراف ناحیه‌ی بارگذاری شده پرداخته شده است.

ضرابی کاشانی (۱۹۶۵) [4] به حل تحلیلی معادلات کولمب پرداخت و روابطی تحلیلی برای محاسبه‌ی زاویه‌ی شکست گوه گسیختگی و نیروی جانبی متوجه ارائه نمود.

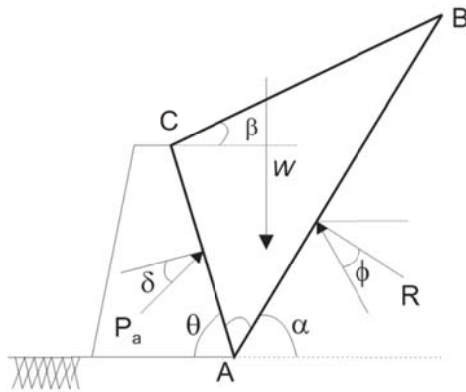
گریکو (۱۹۹۹) [5] با معرفی روشی تحلیلی نشان داد که در صورت استفاده از روش کولمب و رانکین در شرایط مشابه، نیروی جانبی برآیند به‌صورت یکتا حاصل می‌گردد. او هم‌چنین روشی برای حل مسائل با پیچیدگی‌های بیش‌تر ارائه نمود. با این وجود روش مذکور راه حلی برای محاسبه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند ارائه نمی‌نمود.

تعدادی از محققان با استفاده از معادلات دیفرانسیل روش‌هایی را به‌منظور محاسبه‌ی فشار جانبی ارائه نمودند. از این میان می‌توان به روش‌های ارائه شده توسط یانسن (۱۸۹۵) [6]، اسپگلر و هندی (۱۹۸۴) [7] و ونگ (۲۰۰۰) [8] اشاره نمود. البته این روش‌ها دارای فرضیات زیاد بوده و هم‌چنین اطلاعات حاصل از این روش‌ها خام و نیاز به بحث و بررسی بیش‌تر دارند.

در سال‌های اخیر روش‌های متعددی بر پایه‌ی روش قطعات افقی (HSM) ارائه شده است. از این میان می‌توان به پژوهش شاهقلی و فاخر (۲۰۰۱) [9] و پژوهش احمدآبادی و قنبری (۲۰۰۹) [10] در خاک‌های اصطکاکی - چسبنده اشاره نمود. روش‌های قطعات افقی موفقیت‌هایی در زمینه‌ی محاسبه‌ی اندازه و توزیع فشار جانبی وارد بر دیوارهای حائل داشته‌اند ولی به دلیل معادلات پیچیده و فرضیات زیاد، کم‌تر در موارد کاربردی مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

به‌علت اهمیت محاسبه‌ی نیروی برآیند جانبی و هم‌چنین ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند جانبی به موازات پیشرفت روش‌های تحلیلی، مطالعات تجربی به‌منظور بررسی صحت روش‌های تحلیلی انجام پذیرفته است. تعدادی از این مطالعات صحت مقدار نیروی جانبی محاسبه شده از تئوری کولمب را تأیید

گسیختگی به صورت تابعی از α (زاویه شکست گوه خاک) در نظر گرفته می شود. در این صورت تعیین α جزء معلومات مسأله می گردد.



شکل ۱ نیروهای وارد بر گوه خاک در حالت استاتیکی

دو مجهول نیروی عکس العمل خاک وارد بر گوه و نیروی جانبی برآیند وارد بر دیوار با استفاده از دو معادله تعادل افقی و قائم تعیین می گردند. سپس با استفاده از یک روش سعی و خطا و یا صفر قرار دادن مشتق نیرو برآیند نسبت به زاویه گسیختگی ($dp/d\alpha = 0$)، زاویه بحرانی گوه گسیختگی تعیین می شود و با جای گذاری در معادلات تعادل نیروها، نیروی جانبی برآیند بیشینه وارد بر دیوار حاصل می گردد.

محاسبه نیروی عکس العمل خاک روی سطح گسیختگی

تحلیل سطوح لغزش (خطوط مشخصه) در پلاستیسیته در محیط سه بعدی کامل با روش های تحلیلی، به ایجاد معادلات پیچیده و تقریباً غیر قابل حل می انجامد. در حل مسائل، در صورت وقوع شرایط کرنش مسطح، حل معادلات به صورت تحلیل دو بعدی ممکن می گردد. معادلات حاکم بر ناحیه پلاستیک با استفاده از شرایط مرزی و حل هم زمان معادلات تعادل برگرفته از قانون بقای مومتم با ارضا معیار گسیختگی موهر - کولمب حاصل می گردد. این معادلات اولین بار

نموده اند ولی در نظر گرفتن توزیع فشار به صورت خطی را مورد تردید قرار داده اند [11]، [12]. برای نمونه ماتسو (۱۹۷۸) [11] با استفاده از مدل دیوار حائل در سایت به اندازه گیری فشار جانبی وارد بر خاک های ماسه ای و چسبنده پرداخت. مطالعات ماتسو نشان داد که توزیع فشار جانبی وارد بر دیوار حائل غیر خطی است ولی در نظر گرفتن نقطه ای اثر نیروی جانبی در ثلث ارتفاع دیوار از کف در جهت اطمینان می باشد. فنگ و ایشی باشی (۱۹۸۶) [12] نشان دادند که در مد حرکتی چرخش حول پاشنه دیوار، نقطه ای اثر نیروی جانبی به فاصله حدود ۰/۲۷۵ ارتفاع دیوار، از پای آن است. آن ها هم چنین نشان دادند که این مقدار تابع مد حرکت دیوار و خصوصیات خاک خاکریز از جمله دانسیته و مقاومت برشی می باشد.

با مطالعه و بررسی بیش تر روش های تحلیلی موجود محاسبه فشار جانبی وارد بر دیوارهای حائل، عدم وجود یک روش ساده و دارای پایه تئوری مشخص برای محاسبه منطبق بر واقع اندازه و ارتفاع نقطه ای اثر نیروی جانبی مشهود می باشد. بر این اساس در مقاله حاضر، با استفاده از معادلات پلاستیسیته حاکم بر سطوح گسیختگی که به نام معادلات کوتر موسوم است با استفاده از روش تعادل حدی به محاسبه اندازه و ارتفاع نقطه ای اثر نیروی جانبی در حالت محرک پرداخته شده است. سپس روند معرفی شده به خاک های لایه ای بسط داده شده است. روش معرفی شده در این مقاله به محاسبه منطبق بر واقع اندازه و نقطه ای اثر نیروی برآیند وارد بر دیوارهای حائل می انجامد و در نتیجه طراحی صحیح دیوار در برابر لغزش و واژگونی میسر می گردد.

تعیین امتداد زاویه شکست گوه خاک با افق

روش مرسوم

نیروی جانبی برآیند و نیروهای شبه استاتیکی لرزه ای در جهات قائم و افقی می باشد. در روش کولمب با در نظر گرفتن هندسه ی مطابق شکل (۱) وزن گوه

$$P = \gamma \sin(\alpha - \varphi) \cdot s + C_1 \quad (۳)$$

که در آن s طول قوس از نقطه‌ی B بر روی سطح گسیختگی و C_1 ثابت انتگرال‌گیری است (شکل ۱). معادله‌ی (۳) توزیع فشار عکس‌العمل قسمت پایدار خاکریز را بر روی ضلع AB گوه گسیختگی نشان می‌دهد و ثابت C_1 در معادله‌ی فوق از شرایط مرزی محاسبه می‌گردد. به دلیل عدم وجود فشار در سطح آزاد ($p = 0$ در نقطه B) و با توجه به صفر بودن $s = 0$ در این حالت مقدار C_1 برابر صفر خواهد شد.

نیروی عکس‌العمل خاک روی سطح گسیختگی AB که در رابطه‌ی (۴) با R نشان داده شده است با انتگرال‌گیری از رابطه‌ی (۳) محاسبه می‌گردد. با استفاده از معادله‌ی فوق مقدار عکس‌العمل مطابق مقدار روبه‌رو در خواهد آمد:

$$R = \int_0^{AB} P ds \quad (۴)$$

با جایگزینی مقدار p از رابطه‌ی (۳) در رابطه‌ی (۴) و محاسبه‌ی انتگرال مقدار نیروی عکس‌العمل خاک روی سطح گسیختگی، می‌توان داشت:

$$R = \int_0^{AB} P ds = \frac{1}{2} AB^2 (\gamma) \sin(\alpha - \varphi) \quad (۵)$$

با توجه به شکل (۱) و روابط هندسی حاکم بر گوه گسیختگی (مثلث ABC)، طول سطح گسیختگی به‌صورت زیر حاصل می‌گردد.

$$AB = \frac{H \cdot \sin(\theta + \beta)}{\sin(\alpha - \beta) \cdot \sin(\theta)} \quad (۶)$$

با جایگزینی مقدار AB از رابطه‌ی (۶) در رابطه‌ی (۵) مقدار نیروی عکس‌العمل خاک روی سطح گسیختگی به‌صورت رابطه‌ی (۷) حاصل می‌گردد. مقدار ضریب B برای سادگی با رابطه‌ی (۸) معرفی می‌شود:

$$R = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \frac{\sin^2(\theta + \beta) \sin(\alpha - \varphi_s)}{\sin^2(\theta) \sin^2(\alpha - \beta)} \quad (۷)$$

توسط مهندس آلمانی اف. کوتر ایجاد و به همین نام نام‌گذاری گردید [14]. با در نظر گرفتن یک سطح در محیط پیوسته در حالت گسیختگی، فشار برآیند وارد بر سطح گسیختگی (پلاستیک) با استفاده از این معادلات قابل محاسبه می‌باشد. فشار برآیند وارد بر سطح گسیختگی با فرض خاک به صورت همگن، خشک و غیرچسبنده به صورت رابطه‌ی (۱) بیان می‌گردد [14]:

$$\frac{dP}{ds} - 2P \cdot \tan \varphi \frac{d\alpha}{ds} = (\gamma) \sin(\alpha - \varphi) \quad (۱)$$

γ : وزن مخصوص خاکریز.

φ : زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاکریز.

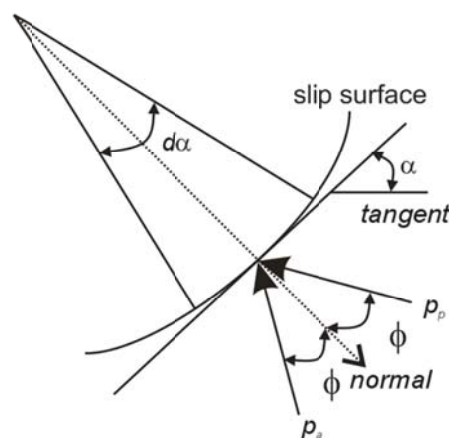
α : زاویه‌ی سطح گسیختگی.

P : فشار روی سطح گسیختگی.

dp : جزء فشار روی سطح گسیختگی.

ds : جزء طول روی سطح گسیختگی.

$d\alpha$: تغییرات زاویه‌ی مماس بر سطح گسیختگی.

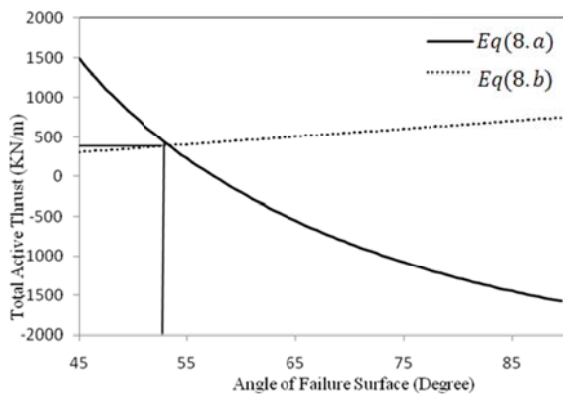


شکل ۲ فشار اعمالی بر سطح گسیختگی خاک در حالت فعال و غیرفعال

در خاک‌های غیرچسبنده و برای سطح گسیختگی صفحه‌ای $\frac{d\alpha}{ds} = 0$ و رابطه‌ی (۱) به رابطه‌ی (۲) تبدیل می‌گردد:

$$\frac{dP}{ds} = (\gamma) \sin(\alpha - \varphi) \quad (۲)$$

با انتگرال‌گیری معادله‌ی فوق، می‌توان داشت:



شکل ۳ حل گرافیکی معادله‌ی (۹-ج) و به دست آوردن زاویه‌ی شکست بحرانی

شکل (۳) یکتا بودن جواب به دست آمده از معادلات (۹-الف و ب) را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۳) دیده می‌شود، محل برخورد نیروی جانبی حاصل از معادلات تعادل قائم و افقی مشخص‌کننده‌ی زاویه‌ی شکست بحرانی گوه خاک می‌باشد. مقدار حجم گوه در طول واحد دیوار به صورت یک سطح در صفحه حاصل خواهد بود. با توجه به روابط هندسی این سطح به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$W = \gamma \cdot A = \frac{\gamma H^2}{2} \times \frac{\sin(\theta + \beta) \sin(\alpha + \theta)}{\sin(\alpha - \beta) \sin^2(\theta)} \quad (10)$$

در این قسمت با استفاده از روابط (۱۱) و (۷) نسبت $\frac{W}{R}$ به صورت زیر حاصل می‌گردد:

$$\frac{W}{R} = \frac{\sin(\alpha - \beta) \sin(\alpha + \theta)}{\sin(\beta + \theta) \sin(\alpha - \varphi)} \quad (11)$$

با ساده‌سازی بیش‌تر و جایگزینی رابطه‌ی (۱۲) در رابطه‌ی (۱۰-ج)، رابطه‌ی (۱۳) به صورت زیر حاصل می‌گردد:

$$\frac{\sin(\alpha + \delta - \theta - \varphi)}{\sin(\alpha - \beta)} = \frac{\sin(\alpha - \beta) \sin(\alpha + \theta)}{\sin(\beta + \theta) \sin(\alpha - \varphi)} \quad (12)$$

محاسبه‌ی زاویه‌ی سطح گسیختگی

برای به دست آوردن زاویه‌ی سطح گسیختگی با افق با استفاده از معادلات کوتر، تعادل قائم و افقی نیروها برقرار می‌گردد. در این حالت نیروی جانبی وارد بر دیوار و زاویه‌ی شکست به عنوان مجهولات مسأله شناخته می‌شوند (شکل ۱). از معادله‌ی تعادل افقی نیروها می‌توان داشت:

$$P_a = \frac{R \cdot \sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\theta - \delta)} \quad (8-الف)$$

از معادله‌ی تعادل قائم نیز می‌توان داشت:

$$P_a = \frac{W - R \cdot \cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\theta - \delta)} \quad (8-ب)$$

با استفاده از معادله‌ی تعادل افقی با مساوی قرار دادن دو معادله‌ی فوق و با ساده سازی بیش‌تر با روندی به شرح زیر رابطه‌ی (۹-ج) ایجاد می‌گردد.

$$\begin{aligned} R[\sin(\alpha - \varphi) + \cos(\alpha - \varphi) \cdot \tan(-\delta)] \\ = \tan(\theta - \delta) W \end{aligned} \quad (9-الف)$$

$$\begin{aligned} (\sin(\alpha - \varphi) + \cos(\alpha - \varphi) \cdot \tan(\theta - \delta)) \\ = \frac{1}{R} (\tan(\theta - \delta) W) \end{aligned} \quad (9-ب)$$

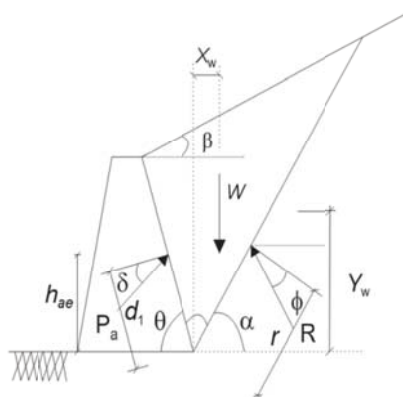
$$\sin(\alpha - \delta + \theta - \varphi) = \frac{W}{R} \sin(\theta - \delta) \quad (9-ج)$$

باید توجه داشت که در رابطه‌ی (۹-ج) عبارت $\frac{W}{R}$ تابعی از α می‌باشد. بنابراین برای محاسبه‌ی α ابتدا باید به محاسبه‌ی ضریب $\frac{W}{R}$ پرداخت. مقدار نیروی عکس‌العمل خاک روی سطح گسیختگی (R) قبلاً محاسبه شده است، پس تنها نیاز به محاسبه‌ی وزن گوه خاک است. مقدار وزن گوه خاک (W) از هندسه‌ی نشان داده شده در شکل (۱) به دست می‌آید.

زاویه‌ی شکست، رابطه‌ی به‌دست آمده برای نیروی برآیند جانبی نیز مشابه رابطه‌ی ضرابی- کاشانی می‌باشد. به‌همین دلیل روش حاضر و روش کولمب مقدار نیروی جانبی برآیند را به‌صورت یکسان تخمین می‌زنند.

محاسبه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند

اهمیت محاسبه‌ی نقطه‌ی اثر نیروی جانبی وارد بر دیوارهای حائل، در کنترل واژگونی است. در روش کولمب توضیحی در مورد محل نقطه‌ی اثر نیروی جانبی ارائه نشده و تنها با فرض نقطه‌ی اثر در یک‌سوم ارتفاع دیوار به محاسبه‌ی لنگر واژگونی پرداخته شده است. این فرض باعث ایجاد خطا شده و عدم تطابق نتایج به‌دست آمده با نتایج آزمایشگاهی می‌گردد. برای مرتفع نمودن این چنین خطایی، روش حاضر توانایی محاسبه‌ی محل اثر نیروی جانبی را به‌صورت تحلیلی دارا است. برای این منظور باید معادلات تعادل لنگر ناشی از نیروهای مؤثر بر گوه تنظیم گردد. بازوی نیروهای مؤثر در این محاسبه در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۴ نیروها و بازوهای مربوط برای محاسبه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند

همان‌طور که در شکل (۴) دیده می‌شود ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند برابر است با:

$$h_{ae} = d_1 \times \sin \theta = \frac{(R \cdot \cos \varphi \times r - W \cdot X_w) \sin \theta}{P_{ae} \times \cos \delta} \quad (18)$$

از حل معادله‌ی مذکور و ساده سازی روابط به‌دست آمده، زاویه‌ی شکست گوه خاک پشت دیوار به‌صورت زیر حاصل می‌گردد:

$$\alpha = \varphi + \arctan\left(\frac{\tan(\beta - \varphi) + C_1}{C_2}\right) \quad (13)$$

به‌طوری‌که در رابطه‌ی فوق

$$C_1 = \sqrt{\tan(\beta - \varphi)(\tan(\beta - \varphi) - \tan(\theta + \varphi))} \quad (14)$$

$$C_2 = 1 + \cot(\delta - \theta)(\tan(\beta - \varphi)\tan(\theta + \varphi)) \quad (15)$$

رابطه‌ی به‌دست آمده به روش فوق مشابه رابطه‌ی ضرابی- کاشانی برای محاسبه‌ی زاویه‌ی شکست گوه در حل تحلیلی روش کولمب می‌باشد. ضرابی- کاشانی با استفاده از شرط $\frac{dP}{d\alpha} = 0$ فرم خلاصه جواب برای زاویه‌ی شکست گوه را به‌دست آورده است.

تخمین نیروی جانبی برآیند با روش تحلیلی

هدف اصلی از به‌دست آوردن فرم خلاصه‌ی زاویه شکست خاکریز پشت دیوار حائل، معرفی رابطه‌ای برای تخمین نیروی جانبی محرک است که به فرم زیر نشان داده می‌شود:

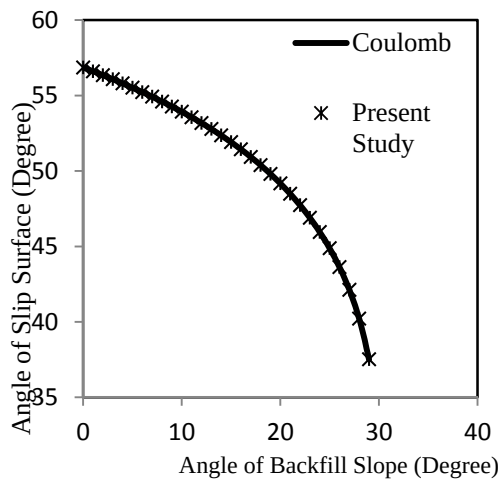
$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (16)$$

که در آن K_a ضریب فشار جانبی است.

با جایگزینی فرم خلاصه عبارت به‌دست آمده در قسمت فوق در رابطه‌ی نیرو و ساده‌سازی روابط به‌دست آمده، با فرض دیوار قائم و خاکریز افقی ضریب محرک استاتیکی نیروی جانبی به‌صورت زیر خواهد بود:

$$K_a = \frac{\sin^2(\varphi + \theta)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\beta - \varphi)}{\sin(\delta - \theta) \cos(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (17)$$

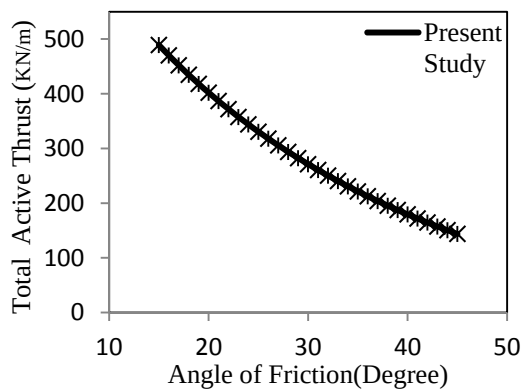
مشابه رابطه‌ی به‌دست آمده برای محاسبه‌ی



شکل ۶ مقایسه‌ی تغییرات زاویه‌ی لغزش گوه (α) با تغییر زاویه‌ی

شیب گوه (β) در روش حاضر و روش رانکین برای
 $\varphi = 30^\circ, \delta = \frac{\varphi}{2}, \theta = \frac{\pi}{2}, K_h = K_v = 0$
 $H = 10 \text{ m}, \gamma = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

شکل (۷) برابری نیروی جانبی برآیند در حالت فعال در روش کولمب و روش حاضر با تغییر زاویه‌ی شکست گوه گسیختگی را نشان می‌دهد.



شکل ۷ مقایسه‌ی تغییرات نیروی جانبی برآیند در حالت فعال در

روش کولمب و روش حاضر برای
 $\delta = \frac{\varphi}{2}, \theta = \frac{\pi}{2}, K_v = \beta = 0, H = 10 \text{ m}, \gamma = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

مقایسه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند از کف
 اهمیت محاسبه‌ی نقطه‌ی اثر نیروی جانبی وارد بر دیوارهای حائل، در کنترل واژگونی است. در کولمب توضیحی در مورد محل نقطه‌ی اثر نیروی جانبی ارائه نشده است و به‌طور فرضی و با در نظر گرفتن توزیع

که در آن X_w با استفاده از رسم میانه‌های مثلث حاصل می‌گردد. ضمناً در عبارت فوق r و Y_w نیز به‌ترتیب معرف مکان اثر R و $K_h \cdot W$ از کف دیوار می‌باشند و به‌صورت زیر معرفی می‌شوند:

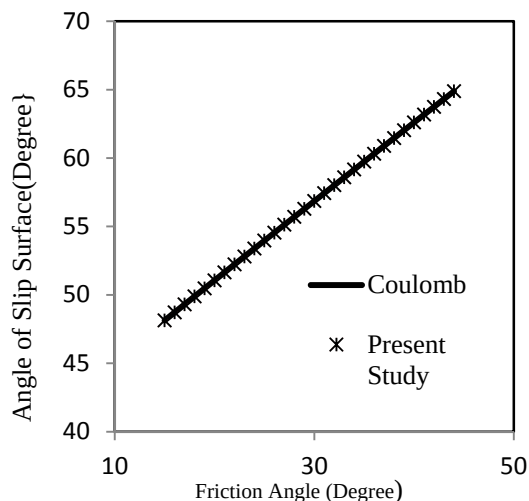
$$r = \frac{1}{3} AB, \quad Y_w = \frac{1}{3} (H + AB \sin \alpha) \quad (۱۹)$$

$$h_a = \frac{H}{3} \frac{\sin(\delta - \theta)}{\sin(\theta) \sin^2(\alpha - \varphi) \cos \delta} (\cos \alpha \sin(\alpha + \theta) - \cos \varphi \sin(\beta + \theta)) \quad (۲۰)$$

بحث و مقایسه

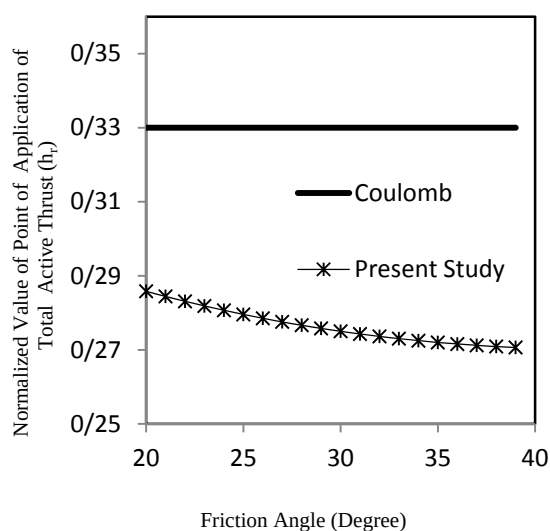
مقایسه‌ی زوایای لغزش گوه گسیختگی و نیروی جانبی برآیند در روش حاضر و روش کولمب

همان‌طور که در روابط تحلیلی ایجاد شده نیز دیده شد روش حاضر و روش کولمب مقادیر زوایای گسیختگی گوه پشت دیوار و نیز نیروی برآیند را به‌صورت برابر تخمین می‌زنند. این برابری در زاویه‌ی گوه گسیختگی و نیروی برآیند جانبی در اشکال (۵) تا (۷) نشان داده شده است.



شکل ۵ مقایسه‌ی تغییرات زاویه‌ی لغزش گوه (α) با تغییر زاویه‌ی

اصطکاک داخلی (φ) در روش حاضر و روش کولمب برای
 $\delta = \frac{\varphi}{2}, \theta = \frac{\pi}{2}, K_h = K_v = \beta = 0, H = 10 \text{ m}, \gamma = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$



شکل ۸ مقایسه‌ی ارتفاع نرمال نقطه‌ی اثر نیروی برآیند به دست آمده از روش حاضر و روش کولمب $\delta = \frac{\varphi}{2}$

فنگ و ایشی باشی (۱۹۸۶) نشان دادند که در مد حرکتی چرخش حول پاشنه دیوار، نقطه‌ی اثر نیروی جانبی به فاصله‌ی حدود $0.275H$ ارتفاع دیوار، از پای آن است. آن‌ها هم چنین نشان دادند که این مقدار تابع مد حرکت دیوار و خصوصیات خاک خاکریز از جمله دانسیته و مقاومت برشی می‌باشد. شکل (۸) مقایسه‌ی ارتفاع نرمال نقطه‌ی اثر نیروی برآیند به دست آمده از روش حاضر و روش کولمب را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۸) دیده می‌شود ارتفاع به دست آمده در بازه‌ی به دست آمده توسط فنگ و ایشی باشی می‌باشد. هم چنین این مقدار به خصوصیات خاک و دیوار وابسته است و با تغییر زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک تغییر می‌نماید. این وابستگی با نتایج تجربی به دست آمده توسط ساگالری (۱۹۶۵) [15] در تطابق می‌باشد.

محاسبه‌ی اندازه‌ی و ارتفاع نقطه‌ی اثر فشار جانبی در خاک‌های لایه‌ای

روش مرسوم در محاسبه‌ی فشار در خاک‌های لایه‌ای. با بررسی روش‌های تحلیلی محاسبه‌ی فشار جانبی پشت دیوارهای حائل در اکثر روش‌ها فرض

خطی فشار ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند در یک سوم از پایین دیوار در نظر گرفته می‌شود. این نقطه‌ی اثر فرضی است و به خصوصیات خاکریز وابسته نمی‌باشد. یکی از مزیت‌های مهم استفاده از روش حاضر توانایی در محاسبه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند به صورت تحلیلی می‌باشد. جدول (۱) مقایسه‌ی مقادیر به دست آمده از آزمایش‌های شریف و ایشی باشی (۱۹۸۴) را نشان می‌دهد. همان‌طور در جدول (۱) که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از روش حاضر و نتایج به دست آمده از آزمایش‌های شریف و ایشی باشی بر هم منطبق بوده است.

جدول ۱ مقایسه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند از کف برای

خاک با مشخصات: $\delta = 23.5^\circ$, $\varphi = 40.9^\circ$

مقدار	روش محاسبه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر
$0.33H$	روش کولمب
$0.25H$	آزمایش شریف و ایشی باشی (۱۹۸۲)
$0.258H$	روش حاضر

جدول (۱) مقایسه‌ی مقادیر به دست آمده از آزمایش‌های شریف و ایشی باشی (۱۹۸۶) [12] را نشان می‌دهد. همان‌طور در جدول (۱) که مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از روش حاضر و نتایج به دست آمده از آزمایش‌های شریف و ایشی باشی بر هم منطبق بوده است.

جدول (۲) مقایسه‌ی مقادیر به دست آمده از آزمایش‌های ماتسو (۱۹۷۸) [11] به صورت زیر محاسبه می‌شود را نشان می‌دهد. همان‌طور در جدول (۲) نیز مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از روش حاضر و نتایج به دست آمده از آزمایش‌های ماتسو در تطابق نسبی می‌باشد.

جدول ۲ مقایسه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند از کف برای

خاک با مشخصات $(\varphi = 50^\circ)$

زاویه‌ی اصطکاک دیوار و خاک	۴۰ درجه	۴۵ درجه
ارتفاع نقطه‌ی اثر	روش کولمب	$0.33H$
	آزمایش ماتسو (۱۹۷۸)	$0.18H$
	روش حاضر	$0.19H$

شکل (۹) چگونگی در نظر گرفتن توزیع فشار در یک خاک لایه‌ای در روش‌های مرسوم قبلی را نشان می‌دهد. نیروی جانبی ناشی از لایه‌ی بالایی به‌صورت وزن بر لایه‌ی پایینی وارد می‌گردد و فشار جانبی به‌صورت خطی به دیوار اعمال می‌گردد. برای مثال در خاک سه لایه‌ی نشان داده شده در شکل (۹) نیروی جانبی برآیند به‌صورت زیر خواهد بود:

$$P_{ae \text{ horizontal}} = \int_0^{H_1} p \cos \delta_1 dy + \int_{H_1}^{H_2} p \cos \delta_2 dy + \int_{H_2}^{H_3} p \cos \delta_3 dy \quad (21)$$

تعیین فشار جانبی به روش حاضر

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، در روش حاضر فشار عکس‌العمل خاک بر روی سطح گسیختگی با رابطه‌ی (۱) معرفی می‌گردد که مربوط به یک خاکریز هم‌گن است. برای خاکریزهای لایه‌ای، از وزن مخصوص معادل با در نظر گرفتن سربارها و نیز اثر لایه‌های بالایی به‌صورت زیر استفاده می‌گردد:

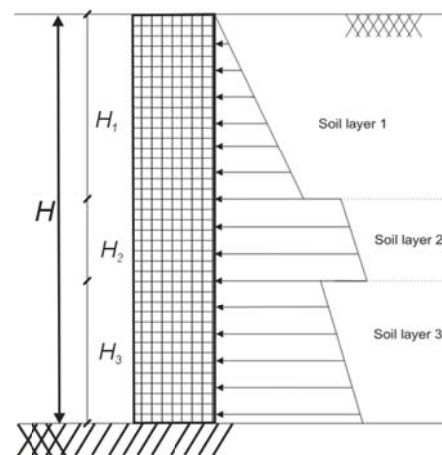
$$\gamma_{eq} = \gamma_n + \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + \beta)} \left(\frac{2q}{H} \right) \quad (22)$$

که در رابطه‌ی فوق:

$$q = \gamma_n + (\gamma_1 \times H_1 + \gamma_2 \times H_2 + \dots \dots \dots + \gamma_{n-1} \times H_{n-1})$$

با محاسبه‌ی وزن مخصوص معادل به‌دست آمده در روش فوق و قرار دادن آن در رابطه‌ی (۱)، نیروی وارد بر سطح گسیختگی در هر لایه تعیین و از آنجا نیروی برآیند کل محاسبه می‌گردد.

وجود خاکریز به‌صورت یکسان و یکنواخت در نظر گرفته می‌شود. در نظر گرفتن این فرض به دلیل نوع رسوب‌گذاری و نیز چگونگی ایجاد لایه‌های متفاوت هنگام خاکریزی به‌ویژه از نظر تراکم، قابل توجیه نمی‌باشد.



شکل ۹ توزیع فشار جانبی در نظر گرفته شده در روش‌های مرسوم قبلی

محاسبه‌ی فشار جانبی در خاک‌های لایه از مسائل مهم در طراحی دیوارهای حائل می‌باشد. به دلیل تغییر خواص خاک از لایه‌ای به لایه‌ی دیگر و عدم یکنواختی، محاسبه‌ی فشار جانبی پیچیدگی‌های خاصی برخوردار می‌باشد. هم‌چنین به‌منظور طراحی دیوارهای حائل با خاکریز لایه‌ای، محاسبه‌ی لنگر کل نیروی محرک از اهمیت ویژه برخوردار می‌باشد. در حالت ساده خاک به لایه‌های افقی تقسیم می‌گردد و به محاسبه‌ی فشار جانبی پرداخته می‌شود. در روش مرسوم اندازه‌ی فشار جانبی وارد بر دیوار حائل از روشی مشابه روش رانکین در هر لایه محاسبه می‌گردد. در این روش از توزیع فشار که به‌صورت خطی در نظر گرفته می‌شود به محاسبه‌ی نیروی برآیند و هم‌چنین بازوی آن پرداخته می‌شود.

گسیختگی حاصل می‌گردد.

$$R_{\text{total}} = \sqrt{R_{\text{horizontal}}^2 + R_{\text{vertical}}^2} \quad (\text{الف-۲۳})$$

$$R_{\text{horizontal}} = R_1 \cos \varphi_1 + R_2 \cos \varphi_2 + R_3 \cos \varphi_3 + \dots + R_n \cos \varphi_n$$

$$= \int_A^B p \cos \varphi_1 ds + \int_B^C p \cos \varphi_2 ds + \int_C^D p \cos \varphi_3 ds + \dots$$

(ب-۲۳)

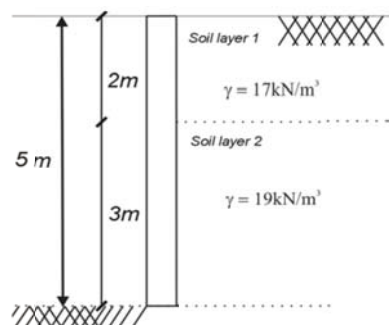
$$R_{\text{vertical}} = R_1 \sin \varphi_1 + R_2 \sin \varphi_2 + R_3 \sin \varphi_3 + \dots + R_n \sin \varphi_n$$

$$= \int_A^B p \sin \varphi_1 ds + \int_B^C p \sin \varphi_2 ds + \int_C^D p \sin \varphi_3 ds + \dots$$

(ج-۲۳)

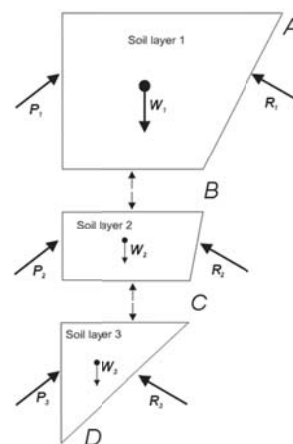
مثال کاربردی

به منظور روشن شدن چگونگی استفاده از روش حاضر و نیز مقایسه‌ی اختلاف مقادیر محاسبه شده در این روش با سایر روش‌های مرسوم، نیروی جانبی و نقطه‌ی اثر آن در یک خاکریز دولایه‌ای مقایسه می‌شوند.



شکل ۱۲ مشخصات لایه‌های خاک پشت دیوار

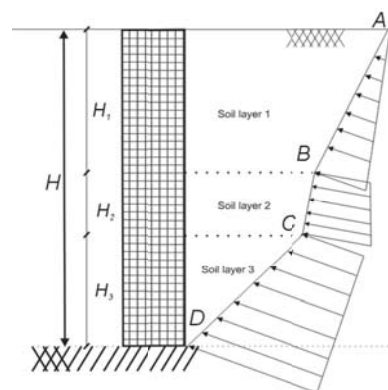
لازم به ذکر است که روش فوق کلی است و قابل بسط به خاکریز با هر تعداد لایه می‌باشد. شکل (۱۲) مشخصات لایه‌های خاک مورد بررسی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰ نمودار آزاد نیروهای وارد بر لایه‌های خاک

به منظور محاسبه‌ی نیروی جانبی وارد بر دیوار لایه‌های خاک به صورت مجزا در نظر گرفته می‌شود. شکل (۱۰) نمودار آزاد نیروهای وارد بر لایه‌های خاک را نشان می‌دهد.

شکل (۱۱) چگونگی توزیع فشار ناشی از عکس‌العمل خاک در یک خاک سه‌لایه‌ای روی سطح گسیختگی را نشان می‌دهد. اهمیت این توزیع فشار در محاسبه‌ی لنگر تیروهای وارد بر دیوار به منظور محاسبه‌ی ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی جانبی می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در این روش هم مشابه بسیاری از روش‌های تحلیلی از نیروی بین لایه‌ای صرف نظر شده است.



شکل ۱۱ توزیع نیروی عکس‌العمل روی سطح گسیختگی در یک خاکریز لایه‌ای

رابطه‌ی (۲۳-الف) نشان دهنده‌ی نیروی بر آیند کل وارد بر گوه گسیختگی می‌باشد. نیروی عکس‌العمل برآیند از جمع سه نیروی اعمال شده بر سطح

تعدادل حدی به منظور محاسبه‌ی اندازه و ارتفاع نقطه‌ی اثر فشار جانبی وارد از طرف خاک در پشت دیوار حائل خاکریزهای دارای لایه‌بندی در حالت فعال پرداخته است. برای این منظور، از روشی استفاده شد که با فرض خطی بودن سطح لغزش و بدون بیشینه‌سازی به ارائه‌ی فرم خلاصه جواب برای زاویه‌ی شکست گوه خاک و نیز نیروی جانبی برآیند وارد بر دیوار پرداخته شد. نتایج حاصل از روش مقاله حاضر در تطابق کامل با کولمب می‌باشد.

نکته‌ی اساسی در روش حاضر تخمین منطبق بر واقع ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی جانبی وارد بر دیوار می‌باشد، که این امر به محاسبه‌ی صحیح لنگر وارد بر دیوار و در نتیجه طراحی مطمئن دیوارهای حائل منجر می‌گردد. هم‌چنین نقطه‌ی اثر به‌دست آمده در روش فوق وابسته به خصوصیات خاکریز می‌باشد که در تطبیق با آزمایش‌های تجربی برای مد حرکتی چرخش حول پاشنه می‌باشد.

جدول (۳) نیروی جانبی افقی وارد از طرف لایه‌های خاک، نیروی جانبی کل و ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی جانبی کل به‌دست آمده از روش حاضر و روش کولمب در دیوارهایی با خاکریزهای گوناگون را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی برآیند به‌دست آمده از روش حاضر کم‌تر از مقادیر مشابه با در نظر گرفتن توزیع خطی برای فشار جانبی پشت دیوار می‌باشد.

جدول (۴) مقادیر لنگر ناشی از نیروی جانبی برآیند پشت دیوار در روش حاضر و روش کولمب را با در نظر گرفتن توزیع خطی فشار در خاک‌های لایه‌ای نشان می‌دهد. همان‌طور که دیده می‌شود مقادیر به‌دست آمده از روش کولمب بیش‌تر از مقادیر به‌دست آمده از روش حاضر می‌باشد و اختلاف مقادیر محاسبه شده از روش‌های فوق در حدود ۲۰ درصد می‌باشد.

نتیجه‌گیری

این مقاله به ارائه‌ی یک راه حل نظری بر پایه‌ی روش

جدول ۳ مقایسه‌ی نیروی جانبی افقی لایه‌ها، کل و ارتفاع نقطه‌ی اثر نیروی جانبی

$$H = 5m, H_1 = 3m, H_2 = 2, \gamma_1 = 17 \frac{kN}{m^3}, \gamma_2 = 19 \frac{kN}{m^3}, \delta = \frac{\phi}{2}$$

Case Number	ϕ_1 (درج)	ϕ_2 (درج)	$P_{ac(Totd)}$ (kN/m)	P_{ac} (kN/m)	P_{ac} (kN/m)	H_r (Coulomb)	H_r (Present Method)
1	۳۰	۳۵	55.13	22.27	32.86	0.35	0.29
2	۳۵	۳۰	58.71	17.95	40.76	0.31	0.25
3	۳۵	۳۷	48.02	17.96	30.07	0.34	0.28
4	۳۷	۳۵	49.29	16.4	32.8	0.32	0.26

جدول ۴ مقایسه‌ی لنگر ناشی از نیروی برآیند در روش حاضر و روش کولمب

$$H = 5m, H_1 = 3m, H_2 = 2, \gamma_1 = 17 \frac{kN}{m^3}, \gamma_2 = 19 \frac{kN}{m^3}, \phi_1 = 30^\circ, \phi_2 = 37^\circ, \delta = \frac{\phi}{2}$$

Method	Case Number			
	1	2	3	4
Coulomb (Linear Distribution)	19.29	17.9	16.33	15.77
Present Method	16	14.68	13.44	12.81
Derivation%	0.17	0.18	17.69	18.7

نتایج به‌دست آمده به‌وسیله‌ی روش معرفی شده در این مقاله نشان می‌دهد مقدار نیروی برآیند جانبی دقیقاً برابر با مقدار به‌دست آمده توسط روش کولمب می‌باشد. هم‌چنین در حالت استاتیکی و با فرض مد

حرکت چرخش حول پاشنه برای دیوار، مقادیر لنگر به‌دست آمده از روش کولمب در جهت اطمینان و برای طراحی دیوارهای حائل مناسب می‌باشد.

مراجع

1. Caquot, A., Kerisel, F, "Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations", Gauthier-Villars, Paris, (1948)
2. Dubrova, G. A., "Interaction of soil and structures", Izd. Rezhnoy Transport, Moscow, [Mentioned in Harr], (2007).
3. Sokolovskii, V.V, Statics of Granular Media. Pergamon Press, New York, (1965)
4. Zarrabi-Kashani, K., "Sliding of gravity retaining wall during earthquake: Considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface", MS thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, (1979).
5. Greco V. R., "Active earth thrust on cantilever walls in general conditions", Soils and Foundations, Vol.39, NO.6, 65-78. (1999)
6. Janssen, H. A., Versuche ueber Getreidedruck in silozellen. Zeitschrift, Verein Deutscher Ingenieure 39, 1045–1049, (partial English translation in Proc. Inst. Civ. Engrs, (1986).
7. Spangler, M. G. and Handy, R. L., "Soil engineering", New York; Harper & Row, (1984).
8. Wang, Y.Z., "Distribution of earth pressure on a retaining wall", Geotechnique, Vol. 50, No. 1, pp. 83–88, (2000).
9. Shahgholi, M., Fakher, A., Jones, C. J. F. P., "Horizontal slice method of analysis", Geotechnique 51 (10), pp.881–885, (2001).
10. Ahmadabadi, M. and Ghanbari, A., "New procedure for active earth pressure calculation in retaining walls with reinforced cohesive-frictional backfill", Geotextiles and Geomembranes, No. 27, pp. 456-463, (2009).
11. Matsuo, M., Kenmochi, S., Yagi, H., "Experimental study on earth pressure of retaining wall by field test", Soil Mechanics and Foundation Eng, Vol. 18, No. 3, pp. 27-41, (1978).
12. Sherif, M. A., Ishibashi, I., and Lee, C. D., "Earth pressure against rigid retaining walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 108(GT5), pp. 679-693, (1982).
13. Sherif, M. A., and Fang, Y. S., "Ka and Ko behind rotating and non-yielding walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 1, 41-56, (1984).
14. Kötter, F., "Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck", Sitzungsberichte der Akademieder Wissenschaften, Berlin, pp. 229–233, (1903).
15. Tsagareli, Z. V, "Experimental investigation of the pressure of a loose medium on retaining walls with a vertical back face and horizontal backfill surface", *J. Soil Mech. Found. Eng*, ASCE 91, No. 4, pp. 197–200, (1965).

مطالعه‌ی تجربی کاربرد سیستم کنترلی غیرفعال TMD در کاهش ارتعاشات ساختمان‌ها در برابر زلزله*

«یادداشت پژوهشی»

سعید پورزینلی^(۱) نصرت‌اله فلاح^(۲) موسی اکبری آق‌بلاغ^(۳)

چکیده در این تحقیق، ابتدا مشخصات سازه‌ای مدل سه بعدی یک ساختمان اسکلت فلزی چهار طبقه با مقیاس ۱:۱۲ از چندین روش تعیین می‌گردد. اندازه‌گیری میرایی‌های مودال و اشکال مودی بروش جاروی فرکانسی صورت می‌گیرد و مقادیر بهینه‌ی پارامترهای مختلف TMD با استفاده از روش آزمون و خطا به دست می‌آید. سپس، TMD مربوط ساخته شده و در تراز بام نصب می‌شود و سازه تحت تحریک هارمونیک پایه بر روی میز لرزه مورد آزمایش قرار می‌گیرد. اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی حاکی از عملکرد بسیار مناسب سیستم کنترلی طراحی شده در تحریک‌های هارمونیک پایه، با فرکانسی برابر با فرکانس غالب سازه‌ی اصلی می‌باشد. برای بررسی عملکرد سیستم کنترلی بهینه شده برای تحریک غیر هارمونیک پایه، پاسخ سیستم تحت تحریک ۲۳ زلزله‌ی داخلی و خارجی با محتواهای فرکانسی متفاوت، به صورت تحلیلی نیز محاسبه شده است.

واژه‌های کلیدی سیستم کنترلی میراگر جرمی همساز (TMD)، تحریک لرزه‌ای، مطالعه‌ی تجربی، تحریک هارمونیک پایه.

Experimental Analysis of the TMD Control of Building Vibrations against Earthquake Excitations

S.Pourzeynali

N. Fallah

M. Akbari A.

Abstract Basic dynamic characteristics of a 1:12 scaled experimental model of a 4 stories 3-D steel frame are obtained using different methods. The frequency sweep method is used to calculate the modal damping ratio and mode shapes of the frame. The optimal values of the TMD different parameters are evaluated using try and error method. Then the associated TMD system is constructed and installed on the top story and the model is tested under support harmonic excitation. The experimentally measured results of the model frame under resonant harmonic support excitations show the significant effectiveness of the proposed TMD system in reducing the model frame response. The above model is also analytically examined under 23 world-wide earthquake accelerograms with different level of frequency content.

Keywords TMD Control, Earthquake excitation, Frequency Content, Harmonic excitation.

★ تاریخ دریافت مقاله ۸۹/۹/۱۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۷/۱۵ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانشیار گروه عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه گیلان.

(۲) دانشیار گروه عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه گیلان.

(۳) کارشناس ارشد سازه، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه گیلان.

مقدمه

در دهه‌های اخیر کاهش پاسخ سازه‌ها تحت تأثیر نیروهای دینامیکی موضوع عنوان بسیاری از تحقیقات شده و تعداد زیادی از مفاهیم کنترل به این منظور در سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است [1]. بطور کلی سیستم‌های کنترل ارتعاشات سازه‌ای را می‌توان به چهار دسته‌ی عمده تقسیم کرد: کنترل غیرفعال، کنترل فعال، کنترل نیمه‌فعال و کنترل مرکب.

کنترل غیرفعال در سازه‌ها بدون صرف هیچ‌گونه انرژی خارجی برای کاهش ارتعاش سازه استفاده می‌شود. جرم و میراگر تنظیم شونده (TMD) یکی از سیستم‌های کنترل غیرفعال می‌باشد که در آن یک جرم m توسط یک فنر و میراگر ویسکوز به سازه ضمیمه می‌شود. به‌طور عمومی فرکانس‌های طبیعی سیستم TMD در نزدیکی یکی از فرکانس‌های طبیعی سازه تنظیم می‌شود که معمولاً این فرکانس، فرکانس موداول سازه می‌باشد. در نتیجه ارتعاش سازه‌ی اصلی به موجب ارتعاش TMD در رزونانس مستهلک می‌شود. هدف از به‌کارگیری یک میراگر جرمی تنظیم شونده در یک سازه کاهش تقاضای اتلاف انرژی در اعضای سازه‌ی اصلی تحت اثر نیروهای خارجی است. در این حالت این کاهش تقاضا توسط انتقال مقداری از انرژی ورودی به میراگر جرمی تنظیم شونده صورت می‌گیرد. از زمان ابداع سیستم TMD تا کنون تحقیقات متعددی در این مورد صورت گرفته و آزمایش‌های ویژه‌ای در امر کنترل ارتعاشات تحت انواع بارها انجام پذیرفته است.

در یکی از این تحقیقات، تسای حل کلاسیک سیستم اولیه‌ی میرا شده را گسترش داد و با استفاده از منحنی‌هایی که بر فرمول‌ها منطبق شده بودند پارامترهای TMD را به‌صورت بهینه به‌دست آورد. دن‌هارتگ و اورماندروید در سال ۱۹۲۸ ابتدا تئوری جاذب‌های دینامیکی ارتعاشی را با و بدون میرایی برای یک سیستم اصلی نامیرا بررسی و اصول

اساسی در روش انتخاب درست پارامترهای جاذب را تعیین کردند [2]. مطالعه بر عملکرد لرزه‌ای TMD ها توسط ویلاورد [3,4]، مارتین [5] و کویوما [6] ادامه پیدا کرد و مشاهده شد که به‌ترین کارایی TMD ها هنگامی است که اولین دو مود سیستم مرکب سازه و میراگر، تقریباً نسبت میرایی یکسانی با متوسط نسبت میرایی سازه و TMD داشته باشد.

سیستم کنترلی TMD با وجود آسانی استفاده و ارزیابی قابل توجه آن، دارای قابلیت اعتماد متوسط است و به خوبی می‌تواند ارتعاشات نامناسب باد و بارهای هارمونیک را کنترل نماید. اما تحت تحریک زلزله، که یک پدیده تصادفی است و کاملاً بستگی به مشخصات حرکت زمین دارد، برای زلزله‌های با پهنای باند باریک و استمرار طولانی نتیجه‌بخش است [7]. سادک برای به‌دست آوردن پارامترهای بهینه TMD برای دستیابی به بیشترین کاهش در پاسخ سازه هنگام تحریک زلزله، ضریبی را برای بهبود پارامترها و روابط ارائه شده توسط ویلاورد پیشنهاد می‌کند که در آن میرایی‌های دو مود اول ارتعاش با هم برابر و هر دو مقداری بزرگ‌تر از میانگین میرایی TMD و میرایی سازه دارند [8].

با توجه به تحقیقات وسیعی که به‌صورت تحلیلی در زمینه‌ی سیستم‌های کنترل صورت گرفته، لزوم انجام تحقیقی آزمایشگاهی که به‌کمک آن بتوان اصول ارائه شده در تئوری برای کنترل لرزه‌ای سازه‌ها را به مرحله‌ی اجرا درآورد و به‌صورت عینی عملکرد آن‌ها را مورد بررسی قرار داد به شدت احساس می‌شود، چرا که محققان بسیاری روش‌های تئوری کنترل سازه‌ها را به‌خوبی پیش برده‌اند اما هنوز این روش‌ها در مرحله‌ی نظری می‌باشند و جای خالی آزمایش‌هایی که بتواند این دانش را به سمت بخش‌های صنعتی هدایت کند کاملاً محسوس است.

در تحقیق حاضر، به مطالعه‌ی آزمایشگاهی مدل سه بعدی یک قاب چهار طبقه با اسکلت فلزی پرداخته

حالی که $g(t)$ نیروی وارد بر جرم TMD، که برای تحریک باد برابر با صفر و در حالت بارگذاری زمین‌لرزه برابر با $f(t)$ است که $m_0 = m/M$ می‌باشد. حاصل جمع معادلات بالا منجر به عبارت زیر می‌شود:

$$(M + m)\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) = f(t) + g(t) - m\ddot{z}(t) \quad (3)$$

مطالعه‌ی آزمایشگاهی

انتخاب مدل

به دلیل نیاز به خطی بودن رفتار سازه و با توجه به شرایط اقتصادی، قابلیت انجام کار، نوع مصالح و صورت مسأله‌ی مورد مطالعه، مدلی با مقیاس کوچک (کوچک‌تر از ۱:۴) انتخاب گردید. برای انتخاب تعداد طبقات مدل، با توجه به این‌که در انجام مطالعات تحلیلی، مدل‌سازی صورت گرفته باید معرف خوبی از رفتار مدل واقعی سازه باشد و جواب‌های به دست آمده از مدل ریاضی هم‌خوانی مناسبی با نتایج به دست آمده از آزمایش دینامیکی داشته باشد، لذا لازم است که مدل ساخته شده از عمومیت کافی برخوردار باشد؛ یعنی تمام یا حتی الامکان اکثر متغیرهای مطرح در مسأله را در خود داشته باشد. عموماً متغیرهای مطرح در آزمایش‌های دینامیکی و لرزه‌ای عبارتند از سختی، جرم طبقات، فرکانس، میرایی مودها و اشکال مودی. بنابراین، با افزایش تعداد مودها و یا به عبارت دیگر تعداد طبقات، شرایط مناسب‌تری برای مقایسه بین نتایج تحلیل عددی و نتایج آزمایش فراهم می‌شود. برای رسیدن به این هدف، بهتر است که مدل انتخابی دارای حداقل سه طبقه باشد. علاوه بر آن، همان‌طور که در بخش مقدمه به آن اشاره شد، سیستم کنترل TMD بر سازه‌های با درجه آزادی بالاتر عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهد. اما ساخت مدلی با تعداد درجات آزادی انتقالی بالا (تعداد طبقات بیش‌تر)، نیاز به ابزار و امکانات بیش‌تری برای تولید و کنترل نیروهای ارتعاشی دارد هم‌چنین وسایل اندازه‌گیری با

می‌شود که به وسیله‌ی میز لرزه‌ی کوچکی که به این منظور طراحی و ساخته شده است، به صورت هارمونیک تحریک می‌گردد. در ضمن، بررسی لرزه‌ای این قاب تحت اثر شتاب نگاشت زلزله‌های مختلف به صورت نظری و تحلیلی نیز انجام گردیده است. در ادامه، نتایج مطالعات انجام گرفته برای به دست آوردن مشخصات واقعی مدل و پارامترهای بهینه‌ی سیستم، تحت تحریک هارمونیک و هم‌چنین تحت تحریک شتاب‌نگاشت‌های مربوط به ۱۲ زلزله‌ی خارجی و ۱۱ زلزله‌ی داخلی، که با محتواهای فرکانسی مختلف انتخاب شده بودند، آمده است. در ضمن، از آنجائی‌که مطالعات عددی و نظری فراوانی در سطح بین‌المللی برای گونه سیستم‌های کنترلی صورت گرفته است، در مقاله‌ی حاضر سعی شده است که به این بخش کم‌تر پرداخته شود. در مقابل، چون نتایج تحقیقات آزمایشگاهی در این مورد در کشور ما کم‌تر منتشر شده است لذا در این مقاله تلاش شده تا بیش‌تر بر مباحث آزمایشگاهی و نتایج آن تأکید گردد.

اصول پایه

شکل (۱) یک سیستم یک درجه آزادی (SDOF) را نشان می‌دهد که یک سیستم TMD نیز بر روی آن نصب شده است. برای سیستم مرکب سازه-TMD معادلات حرکت را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$M\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) = c\dot{z}(t) + kz(t) + f(t) \quad (1)$$

$$m\ddot{z}(t) + C\dot{z}(t) + ky(t) = -m\ddot{y}(t) + g(t) \quad (2)$$

که در آن $y(t)$ تغییر مکان سیستم سازه‌ای نسبت به پایه‌ی آن، و $z(t)$ تغییر مکان نسبی TMD نسبت به سازه است. ضرایب میرایی و سختی با علامت c و k برای TMD، و C و K برای سیستم سازه اصلی است. $f(t)$ نیروی خارجی وارد بر سازه‌ی اصلی می‌باشد در

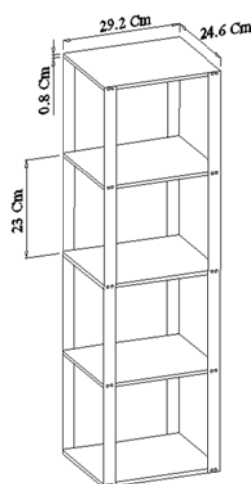
وزن قطعات تقویتی ستون در محل اتصال می‌باشد، به شرح زیر تعیین گردید که در آن جرم طبقه i ام می‌باشد:

$$m_1=4.94 \text{ kg} , m_2=4.925 \text{ kg} ,$$

$$m_3=4.93 \text{ kg} , m_4=5.53 \text{ kg}$$

(۴)

ستون‌ها به صورت یکپارچه و با سطح مقطع 3×0.2 سانتی‌متر و به ارتفاع کل $92/4$ سانتی‌متر می‌باشند. ممان اینرسی این مقطع حول محور ضعیف آن برابر $I_m = 2 \times 10^{-3} \text{ cm}^4$ می‌باشد. علت انتخاب این نوع مقطع، که ممان اینرسی آن در دو جهت اختلاف بسیار زیادی با یکدیگر دارند، این است که بتوان تغییر مکان‌های ایجاد شده در سازه را کاملاً به فرم دوبعدی در نظر گرفت و حتی اگر عدم تقارن اتفاقی در سازه به دلیل تفاوت در سختی اتصالات وجود داشته باشد، به دلیل اختلاف زیاد سختی‌ها در دو جهت بتوان از اثر آن صرف نظر کرد. صفحات کف این قاب از جنس فولاد و دارای ابعاد $24/6 \times 29/2$ سانتی‌متر و ضخامت ۸ میلی‌متر می‌باشد. مشخصات مدل فوق در شکل (۲) آمده است.

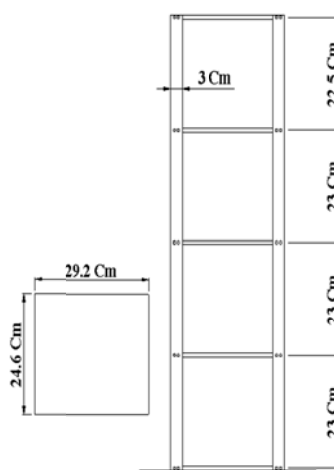


ب) ارتفاع طبقات مختلف و صفحه‌ی فلزی کف

مشخصات بالاتری برای سنجش پاسخ‌های سازه، به‌خصوص در هنگام تشدید مورد نیاز است. لذا با توجه به این مقدمه، مدل مورد بررسی چهار طبقه انتخاب شده است.

از آن‌جاکه مصالح در دسترس مختلفی برای ساخت مدل موجود می‌باشد، برای داشتن مدلی با شکل‌پذیری بالا که بتوان به‌خوبی تغییر شکل‌ها و مودهای ارتعاشی آن را نمایش بدهد و هم‌چنین از لحاظ اجرایی دارای قابلیت تعمیر و تعویض قطعات باشد، جنس مصالح آن از فولاد انتخاب شد و اتصالات آن به‌صورت پیچی در نظر گرفته شد. به‌منظور بررسی و مدل‌سازی دوبعدی مدل و جلوگیری از وابسته شدن معادلات حرکت در دو جهت مختلف به یکدیگر، پلان مدل متقارن و بدون خروج از مرکزیت بین جرم و سختی در نظر گرفته شد تا در سازه لنگرهای پیچشی به‌وجود نیاید.

با توجه به این نسبت ابعادی، وزن طبقات مدل که شامل وزن صفحه‌ی کف، وزن ستون در تراز طبقه شامل نیمی از ارتفاع طبقه‌ی بالا و نیمی از ستون طبقه‌ی پایین، وزن پیچ‌های اتصال ستون به صفحه‌ی کف و



الف) مدل قاب چهار طبقه

شکل ۲ مدل آزمایشگاهی مورد استفاده در این تحقیق

$$\text{Freq.}=[3.42, 10.25, 16.07, 19.47] \text{ Hz} \quad (۶)$$

روش دیگر برای تعیین فرکانس‌های طبیعی سیستم استفاده از روش جاروی فرکانسی است. در این روش، سازه تحت ارتعاش اجباری هارمونیک با محتوای فرکانسی در یک بازه‌ی مناسب که شامل تمام فرکانس‌های طبیعی سیستم باشد، قرار می‌گیرد و با گام‌های مناسبی که خطای اندازه‌گیری فرکانس را تعیین می‌کند، پاسخ حداکثر سیستم در هر گام در حالت پایدار ثبت می‌شود. نتایج پس از دوبار آزمایش و متوسط‌گیری بین نتایج به‌دست آمده از داده‌های تمام طبقات به‌صورت زیر می‌باشد:

$$\text{Freq.}=[3.026, 9.4923, 15.5265, 20.0359] \text{ Hz} \quad (۷)$$

به‌طوریکه از نتایج بر می‌آید، دو روش فوق با یکدیگر انطباق خوبی دارند.

محاسبه‌ی میرایی سازه

ساده‌ترین روش محاسبه‌ی میرایی، استفاده از روش کاهش دامنه می‌باشد. بدین منظور، با اعمال یک تغییرشکل اولیه، مشابه مود اول، و ایجاد ارتعاش آزاد در سیستم، می‌توان مقادیر حداکثر جابه‌جایی‌ها در هر سیکل را اندازه‌گیری با محاسبه‌ی کاهش لگاریتمی آن، میرایی مود اول را به‌عنوان مود غالب، با تقریب مناسبی تعیین کرد. با اندازه‌گیری میرایی بدین روش مقدار $\xi_1=3/3\%$ به‌دست می‌آید. با فرض تساوی میرایی دو مود اول سازه و استفاده از روش رایله برای تعیین ماتریس میرایی [9]، ضرایب تناسب a_0 و b_0 به شرح زیر به‌دست می‌آیند:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ b_0 \end{Bmatrix} = \frac{2\omega_n\omega_m}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -1/\omega_n & 1/\omega_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \quad (۸)$$

که با استفاده از مقادیر نسبت میرایی و فرکانس مودهای اول و دوم داریم:

محاسبه‌ی سختی استاتیکی قاب

برای تعیین سختی قاب، روش‌های متعددی موجود است. ساده‌ترین روش، استفاده از روابط تحلیلی مثل روش شیب-افت برای تعیین سختی طبقات می‌باشد. اما این روش‌ها به‌دلیل این‌که نیاز به انجام فرضیات ساده‌کننده بسیار زیادی دارند، در کارهای آزمایشگاهی که نیازمند دقت بالایی در محاسبات هستند، مناسب به‌نظر نمی‌رسند. روش دیگر محاسبه‌ی سختی به‌صورت آزمایش استاتیکی و استفاده از روش نرمی می‌باشد. بدین منظور، بار جانبی در تراز بام به‌صورت استاتیکی اعمال می‌شود و به‌وسیله‌ی گیج‌های ساعتی نصب شده روی پایه‌ی ثابت، مقادیر جابه‌جایی طبقات اندازه‌گیری می‌گردد. در این حالت با فرض عملکرد قاب به‌صورت برشی، می‌توان سختی قاب را به‌صورت آزمایشگاهی تعیین نمود که در این تحقیق، از این روش برای تعیین ماتریس سختی قاب استفاده گردید. در نهایت سختی طبقات و ماتریس سختی قاب در جهت ضعیف آن به‌صورت زیر تعیین گردید:

$$K_1=19.565 \text{ kN/m}, \quad K_2=19.802 \text{ kN/m}$$

$$K_3=19.811 \text{ kN/m}, \quad K_4=25.431 \text{ kN/m}$$

$$K = \begin{bmatrix} 39366.5 & -19801.5 & 0 & 0 \\ & 39612.2 & -19810.7 & 0 \\ & & 45241.3 & -25430.6 \\ & \text{sym} & & 25430.6 \end{bmatrix} \text{ (N/M)} \quad (۵)$$

تعیین فرکانس‌های طبیعی سیستم

با داشتن مقادیر سختی و جرم طبقات و از آن‌جا با تعیین ماتریس‌های سختی و جرم قاب، می‌توان با حل معادله‌ی مقدار ویژه و بردار ویژه، فرکانس‌های طبیعی سیستم را تعیین کرد که عبارتند از:

به صورت زیر [۱۱]:

$$m_T = m_0 \times m_{\text{building}}, k_T = m_T (\beta \omega)^2, \\ c_T = 2\xi_T \sqrt{m_T k_T} \quad (۱۴)$$

بهینه‌سازی متغیرهای سیستم TMD

در این تحقیق، بهینه‌سازی با استفاده از روش آزمون و خطا صورت گرفته که در ادامه نتایج حاصل ارائه شده است. از آنجایی که هرچه نسبت جرمی بیش‌تر شود کاهش پاسخ‌های سازه نیز بیش‌تر می‌گردد، [2] لذا نسبت جرمی عموماً با در نظر گرفتن محدودیت‌های اجرایی انتخاب می‌گردد. علی‌رغم این، با رسم مقادیر بهینه β و ξ برای نسبت‌های جرمی مختلف، مشاهده می‌شود که در نمودار $R-m_0$ برای m_0 های بیش از ۴ درصد، افزایش نسبت جرمی تأثیر کم‌تری در کاهش پاسخ طبقه‌ی بام دارد (شکل ۳) و براین اساس نسبت جرمی بهینه برابر با ۴ درصد انتخاب می‌گردد. نمودار معیار عملکرد پاسخ طبقه‌ی بام به‌ازای تغییرات ورودی‌های دو متغیر دیگر در شکل (۴) آمده است. براساس این نمودارها می‌توان چنین نتیجه گرفت که با کاهش میرایی TMD، عملکرد بهتری از آن در برابر تحریکات بار هارمونیک انتظار می‌رود. اما بازه‌ی تغییرات مطلوب برای نسبت فرکانسی β بسیار به یکدیگر نزدیک می‌باشد به‌طوری‌که برای میرایی ۱٪ ضریب β برابر ۰/۹۵، و برای نسبت میرایی ۱۳٪ برابر ۰/۹۳ می‌باشد و در میرایی‌های نزدیک صفر میزان حساسیت پاسخ‌ها نسبت به مقدار β بیش‌تر می‌شود. همان‌طور که نمودارها نشان می‌دهند، کم‌ترین پاسخ تغییرمکان طبقه‌ی بام به‌ازای میرایی صفر به‌دست می‌آید. در این حالت حداقل مقدار $R=0/17$ به‌ازای $\beta=0/96$ به‌دست می‌آید که به معنی کاهش ۸۳/۰۶۷ درصدی پاسخ‌ها می‌باشد.

ساخت سیستم TMD

با توجه به عدم نیاز به میرایی (در تحریک هارمونیک

$$a_0=1.06557 \quad \text{و} \quad b_0=7.67442e-4 \quad (۹)$$

که از آن‌جا با استفاده از مقادیر ماتریس‌های جرم و سختی محاسبه شده در بالا، ماتریس میرایی به صورت زیر به دست می‌آید:

$$C = a_0 M + b_0 K \\ = \begin{bmatrix} 25.41 & -19.52 & 0 & 0 \\ & 39.97 & -15.20 & 0 \\ & & 35.64 & -15.20 \\ \text{Sym} & & & 35.48 \end{bmatrix} \quad (۱۰)$$

حل معادلات تحت اثر تحریک تکیه‌گاهی

معادله حرکت سیستم جرم و فنر و دمپر به عنوان یک سیستم یک درجه آزادی به صورت $m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{u}_g$ چند درجه آزادی به صورت

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g \quad (۱۱)$$

می‌باشد که با فرض تحریک پایه به صورت هارمونیک $u_g = u_{0g} \sin \Omega t$ ، معادله‌ی حرکت مدل در فضای حالت به شکل زیر خواهد شد [10]:

$$\dot{X} = AX + Bu, \quad Y = EX + Du \quad (۱۲)$$

که در آن:

$$\dot{X} = \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{\ddot{x}} \end{Bmatrix}, \quad X = \begin{Bmatrix} x \\ \ddot{x} \end{Bmatrix},$$

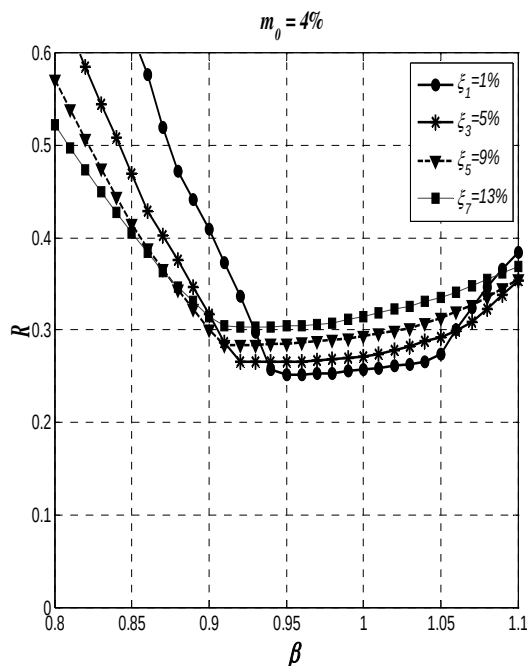
$$A = \begin{bmatrix} 0 & [I] \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] \end{bmatrix},$$

$$B = \begin{Bmatrix} 0 \\ [I] \end{Bmatrix}, \quad E = ([I] \quad [0]), \quad D = [0], \quad Y = \{x\},$$

$$\{u\} = \{r\} \Omega^2 u_{0g} \sin \Omega t$$

(۱۳)

با تعریف مقادیر جرم، سختی، و میرایی TMD



شکل ۴ معیار عملکرد سیستم کنترلی به‌ازای تغییرات متغیرهای سیستم کنترلی

که در نهایت به‌صورت زیر بیان می‌گردد [12]:

$$k = \frac{d^4 G}{8D^3 N} \quad (17)$$

که در آن d قطر مفتول، D قطر حلقه‌ی فنر و N تعداد حلقه‌های فعال در فنر، و G مدول برشی آن می‌باشد. پس از بررسی و مطالعه‌ی حالت‌های مختلف، فنر مورد نیاز انتخاب گردید. بدین ترتیب TMD با مشخصات فوق مطابق شکل (۶) ساخته شد و بر روی سازه (مدل آزمایشگاهی) نصب گردید.

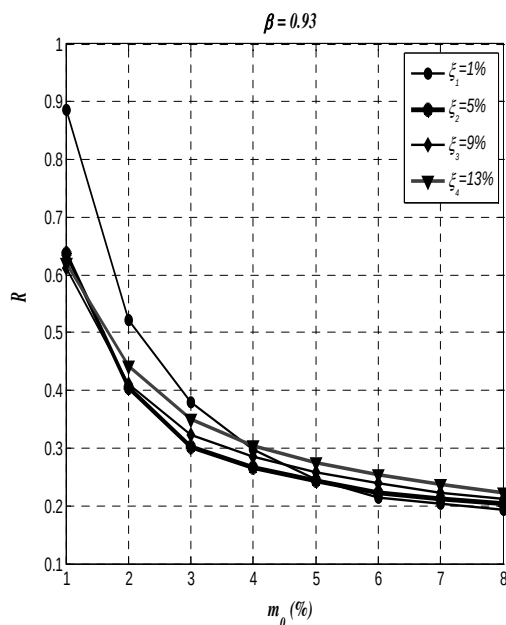
میرایی TMD پس از نصب، به‌کمک ارتعاش آزاد و روش کاهش دامنه اندازه‌گیری شد و مقدار آن برابر $\xi_T = 7/93$ درصد به‌دست آمد. با نصب TMD، با جرم و سختی بهینه شده در مراحل قبل، بر روی سازه و تکرار مجدد محاسبات تئوریک، میزان کاهش پاسخ تغییرمکان پایدار طبقه‌ی بام در فرکانس تشدید سازه بدون سیستم کنترلی به میزان $88/72$ درصد به‌دست می‌آید و طبق این محاسبات، مقدار تغییرمکان حداکثر طبقه‌ی بام باید از $27/83$ میلی‌متر به $3/14$ میلی‌متر کاهش یابد. هم‌چنین تأثیر این سیستم در تبدیل فرکانس تشدید سازه به دو فرکانس، به‌گونه‌ای می‌باشد

پایه) و این‌که نمی‌توان میرایی سیستم TMD را کم‌تر از مقدار میرایی ذاتی آن در نظر گرفت و هم‌چنین حساسیت کم مقادیر β در میرایی‌های بالاتر، مقادیر متغیرهای TMD به‌صورت زیر انتخاب می‌گردند:

$$m_T = m_0 \times m_{\text{building}} = 0.04 \times 19544 = 782 \text{ (kg)}$$

$$k_T = m_T (\beta_0)^2 = 0.782 \times (0.94 \times 19013)^2 = 24970 \text{ (N/m)} \quad (16)$$

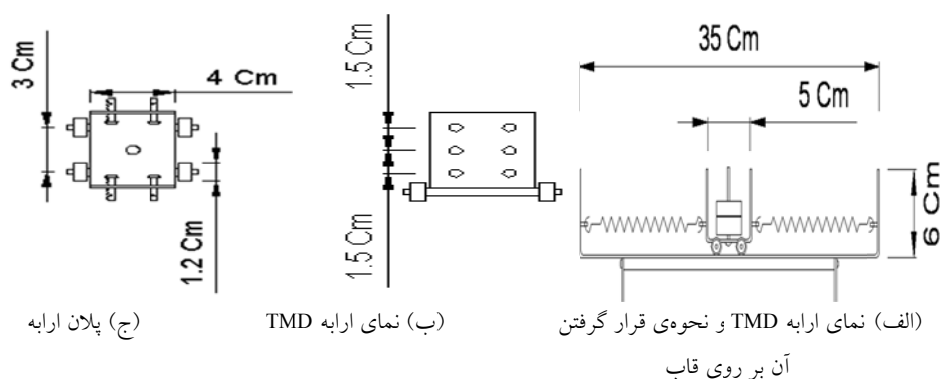
سیستم TMD مورد استفاده در این تحقیق، مطابق شکل (۵) به‌صورت یک ارابه طراحی شد که در هر طرف آن دو فنر به‌صورت موازی قرار گرفته است. چرخ‌های ارابه نیز از نوعی انتخاب شد که کم‌ترین اصطکاک را بین بلبرینگ‌های خود داشته باشد. برای تعیین سختی فنر، از این واقعیت استفاده می‌گردد که تنش در فنرهای مارپیچ در اثر نیروی F وارد به‌وسیله‌ی دو نیروی برشی و پیچشی ایجاد شده در مقطع فنر تحمل می‌شود. تنش پیچشی چه در حالت بازشدن و چه حالت بسته شدن ایجاد می‌شود. مقدار سختی فنر k با استفاده از اصول مکانیک جامدات و قضایای انرژی قابل محاسبه می‌باشد.



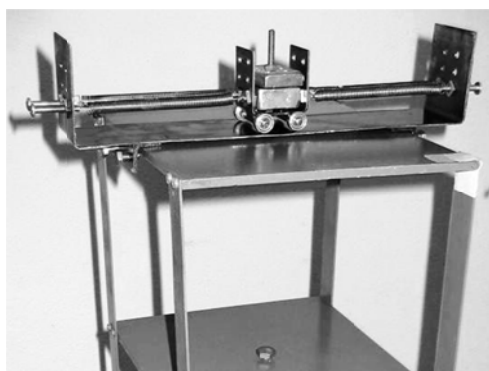
شکل ۵ کاهش تأثیر نسبت جرمی برای مقادیر بالاتر از ۴ درصد

زمانی پاسخ جابه‌جایی طبقه‌ی بام در حالت تحریک با فرکانس تشدید را در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده نشان می‌دهد.

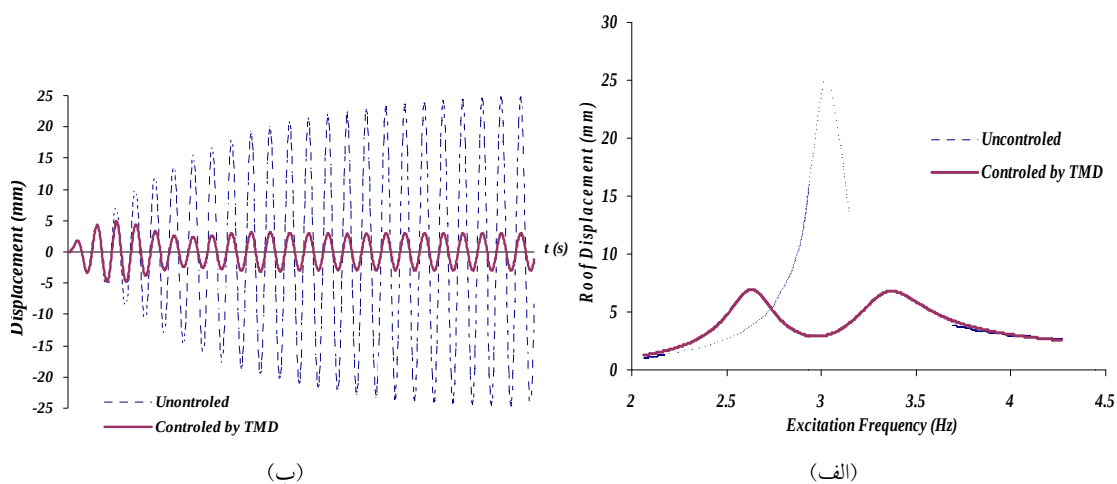
که انتظار می‌رود فرکانس سیستم مرکب حاصل از فرکانس تشدید ۱۳/۱۵ درصد دور شود. شکل (۷) مقایسه‌ی تحلیلی تغییرات فرکانس و همچنین تاریخچه



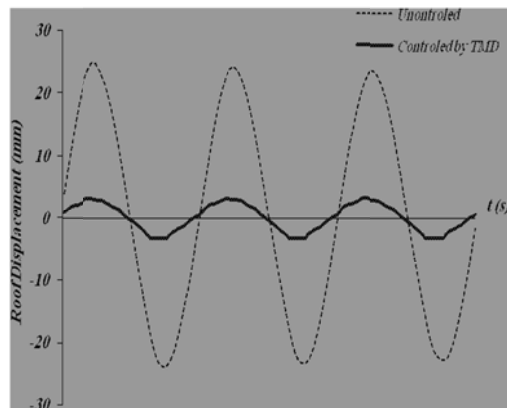
شکل ۵. ارباب TMD و عرصه کف مورد استفاده



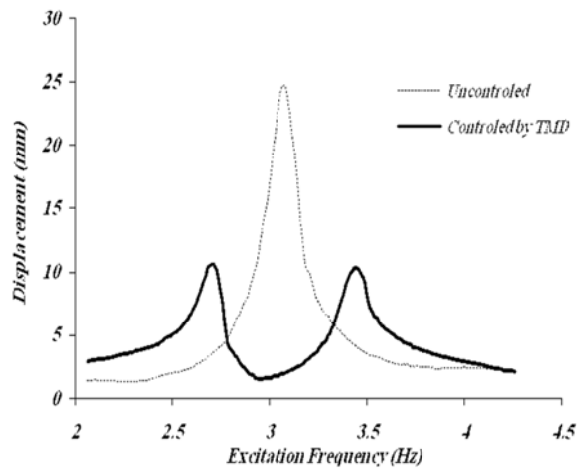
شکل ۶. نصب TMD ساخته شده بر روی طبقه‌ی بام مدل



شکل ۷. مقایسه نتایج تحلیلی (الف) تغییرات فرکانسی و (ب) تاریخچه زمانی پاسخ جابه‌جایی طبقه‌ی بام برای TMD بهینه



(ب)



(الف)

شکل ۸ مقایسه نتایج آزمایشگاهی (الف) تغییرات فرکانسی و (ب) تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان طبقه‌ی بام برای TMD نصب شده

طراحی شده که برای تحریک هارمونیک پایه بهینه گردیده است، رفتار دینامیکی مدل آزمایشگاهی فوق تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف مورد بررسی تحلیلی قرار گرفت. برای این منظور ۱۱ شتاب‌نگاشت مربوط به زلزله‌های داخلی و ۱۲ شتاب‌نگاشت از زلزله‌های خارجی با محتوای فرکانسی متفاوت انتخاب گردید (جدول ۱). رکوردهای مربوط به شتاب‌نگاشت زلزله‌های خارجی از سایت مؤسسه‌ی تحقیقات لرزه‌ای دانشگاه برکلی [13] و رکوردهای شتاب‌نگاشت زلزله‌های داخلی از سایت مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن [14] برداشت شده‌اند.

در ستون آخر جدول (۱) میزان تأثیر سیستم TMD در کاهش حداکثر پاسخ جابه‌جایی طبقه‌ی بام ($R-1$) تحت اثر هر کدام از این زلزله‌ها آمده است. اما چیزی که کم و بیش در بیش‌تر زلزله‌ها دیده می‌شود، تأثیر مثبت این سیستم در کاهش پاسخ‌ها می‌باشد. به‌طور کلی، مقدار متوسط کاهش پاسخ تغییر مکان طبقه‌ی بام تحت تأثیر ۲۳ زلزله‌ی فوق حدود ۲۵/۳۷٪ می‌باشد.

نتایج آزمایشگاهی تأثیر سیستم TMD

سیستم TMD ساخته شده بر بام مدل آزمایشگاهی نصب شد، و اقدام به اندازه‌گیری تغییر مکان‌های مدل در اثر ارتعاش پایه‌ی آن گردید. نتایج اندازه‌گیری آزمایشگاهی تغییر مکان‌های سازه پس از نصب TMD نشان می‌دهد که در پاسخ تغییر مکان‌های مدل در طبقه‌ی بام آن (شکل ۸-ب) کاهش‌ی برابر با ۸۶/۶ درصد در حالتی که با فرکانس تشدید آن ($f_1 = 3 \text{ Hz}$) تحریک می‌شود، مشاهده می‌گردد که همخوانی بسیار خوبی با نتایج به‌دست آمده از تحلیل را نشان می‌دهد. اثر TMD در تغییر فرکانس مدل نیز در شکل (۸-الف) برای فرکانس‌های تحریک آمده است. همان‌طور که دیده می‌شود سیستم کنترلی توانسته است فرکانس سازه‌ی اصلی را ۱۱/۸۹ درصد از فرکانس تشدید دور کند.

مطالعه‌ی رفتار سیستم TMD طراحی شده در

برابر شتاب‌نگاشت‌های زلزله

به‌منظور مطالعه‌ی عملکرد لرزه‌ای سیستم کنترلی TMD

جدول ۱ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده به همراه میزان کاهش پاسخ جابه‌جایی حداکثر طبقه‌ی بام

EQ. No.	نام زلزله	ایستگاه	تاریخ وقوع	مولفه	PGA *g	۱- R (%)
۱	Chi-Chi	WNT	1999-9-20	E-W	۰/۷۵	۲۰/۸۴
۲	Coalinga	Oil City	1983-7-22	N-S	۰/۷۲	۴۲/۷۸
۳	Duzce	Bolu	1999-11-12	E-W	۰/۷۷	۳۳/۵۹
۴	El-Centro	Irrigation Distriot	1940-5-19	N-S	۰/۳۵	۱۸/۰۹
۵	Hachinohe	Takochi-Ok	1968-5-16	N-S	۰/۲۳	۲۷/۶۶
۶	Superstition	Superstition Mtn Camera	1987-11-24	N-S	۰/۷۹	۳۷/۳۱
۷	Kobe	KJMA	1995-1-16	N-S	۰/۸۲	۳۹/۸۸
۸	Parkfield	Cholam Shandon	1966-6-28	N-S	۰/۳۸	۴۰/۳۸
۹	Nahanni	Site 1	1985-12-23	N-S	۱/۰۶	۵۱/۶۶
۱۰	Northridge	Sylmar County Hospital	1994-1-17	N-S	۰/۸۴	۳۱/۰۷
۱۱	Morgan Hill	Coyote Lake Dam	1984-4-24	N-S	۰/۹۷	-۴/۹۶
۱۲	Loma Prieta	LGPC	1989-10-18	N-S	۰/۷۸	۲۴/۲۰
۱۳	اردکول	بسک آباد	۱۳۷۶/۲/۲۰	L	۰/۱۳	۱۹/۸۲
۱۴	بم	بم	۱۳۸۵/۱۰/۵	L	۰/۸۱	۳۵/۵۶
۱۵	پل آبگینه	ده بالا	۱۳۷۸/۸/۹	L	۰/۰۶	-۱۵/۸۹
۱۶	منجیل	آب بر	۱۳۶۹/۳/۳۰	L	۰/۶۴	۳۴/۶۹
۱۷	زنجیران	زنجیران	۱۳۷۳/۳/۳۰	L	۰/۹۲	۲۸/۹۳
۱۸	سرعین	کریق	۱۳۷۵/۱۲/۱۰	L	۰/۶۳	-۵/۶۵
۱۹	صالح آباد	صالح آباد	۱۳۷۸/۸/۱۸	L	۰/۳۴	-۳۵/۳۶
۲۰	طبس	طبس	۱۳۵۷/۶/۲۵	L	۰/۸۴	۱۲/۳۷
۲۱	کره بس	بالا ده	۱۳۷۸/۲/۱۷	L	۰/۲۹	۵۲/۱۳
۲۲	گرم خان	آشخانه	۱۳۷۵/۱۱/۱۶	L	۰/۱۱	۳۸/۴۴
۲۳	ناقان	ناقان	۱۳۵۶/۱/۱۷	L	۰/۹۱	۲۶/۲۱

نتیجه‌گیری

تحت تحریکات هارمونیک پایه کاهش دهد. پس از بهینه‌یابی پارامترهای طراحی برای جرم همساز، براساس تحریک هارمونیک پایه و جهت کنترل و کاهش تغییر مکان حداکثر طبقه‌ی بام، TMD طراحی شده ساخته و بر روی مدل نصب گردید و پاسخ‌های اندازه‌گیری شده تحت تحریک هارمونیک پایه بر روی میز لرزه با نتایج حاصل از تحلیل مقایسه گردید. علاوه بر مطالعه‌ی عملکرد سیستم TMD در برابر تحریکات هارمونیک پایه، عملکرد این سیستم در برابر ۲۳ شتاب‌نگاشت زلزله‌های مختلف نیز به صورت تحلیلی

در این تحقیق، عملکرد سیستم کنترل غیر فعال TMD به صورت تجربی مورد مطالعه قرار گرفت. برای این منظور، یک مدل آزمایشگاهی به صورت یک قاب فلزی سه‌بعدی چهار طبقه با مقیاس ۱:۱۲ ساخته شد و مشخصات دینامیکی آن هم به صورت تحلیلی و هم به صورت آزمایشگاهی و با استفاده از تعدادی آزمایش‌های استاتیکی تعیین گردید. سپس، سیستم کنترل TMD که شامل یک جرم، فنر و میراگر می‌باشد به گونه‌ای طراحی گردید که بتواند پاسخ‌های مدل را

فرکانس تشدید سازه از فرکانس تحریک $11/89\%$ بود که در حالت تئوری مقدار آن $13/15\%$ تعیین شده بود.

۳- کارایی سیستم کنترلی TMD در کاهش پاسخ سازه در برابر تحریکات زلزله بستگی بسیار زیادی به محتوای فرکانسی و سایر مشخصات زلزله‌ای دارد که مورد بررسی قرار می‌گیرد. به‌طوری‌که عملکرد آن در کاهش پاسخ‌ها بسیار متغیر می‌باشد و می‌تواند از کاهش پاسخ $52/13\%$ درصدی در زلزله‌های بم کرمان و کره‌بس فارس تا تأثیر منفی در کاهش پاسخ و افزایش $35/36\%$ درصدی پاسخ در زلزله صالح آباد خراسان متغیر باشد. ولی این سیستم قادر است پاسخ مدل مورد نظر را در برابر 23 زلزله‌ی مورد مطالعه به‌طور متوسط 25% کاهش دهد.

مورد مطالعه قرار گرفت. از مطالعات صورت گرفته در این تحقیق نتایجی حاصل شد که خلاصه‌ی آن به شرح زیر می‌باشد:

۱- با افزایش جرم TMD و ثابت نگهداشتن دیگر متغیرهای این سیستم، کاهش بیشتری در پاسخ جابه‌جایی طبقه‌ی بام مشاهده گردید که علت آنرا می‌توان در افزایش اثر جرم همساز در دور نمودن سازه از فرکانس تشدید دانست.

۲- استفاده از میراگر جرم همساز (سیستم TMD) برای کنترل ارتعاشاتی که دارای یک فرکانس غالب در نزدیکی فرکانس اصلی سازه می‌باشند، نتایج بسیار مطلوبی را به‌دست می‌دهد. به‌طوری‌که پاسخ سازه برای تحریک هارمونیک با فرکانسی برابر فرکانس اصلی مدل را می‌تواند تا $86/6\%$ کاهش دهد که البته نتایج تحلیل کاهش $88/72\%$ را پیش‌بینی می‌نمود. این نتایج برای توان دور کردن

مراجع

1. Datta, T.K., "Control of Dynamic Response of Structures, Symposium on Emerging Trends in Vibration and Noise", Engg, pp. 18-20, (1996).
2. Constantinou, M.C., Soong, T.T., Dargush, G.F., "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering", John Wiley & Sons, New York, (1997).
3. Villaverde, R., "Reduction in Seismic Response with Heavily-Damped Vibration Absorbers", Earthquake Engineering and Structural dynamics, Vol. 13, pp. 33-42, (1985).
4. Villaverde, R., "Seismic Control of Structures with Damped Resonant Appendages", Proc. of 1st world conf. on structural control, Los Angeles, California, USA, pp 113-119, (1994).
5. Martin, S.C., Villaverde, R., Passive, "Seismic Control of Cable-Stayed Bridges with Damped Resonant Appendages", Earthquake Eng. & Structural dyn., Vol. 24, pp. 233-246, (1995).
6. Koyama, L.A., Villaverde, R., "Damped Resonant Appendages to Increase Inherent Damping in Buildings", Earthquake Engineering and Structural dynamics, Vol. 22, pp. 491-507, (1993).
7. Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P., Chatupote, P., "Seismic Effectiveness of TMDs for Damage Reduction of Structures", Engineering Structures, Vol. 25, pp. 39-46, (2003).
8. Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W., Chung, R.M., "A method of Estimating the Parameters of TMDs for Seismic Application", Earthquake Engineering and Structural dynamics, Vol. 26, pp. 617-

- 635, (1997).
9. Clough, R., Penzin, J., "Dynamics of Structures", 2nded., McGraw-Hill, (1993).
 10. Ogata, K., Modern, "Control Engineering", Engle wood Cliffs, Prentice-Hall, (1982).
 ۱۱. اکبری آقبلاغ، م.، پورزینلی، س.، فلاح، ن.، "بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی استفاده از سیستم کنترلی TMD جهت کنترل ارتعاشات ساختمان‌ها در برابر زلزله"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشگاه گیلان، (۱۳۸۶).
 12. Shigley, J. E., Mischke, C.R., "Mechanical Engineering Design", McGraw-Hill, (1992).
 13. <http://Peer.Berekeley.edu/NGA/Earthquaks.html>.
 14. <http://www.BHRC.ir>.

مطالعه و تحلیل عددی فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در هسته‌ی سد سنگریزه‌ای مسجد سلیمان*

«یادداشت پژوهشی»

علی اخترپور^(۱)عباس سروش^(۲)

چکیده نقش اصلی هسته در سدهای خاکی و سنگریزه‌ای کاهش و کنترل نشت آب از بدنه‌ی سد می‌باشد. برای دستیابی به این هدف عموماً از خاک‌های رسی برای هسته استفاده می‌شود که به‌خاطر نفوذپذیری اندک، این نوع خاک می‌تواند این وظیفه را به‌خوبی انجام دهد. ولی نفوذپذیری اندک این نوع خاک همزمان با بالا رفتن درجه‌ی اشباع خاک ناشی از افزایش سربار می‌تواند باعث ایجاد فشار آب حفره‌ای در هسته‌ی سد در زمان ساخت گردد و این فشارهای آب منفذی نمی‌تواند به‌سادگی استهلاک یابد. لذا افزایش سرعت خاکریزی می‌تواند باعث افزایش فشارهای آب منفذی در هسته به میزان قابل توجهی گردد. در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدود PLAXIS7.2 و مدل رفتاری پلاستیک سخت‌شونده مقادیر فشار آب حفره‌ای و تنش‌های کل در هسته‌ی سد سنگریزه‌ای مسجد سلیمان در زمان ساخت و اولین آگیری محاسبه می‌شود و با مقادیر حاصل از ابزار دقیق مقایسه می‌گردد. به‌طور کلی نتایج تحلیل تطبیق خوبی را با مقادیر حاصل از ابزار دقیق نشان می‌دهد.

واژه‌های کلیدی سد سنگریزه‌ای، فشار آب حفره‌ای، مدل رفتاری الاستوپلاستیک، ضریب فشار آب حفره‌ای، تنش کل.

Numerical Study of Pore Pressure Development and Dissipation in Core of Masjed-Soleyman Rockfill Dam

A. Akhtarpour

A. Soroush

Abstract The main role of core in earth dams is to reduce and control the seepage flow through the dam. In order to achieve this purpose, the core material is usually selected from pure or mixed clays. Due to very small coefficient of permeability, the clay cores can prevent water leakage easily. However, pore water pressures developed inside the core during construction, can not be dissipated quickly. As a result, increasing the rate of embankment filling during the construction stage, may lead to large development of the pore pressure inside the core. In this study, based on a hardening elasto-plastic constitutive model, the total stresses and pore pressures inside the core of MASJED-E-SOLEYMAN rockfill dam, are calculated using the PLAXIS software during the construction and first reservoir filling stages. The analysis is in term of effective stress coupled with consolidation analysis. In order to verify the result of the numerical analysis, the measurement data from installed instruments in the rockfill dam have been compared with the numerical results. This comparison shows that the numerical analysis results are in a good agreement with the instrument results. Excess amount of pore pressures in the core of this dam is due to very small coefficient of permeability and high rate of embankment filling.

Keywords Rockfill Dam, Pore Water Pressure, Elasto-Plastic Constitutive Model, Pore Pressure ratio, Total Stress, Effective Stress

* تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۵/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۷/۹ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دکترای عمران، مکانیک خاک و پی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) دانشیار، دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

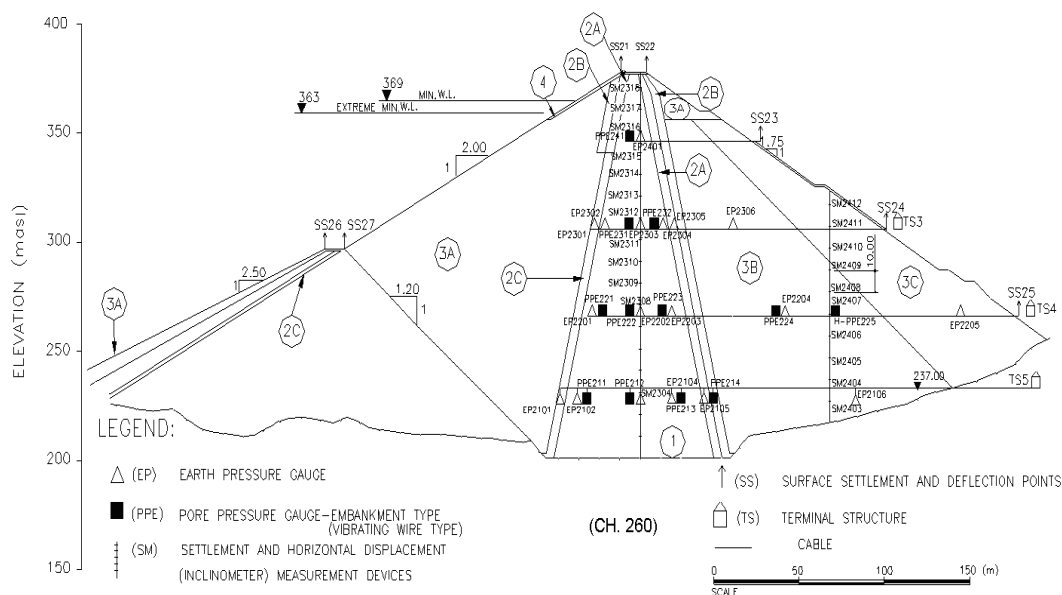
مقدمه

از موارد مهم در رفتارنگاری و کنترل پایداری سدهای خاکی و سنگریزه‌ای با هسته‌ی رسی، توجه به نحوه‌ی توسعه و میرایی فشار آب منفذی در هسته‌ی سد می‌باشد. افزایش بیش از حد فشار آب منفذی در هسته سبب کاهش تنش مؤثر می‌گردد و این پدیده پایداری سد را کاهش خواهد داد و نیز سبب افزایش نشست‌های درازمدت در هسته‌ی سد می‌گردد. با توجه به اهمیت فرضیات تحلیل در نتایج حاصل، خصوصاً پارامترهای مصالح، در ابتدا به تشریح فرضیات تحلیل و روش تعیین پارامترها می‌پردازیم. در ادامه، تحلیل صورت پذیرفته و نتایج به‌دست آمده از آن با نتایج ابزار دقیق مقایسه می‌شود و رفتار سد مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

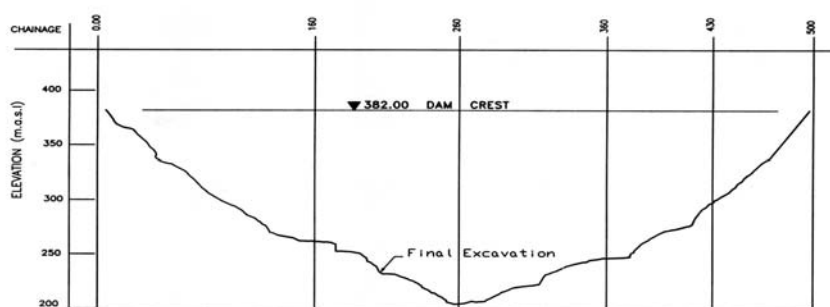
سد مسجد سلیمان

سد مسجد سلیمان از نوع سنگریزه‌ای با هسته‌ی رسی

قائم می‌باشد. این سد، که هدف عمده از ساخت آن تولید انرژی است، در بین سال‌های ۱۳۷۴ تا ۱۳۷۹ بر روی رودخانه کارون بنا شده است. مرتفع‌ترین مقطع عرضی و مقطع طولی محور سد در شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است. هم‌چنین بر روی مقطع طولی سد، مقاطع ابزارگذاری شده ۱۶۰، ۲۶۰، ۳۶۰ و ۴۳۵ نشان داده شده است. مشخصات کلی و مشخصات مصالح سد در جدول (۱) به‌صورت خلاصه ارائه گردیده است. آبیگری سد در اواخر آذر ۱۳۷۹ (۱۹ دسامبر ۲۰۰۰) یک ماه پس از پایان ساخت، آغاز گردید. برای این‌که فرصت کافی برای کنترل ایمنی سد از طریق پایش و قراءت ابزاردقیق وجود داشته باشد، آبیگری در پنج مرحله صورت گرفت و کل مراحل آبیگری ۷ ماه به طول انجامید. از جمله نکاتی که در زمان ساخت و آبیگری سد مورد توجه واقع شد مقدار قابل توجه فشار آب حفره‌ای در هسته و نرخ نسبتاً کم استهلاک آن با گذشت زمان بود.



شکل ۱ مرتفع‌ترین مقطع عرضی سد مسجد سلیمان و موقعیت ابزار دقیق (مقطع ۲۶۰)



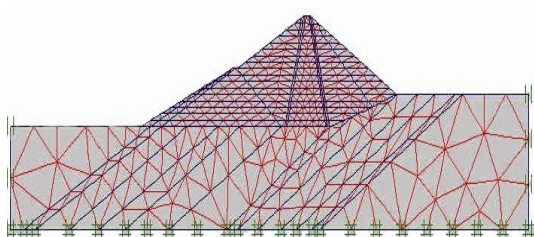
شکل ۲ مقطع طولی محور سد مسجد سلیمان و موقعیت مقاطع عرضی

جدول ۱ مشخصات هندسه و مصالح سد مسجد سلیمان

مصالح پی	مصالح سد	هندسه سد
نوع مصالح لایه‌های متناوب کنگلومرا، رس سنگ، ماسه سنگ و لای سنگ	مصالح هسته خاک رسی متشکل از ۸۰٪ CL و ۲۰٪ GC رطوبت متوسط تراکم هسته $W_{opt} + ۲\%$ پوسته (3A,3C,3B,3D) مصالح سنگریزه‌ای از منابع کنگلومرا، ماسه سنگ و رس سنگ از پی و تونل‌های انحراف- تراکم در حالت خشک	حداکثر ارتفاع از پی ۱۷۸ متر طول تاج ۴۸۰ متر نسبت طول تاج به حداکثر ارتفاع ۲/۷ حجم بدنه $m^3 ۲۲۸ \times ۱۰۶$

آبگیری

- ۱- تغییر خواص مصالح پوسته‌ی بالادست از خشک به اشباع (اعمال کاهش در E_{50}^{ref} و E_{oed}^{ref} و ϕ).
 - ۲- استفاده از وزن مخصوص غوطه‌ور (γ') برای مصالح پوسته‌ی بالادست.
 - ۳- اعمال بار هیدرواستاتیک به صورت فشار مرزی روی شیب بالادست هسته و روی پی بالادست.
 - ۴- تحلیل تحکیم برای مدت ۶۰ روز صورت گرفت (نصف زمان آبگیری).
- شکل (۳) نحوه‌ی شبکه‌بندی بلندترین مقطع سد (مقطع ۲۶۰) را نشان می‌دهد.



شکل ۳ شبکه‌بندی مقطع ۲۶۰ سد مسجد سلیمان (مقطع حداکثر)

مراحل مدل‌سازی و تحلیل

تحلیل عددی بدنه‌ی سد مسجد سلیمان همراه با پی آن به صورت تحلیل تنش مؤثر همراه با تحکیم و محاسبه‌ی فشارهای آب منفذی درون هسته صورت گرفت. در این تحلیل، برای هر یک از مقاطع ابزارگذاری شده‌ی سد (شکل (۲)) مراحل زیر تکرار گردید.

زمان ساخت

- ۱- محاسبه‌ی تنش‌های برجا در پی، قبل از ساخت سد.
 - ۲- مدل‌سازی فرازبند ادغامی.
 - ۳- مدل‌سازی ساخت سد اصلی به صورت لایه‌ای با ضخامت هر لایه معادل ۱۰ متر.
- پس از ساخت هر لایه، تحلیل تحکیم برای لایه‌های زیرین انجام گردید. بدین صورت که تحلیل تنش- کرنش و تحکیم به صورت هم‌زمان صورت گرفت.

در تحلیل تحکیم از تئوری Biot استفاده شد که در آن تنش کل در جریان تحکیم الزاماً ثابت نمی‌باشد.

مدل رفتاری مصالح

با توجه به نتایج آزمایش‌های متعدد انجام شده بر روی مصالح پی و مصالح قسمت‌های مختلف بدنه‌ی سد، برای مدل‌سازی پی از مدل الاستوپلاستیک مور-کولمب و برای مصالح بدنه‌ی سد از مدل سخت‌شوندگی (Schanz et al., 1998) (Hardening Soil Model) (Brinkgreve and PLAXIS, 1998) که در نرم‌افزار (Vermeer, 1998) وجود دارد، استفاده گردید.

m : عدد توان برای منظور کردن اثر سطح تنش بر روی سختی.
 ν_{ur} : ضریب پواسون برای حالت بار برداری-بارگذاری مجدد (پیش فرض $\nu_{ur} = 0.2$).
 P^{ref} : تنش مبنا برای سختی (پیش فرض 100 kN/m^2)
 (P^{ref}) :
 R_f : نسبت گسیختگی (پیش فرض $R_f = 0.9$).

ارزیابی مدل و تدقیق پارامترها

برای ارزیابی دقیق روش عددی و نیز برای تدقیق پارامترهای ورودی مدل سخت‌شوندگی (به‌ویژه E_{50}^{ref} و m که اثر قابل ملاحظه‌ای بر تغییرشکل‌های خاک دارند)، آزمایش‌های سه محوری انجام شده بر روی مصالح تشکیل دهنده‌ی بدنه‌ی سد، به‌وسیله‌ی تحلیل عددی مدل‌سازی گردید. با استفاده از تحلیل برگشتی، پارامترهای تغییر شکلی مصالح به‌گونه‌ای انتخاب شد که نتایج تنش-کرنش حاصل از تحلیل عددی بهترین تطابق را با نتایج متناظر حاصل از آزمایش‌های سه محوری داشته باشد. در این روش نمونه‌ی مورد آزمایش در شرایط تقارن محوری (Axisimetry) مدل عددی می‌شود و ابتدا فشار همه جانبه و سپس فشار محوری به مدل عددی اعمال می‌گردد. در روند اعمال بار محوری مقادیر کرنش قراءت شده و منحنی تنش انحرافی-کرنش محوری ترسیم و با مقادیر حاصل از آزمایش‌ها مقایسه می‌گردد. شکل (۴) نمونه‌ای از این نتایج را برای مصالح پوسته (3A) در آزمایش‌های سه محوری با سه فشار محصور کننده 600 ، 1200 و 1800 کیلوپاسکال نشان می‌دهد. با توجه به این‌که تحلیل تنش مؤثر در شرایط زهکشی نشده و با در نظر گرفتن فشار آب حفره‌ای انجام شده است، از پارامترهای مؤثر هسته (C', E', ϕ') در تحلیل استفاده می‌گردد. لذا برای نتایج آزمایش‌های تحکیم یافته‌ی زهکشی شده CD مورد استفاده قرار گرفته است. در شکل (۵) نتایج آزمایش‌های مصالح هسته و تطبیق حاصل از تحلیل عددی برای فشارهای محصورکنندگی 300 ، 600 و 900 کیلوپاسکال قابل مشاهده است.

مدل خاک سخت شونده

مدل فوق یک مدل الاستو-پلاستیک با ویژگی‌های زیر می‌باشد:

۱- سطح تسلیم بر اثر کرنش‌های پلاستیک می‌تواند بزرگتر شود (برعکس مدل رفتاری الاستوپلاستیک کامل که سطح تسلیم آن در فضای تنش‌ها ثابت است).
 ۲- دو نوع سخت شوندگی متمایز از یکدیگر در مدل تعریف شده است. سخت شوندگی برشی و سخت شوندگی فشاری.

۳- در حالت ویژه بارگذاری آزمایش سه محوری در شرایط زهکشی شده، رابطه‌ی بین تنش انحرافی و کرنش محوری به صورت هذلولی فرض می‌شود (Duncan and Chang, 1970).

۴- مزایای مدل سخت شوندگی Hardening Soil Model نسبت به مدل هذلولی عبارتند از: تئوری پلاستیسیته در آن استفاده شده است؛ اتساع خاک در هنگام برش در آن در نظر گرفته شده است؛ یک کلاهک تسلیم (Yield Cap) در آن معرفی گردیده است.

مشخصه‌های اصلی مدل به قرار زیر است:

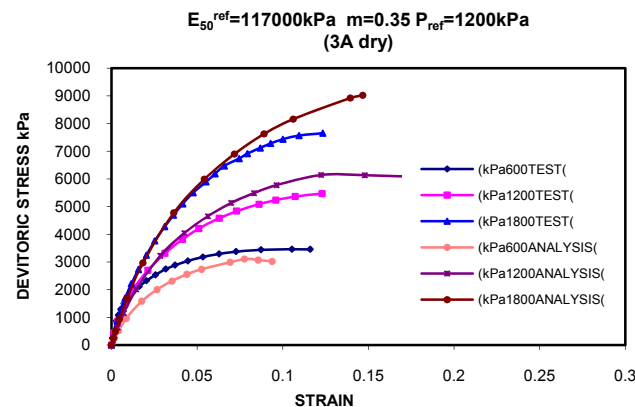
C' : چسبندگی مؤثر.

ψ : زاویه‌ی اتساع.

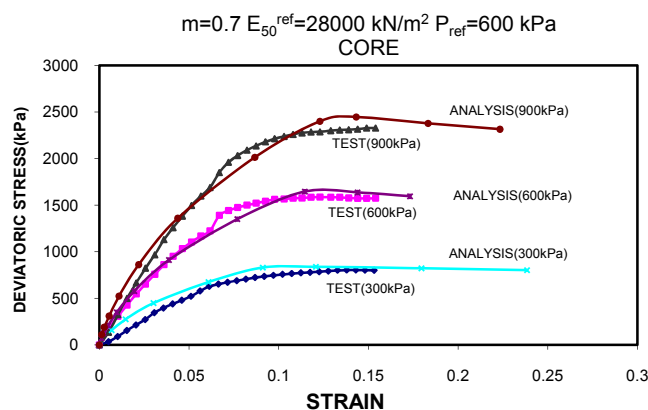
ϕ' : زاویه‌ی اصطکاک داخلی مؤثر.

E_{50}^{ref} : مدول سکانت در آزمایش سه محوری استاندارد در شرایط زهکشی شده.

E_{oed}^{ref} : مدول مماسی برای بارگذاری اولیه در دستگاه اودومتر.



شکل ۴: تطبیق منحنی‌های حاصل از نرم‌افزار با نتایج آزمایش‌های سه محوری (مصالح پوسته 3A در حالت خشک)



شکل ۵: تطبیق منحنی‌های حاصل از نرم‌افزار با نتایج آزمایش‌های سه محوری (مصالح هسته در حالت CD)

نتایج تحلیل

با توجه به این‌که هدف اصلی از انجام این پژوهش مطالعه‌ی توسعه و میرایی فشار آب منفذی در هسته بود، در اینجا صرفاً نتایج فشار آب حفره‌ای، تنش کل قائم و نسبت فشار آب حفره‌ای R_{II} ارائه می‌گردد. شکل‌های (۶) و (۷) به‌عنوان نمونه، به‌ترتیب کانتورهای فشار آب حفره‌ای در هسته‌ی سد پس از پایان ساخت و پس از آبگیری برای مقطع ۲۶۰ نشان می‌دهد. همچنین جدول‌های (۴) و (۵) به‌ترتیب فشارهای آب حفره‌ای و تنش‌های کل محاسبه شده را با مقادیر متناظر آن‌ها برای ابزارهای نصب شده در مقاطع مختلف مقایسه می‌کند.

مشاهده می‌شود که مدل سخت شونده‌گی به‌خوبی قادر به مدل‌سازی رفتار نمونه‌های مصالح در آزمایش‌های سه محوری بوده است. روند مدل‌سازی فوق برای سایر مصالح بدنه‌ی سد، تکرار گردید و نتایج مشابه به‌دست آمد. جدول (۲) خواص مصالح و پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی مصالح مختلف بدنه‌ی سد را نشان می‌دهد. خواص مصالح و پارامترهای پی در جدول (۳) خلاصه شده است.

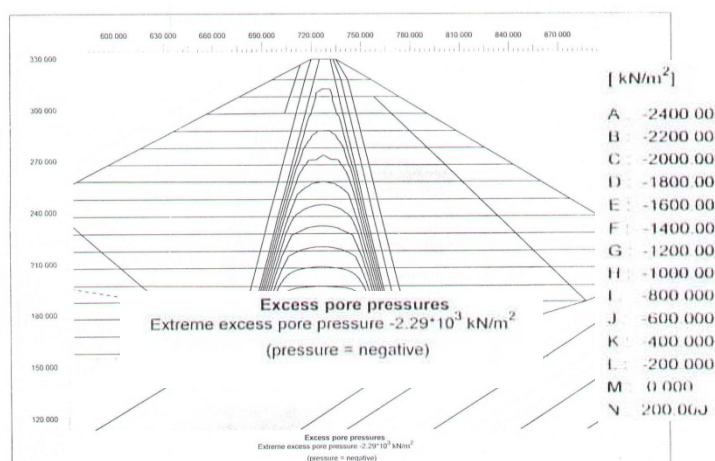
با بررسی و مطالعه‌ی دقیق آزمایش‌های نفوذپذیری صورت گرفته بر روی مصالح هسته، ضریب نفوذپذیری افقی و قائم این مصالح به‌ترتیب $K_h=2/5 \times 10^{-8}\text{ cm/s}$ و $K_v=1 \times 10^{-8}\text{ cm/s}$ تخمین زده شد.

جدول ۲ پارامترهای مصالح بدنه‌ی سد مسجد سلیمان

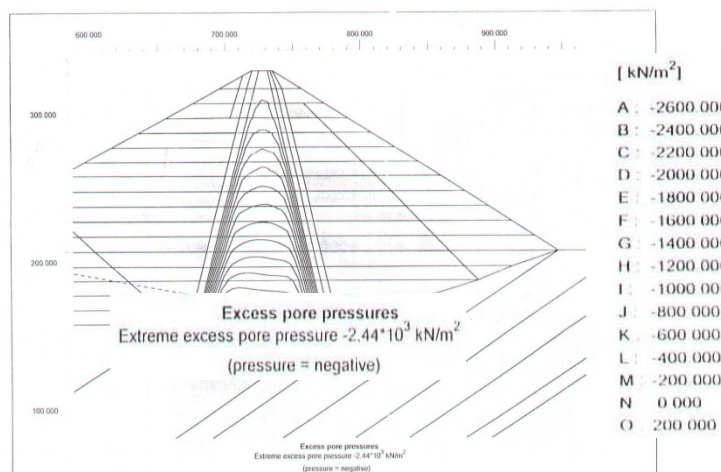
Material	Drainage Condition	γ_{dry} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Kh (cm/s)	Kv (cm/s)	E50ref (kPa)	Eoedref (kPa)	Eurref (kPa)	C' (kPa)	ϕ'	ψ	ν	Pref (kPa)	m	Rf
2A فیلتر پایین دست	Drained	20.5	23.2	----	----	72000	102780	216000	0.0	35	5	0.2	1200	0.5	0.8
2B ناحیه انتقالی در پایین دست	Drained	18.3	19.7	----	----	72000	102780	216000	0.0	41	11	0.2	1200	0.5	0.8
2C ناحیه انتقالی در بالادست	Drained	22.9	23.2	----	----	126000	167000	378000	0.0	41	11	0.2	1200	0.5	0.7
core	Undrained	21.5	22.5	2.5*10-8	1*10-8	28000	33000	84000	25	30.9	0	0.2	600	0.7	0.7
shell(3A,3C)(dry)	Drained	22.6	23.5	----	----	117000	116771	351000	0.0	45	15	0.2	1200	0.35	0.8
shell(3A,3C)(saturated)	Drained	13.5	13.5	----	----	94000	90563	282000	0.0	45	15	0.2	1200	0.35	0.7
shell(3B)	Drained	22.9	23.9	----	----	95000	142234	285000	0.0	41.7	2	0.2	300	0.35	0.9
saturated2A	Drained	----	23.2	----	----	72000	102780	216000	0.0	35	5	0.2	1200	0.5	0.8
staturated2B	Drained	----	19.7	----	----	37000	65237.7	111000	0.0	41	11	0.2	600	0.5	0.7
staturated2C	Drained	----	23.2	----	----	126000	167000	378000	0.0	41	11	0.2	1200	0.5	0.7

جدول ۳ پارامترهای فرض شده برای مصالح پی سد

Material	Type	γ_{dry} (kN/m ²)	γ_{sat} (kN/m ²)	Kh (cm/s)	Kv (cm/s)	ν	E (kPa)	C (kPa)	ϕ	ψ
found1 (Conglomerate)	Drained	23	24	1*10-5	1*10-5	0.3	3872200	700	30	0
found2 (Siltstone)	Drained	24	25	1*10-3	1*10-3	0.3	6776400	2000	45	12



شکل ۶ کانتورهای فشار آب منفذی در انتهای ساخت در مقطع ۲۶۰



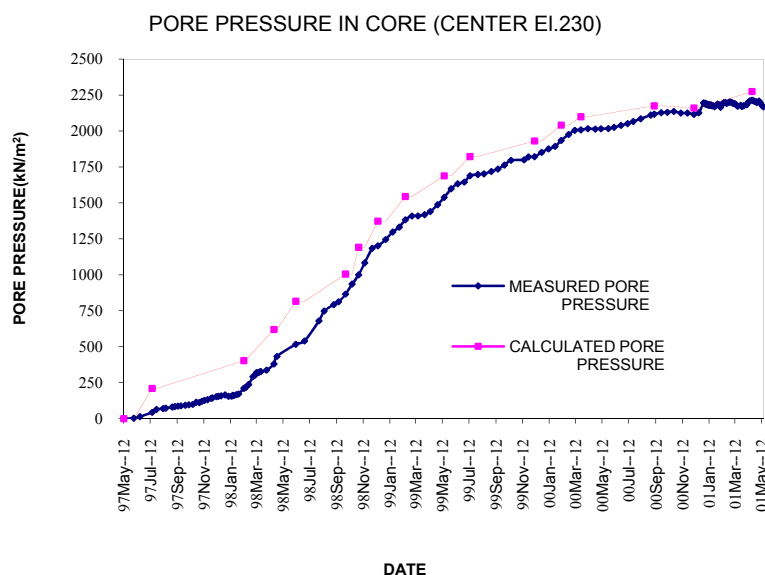
شکل ۷ کانتورهای فشار آب منفذی پس از اولین آبیگری در مقطع ۲۶۰

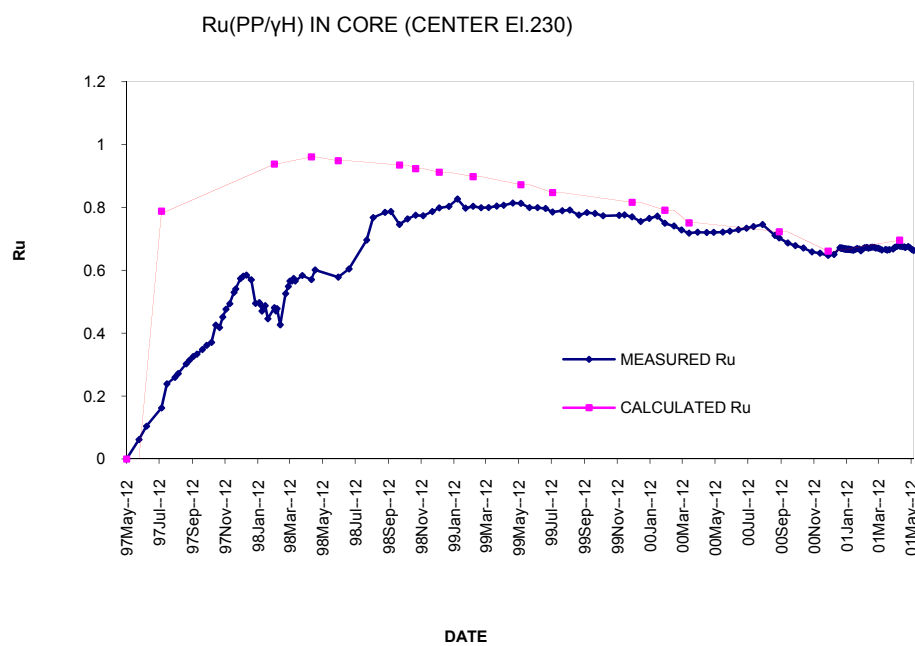
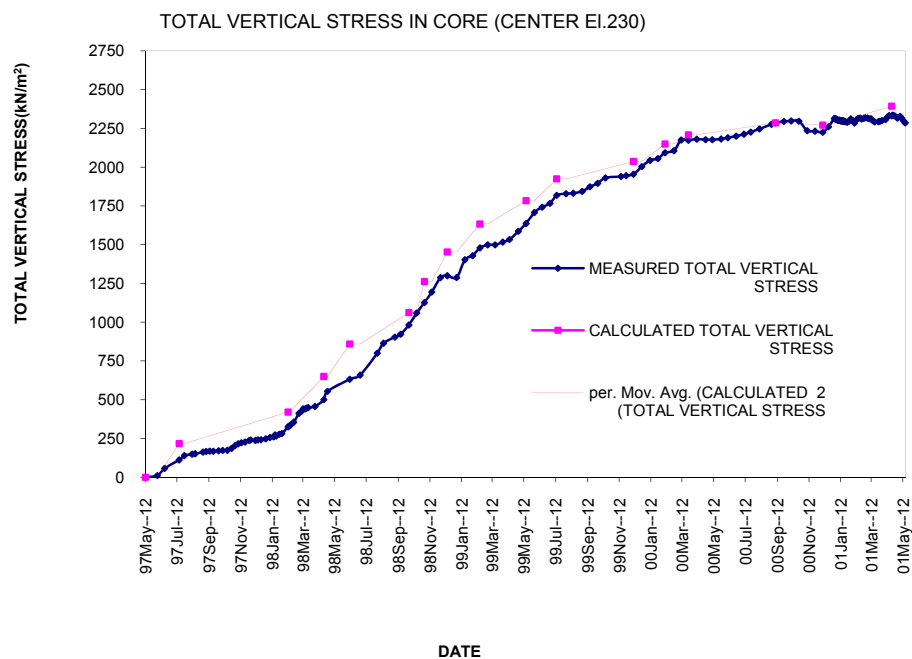
جدول ۴ مقایسه‌ی نتایج تحلیل با ابزار دقیق در زمان بلافاصله پس از ساخت

ابزار	موقعیت			نتایج ابزار دقیق			نتایج تحلیل عددی		
	مقطع نصب	تراز نصب	موقعیت نسبت به مرکز هسته	فشار آب حفره‌ای (kPa)	تنش کل (kPa)	ضریب فشار آب حفره‌ای Ru(PP/gH)	فشار آب حفره‌ای (kPa)	تنش کل (kPa)	ضریب فشار آب حفره‌ای Ru(PP/gH)
PPE212 و EP2103	260	230	Centre	2115	2225	0.65	2160	2271	0.66
PPE213 و EP2104	260	230	30m / DS	2096	2334	0.69	1902	1942	0.63
PPE222 و EP2202	260	270	Centre	1407	1455	0.58	1438	1546	0.59
PPE223 و EP2203	260	270	19.5m / DS	1412	1433	0.62	1361	1421	0.60
PPE232 و EP2304	260	310	12.8m / DS	494	696	0.32	676	731	0.44
PPE112 و EP1102	160	278.9	Centre	1329	1442	0.6	1445	1552	0.65
PPE113 و EP1103	160	279	20m / DS	1258	1369	0.61	1382	1435	0.66
PPE122 و EP1204	160	310	11.9m / DS	552	917	0.36	898	971	0.58
PPE312 و EP3102	360	280.1	Centre	1237	1343	0.56	1409	1515	0.64
PPE313 و EP3103	360	280.2	19.5m / DS	1212	1361	0.59	1337	1376	0.64
PPE322 و EP3204	360	310.2	12.2m / DS	612	897	0.41	872	946	0.58
PPE412 و EP4104	420	309.6	12.3m / DS	509	935	0.34	956	1007	0.63

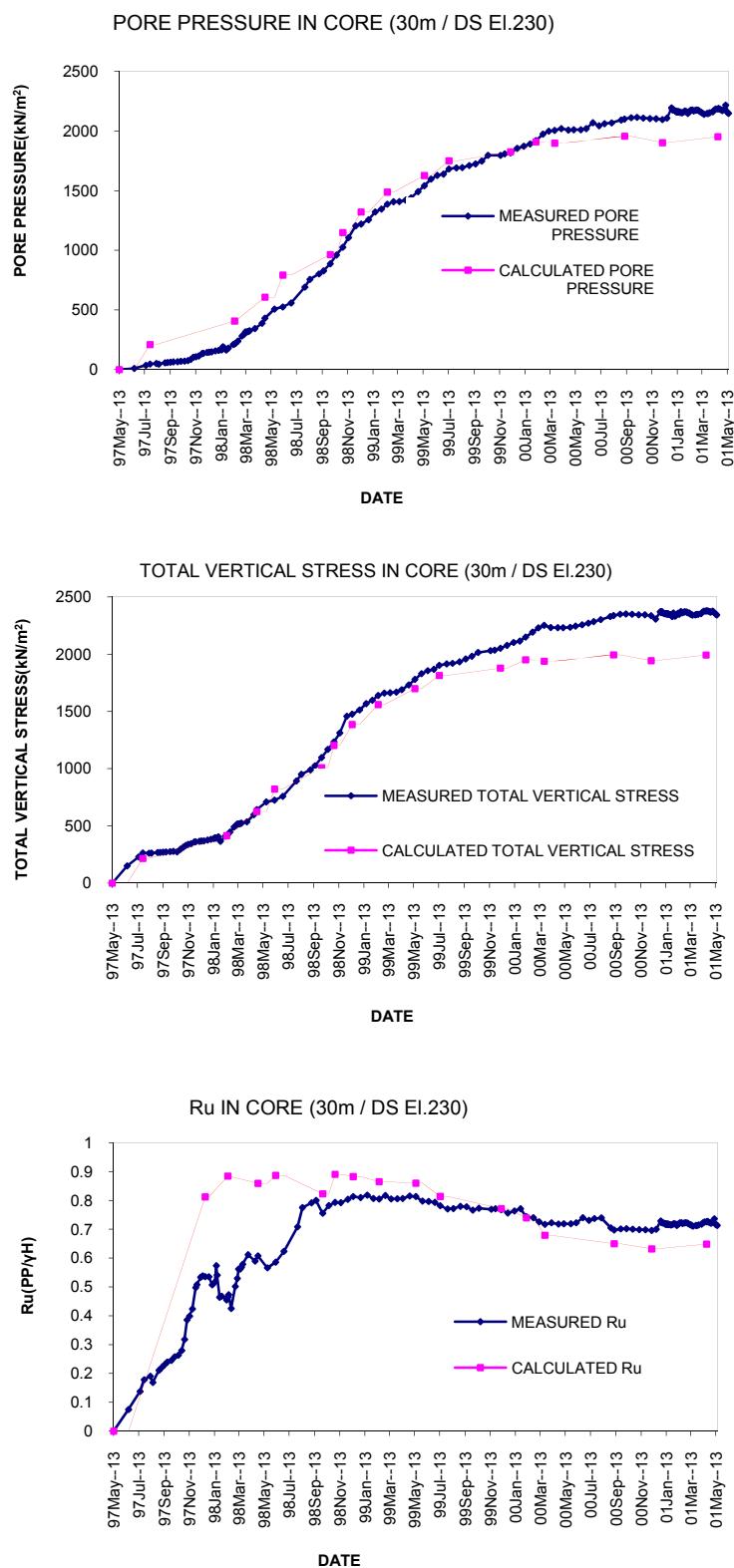
جدول ۵ مقایسه‌ی نتایج تحلیل با ابزار دقیق بلافاصله پس از اولین آگیری

ابزار	موقعیت			نتایج ابزار دقیق			نتایج تحلیل عددی		
	مقطع نصب	تراز نصب	موقعیت نسبت به مرکز هسته	فشار آب حفره‌ای (kPa)	تنش کل (kPa)	ضریب فشار آب حفره‌ای Ru(PP/gH)	فشار آب حفره‌ای (kPa)	تنش کل (kPa)	ضریب فشار آب حفره‌ای
PPE212 و EP2103	260	230	Centre	2214	2330	0.68	2275	2394	0.69
PPE213 و EP2104	260	230	30m / DS	2185	2375	0.72	1952	1992	0.64
PPE222 و EP2202	260	270	Centre	1523	1598	0.63	1562	1647	0.64
PPE223 و EP2203	260	270	19.5m / DS	1533	1581	0.67	1470	1529	0.64
PPE232 و EP2304	260	310	12.8m / DS	612	801	0.40	756	808	0.50
PPE112 و EP1102	160	278.9	Centre	1430	1573	0.64	1482	1585	0.66
PPE113 و EP1103	160	279	20m / DS	1380	1495	0.67	1395	1448	0.67
PPE122 و EP1204	160	310	11.9m / DS	655	938	0.43	939	996	0.61
PPE312 و EP3102	360	280.1	Centre	1339	1430	0.61	1467	1568	0.66
PPE313 و EP3103	360	280.2	19.5m / DS	1292	1436	0.63	1394	1432	0.67
PPE322 و EP3204	360	310.2	12.2m / DS	709	983	0.47	913	972	0.61
PPE412 و EP4104	420	309.6	12.3m / DS	550	968	0.36	981	1027	0.65

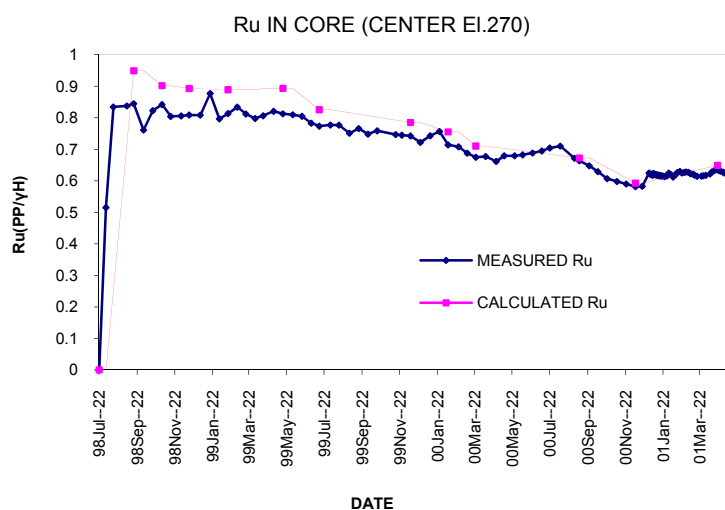
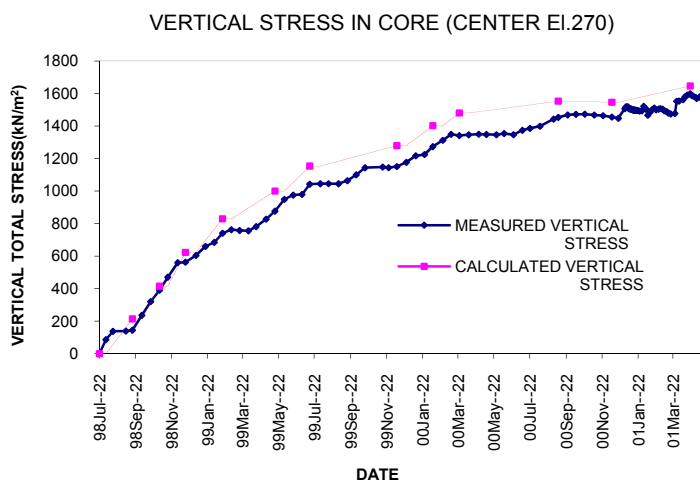
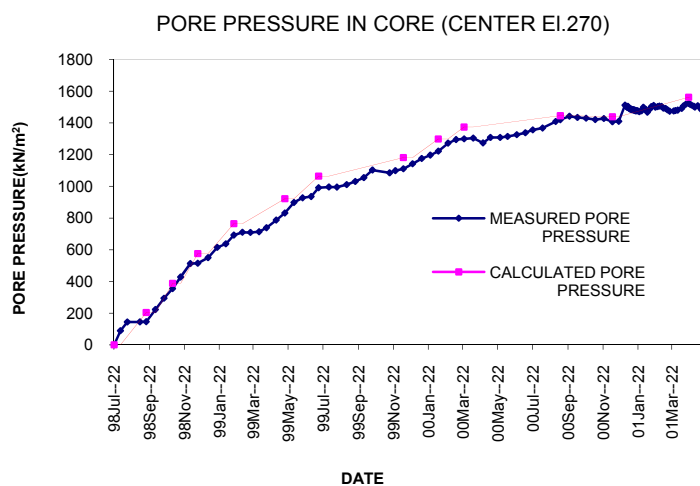




شکل ۸ نتایج فشار آب حفره‌ای، تنش کل و ضریب فشار آب حفره‌ای R_u حاصل از تحلیل و ابزار دقیق در ابزار EP212 و PPE2103 (مقطع ۲۶۰)

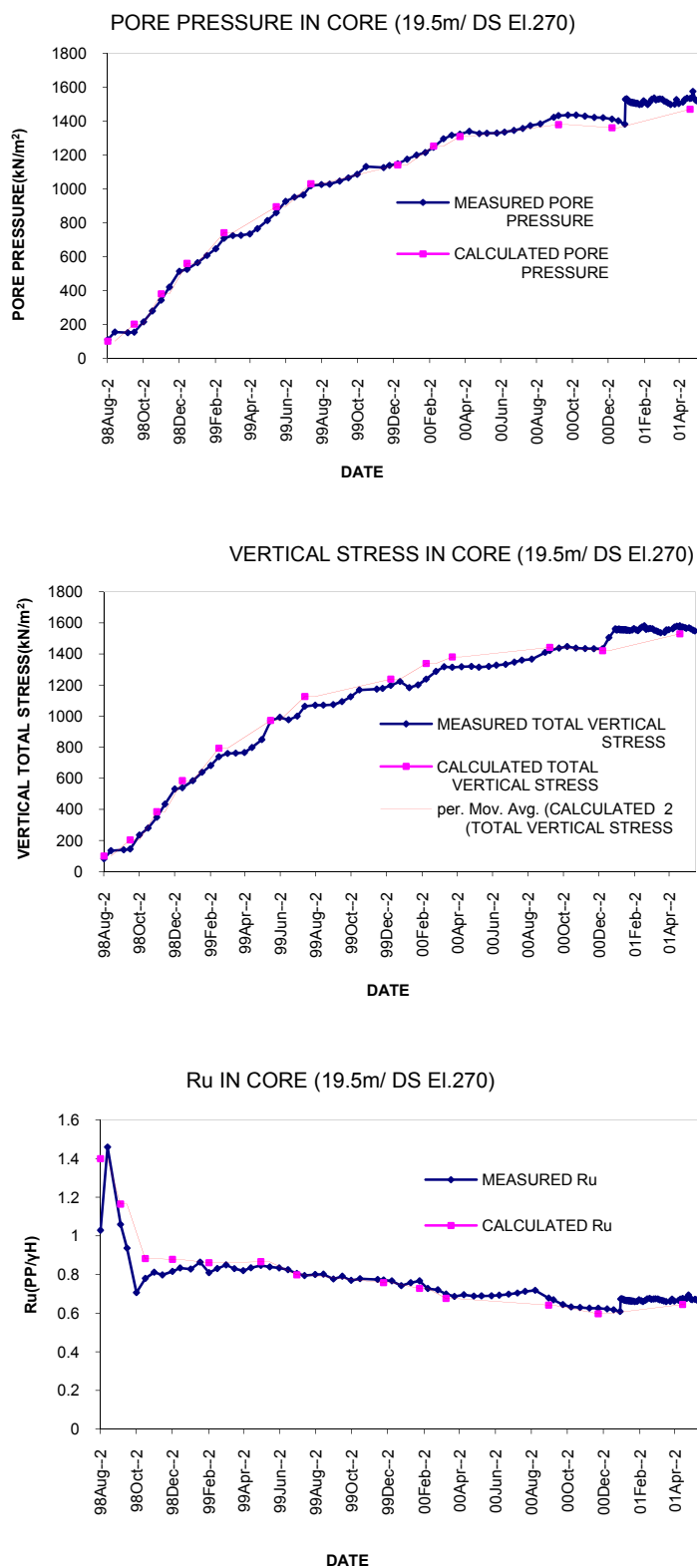


شکل ۹ نتایج فشار آب حفره‌ای، تنش کل و ضریب فشار آب حفره‌ای R_u حاصل از تحلیل و ابزار دقیق در ابزار
PPE213 و EP2104 (مقطع ۲۶۰)



شکل ۱۰ نتایج فشار آب حفره‌ای، تنش کل و ضریب فشار آب حفره‌ای Ru حاصل از تحلیل و ابزار دقیق در ابزار EP2202 و

PPE222 (مقطع ۲۶۰)



شکل ۱۱ نتایج فشار آب حفره‌ای، تنش کل و ضریب فشار آب حفره‌ای Ru حاصل از تحلیل و ابزار دقیق در ابزار
EP2203 و PPE223 (مقطع ۲۶۰)

افزایش تنش کل در هسته می‌گردد. افزایش فشار آب منفذی ناشی از آبیگری نسبتاً کم بوده است. به هر حال مقادیر فشار آب منفذی در زمان انتهای ساخت و اولین آبیگری بیش از مقادیر مشاهده شده در سدهای دیگر بوده است. علت وقوع این پدیده را می‌توان سرعت نسبتاً زیاد اجرای خاکریز بدنه‌ی سد و نفوذپذیری اندک مصالح هسته دانست.

از موارد دیگری که در این سد مشاهده شده است این است که مقادیر فشار آب حفره‌ای در مرکز هسته و در پایین دست هسته بسیار به یکدیگر نزدیک است. در حالی که انتظار می‌رود با توجه به مجاورت با فیلتر، در پایین دست هسته مقادیر کمتری برای فشار آب حفره‌ای داشته باشیم. در توجیه این پدیده می‌توان گفت که نفوذپذیری افقی مصالح هسته کمتر از مقادیر مفروض اولیه می‌باشد. تحلیل‌های متعدد با نسبت‌های مختلف نفوذپذیری افقی به قائم (K_H/K_V) نشان می‌دهد که بهترین تطبیق با فرض نفوذپذیری افقی $2/5$ برابر نفوذپذیری قائم حاصل می‌شود. هم‌چنین با پیشرفت روند تحکیم در مجاورت فیلتر تنش مؤثر افزایش یافته و نفوذپذیری در این منطقه کاهش بیشتری خواهد داشت. این کاهش نفوذپذیری از استهلاک فشار آب منفذی در نواحی مجاور جلوگیری می‌کند.

نتیجه‌گیری

نتایج تحلیل عددی تطبیق خوبی را با مقادیر اندازه‌گیری شده در همه‌ی ابزارهای اندازه‌گیری تنش و فشار آب حفره‌ای نشان می‌دهد. به‌طور کلی می‌توان گفت که مقدار ضریب فشار آب حفره‌ای در زمان ساخت سد در محدوده‌ی قابل قبول به‌نظر می‌رسد، اما مقدار فشار آب منفذی در پایان ساخت بیش از مقادیر معمول مشاهده شده در سایر سدها می‌باشد و نشان‌دهنده‌ی آن است که روند تحکیم مصالح به‌کندی صورت پذیرفته است. دلایل ماندگاری آب منفذی در

در شکل‌های (۸) تا (۱۱) نتایج تنش کل، فشار آب منفذی و نسبت فشار آب منفذی (R_u) نسبت فشار آب به وزن سربار (γ_h) حاصل از تحلیل عددی و مقایسه‌ی آن با نتایج ابزار دقیق برای مقطع ۲۶۰ آورده شده است.

γ_h محاسبه شده $R_u = u$ محاسبه شده

γ_h اندازه‌گیری شده $R_u = u$ اندازه‌گیری شده

تحلیل نتایج مدل‌سازی عددی

همان‌گونه که در شکل‌های (۸) تا (۱۱) ملاحظه می‌گردد، در زمان‌های اولیه‌ی خاکریزی به‌دلیل کم بودن سربار هنوز خاک کاملاً اشباع نمی‌باشد و لذا مقادیر اندازه‌گیری‌شده فشار آب حفره‌ای کمتر از مقادیر محاسبه شده می‌باشد. دلیل دیگر این اختلاف این است که احتمالاً در لحظات اولیه‌ی خاکریزی فشار آب منفذی ایجاد شده به‌علت نفوذپذیری پایین مصالح کاملاً به ابزار منتقل نشده و برای این‌که ابزار اندازه‌گیری کاملاً اشباع شود و تحت فشار کامل آب قرار گیرد، نیاز به گذشت زمان بوده است. پس از افزایش تراز خاکریزی، خاک کاملاً اشباع شده و لذا تطبیق بین مقادیر محاسبه شده و اندازه‌گیری شده بسیار خوب می‌باشد. به‌طوری که در زمان بلافاصله پس از اتمام ساخت اختلاف بین نتایج تحلیل عددی و ابزار دقیق ناچیز است. در تراز ۲۷۰ که ابزارهای PPE223 و PPE222 نصب شده است، حتی در لحظات اولیه تطبیق خوبی بین نتایج تحلیل عددی و مشاهدات ابزار دقیق وجود دارد که به‌علت رطوبت بالای هسته در این تراز می‌باشد (احتمالاً به‌دلیل بارندگی).

آبیگری اولیه سبب افزایش تنش‌های کل و به‌دنبال آن فشارهای آب منفذی در هسته گردیده است؛ زیرا اولاً نیروی هیدرواستاتیکی آب بر وجه بالادست هسته اعمال می‌گردد و ثانیاً رُمیش اشباعی در پوسته‌ی بالادست سبب کاهش قوس‌زدگی و در نتیجه

- هسته ی سد مسجد سلیمان و در نتیجه بالا بودن فشار آب منفذی به شرح زیر است:
- ۱- هسته نسبتاً عریض است.
 - ۲- درصد رطوبت در سمت تر درصد رطوبت بهینه است و بر اساس گزارش های کنترل کیفیت به طور متوسط حدود ۱/۵٪ بیش از رطوبت بهینه می باشد. معمولاً حداقل نفوذپذیری در رطوبت ۲-۴٪ بیش از بهینه حاصل می گردد.
 - ۳- مصالح هسته ریزدانه است و در گروه CL قرار می گیرد. هم چنین دامنه ی خمیری متوسط مصالح هسته در حدود ۱۹٪ می باشد، بنابراین دارای نفوذپذیری نسبتاً کمی بوده است.
- ۴- از غلطک پاچه بزی به منظور تراکم هسته استفاده شده است. می دانیم که خاک های رسی متراکم شده با غلطک پاچه بزی در یک درصد تراکم مشخص، نسبت به رس های متراکم شده با غلطک چرخ لاستیکی دارای نفوذپذیری کمتری است.
- ۵- مطابق تئوری ساختار کلوخه ای خاک های رسی متراکم شده (Olsen 1962) عمده جریان در رس های متراکم شده از فضا های بین کلوخه های خاک عبور می کند و خاکی که دارای کلوخه های با ابعاد کوچکتری باشد، نفوذپذیری کمتری خواهد داشت.

مراجع

۱. اخترپور، علی، "تأثیر درصد رطوبت زمان تراکم بر نفوذپذیری رس های متراکم شده"، سمینار کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، مهرماه، (۱۳۸۱).
۲. شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، "گزارش رفتار سد مسجد سلیمان در حین ساختمان و اولین آگیری تا اردیبهشت ۱۳۸۰"، خرداد، (۱۳۸۰).
3. Charles, J.A. , "The Use of One-Dimensional Compression Tests and Elastic Theory in Predicting Deformations of Rockfill Embankments", *Canadian Geotechnical Journal*, 13, pp.189-200, (1976).
4. Eisenstein, Z. and SIMMONS, J.V., "Three-Dimensional Analysis of Mica Dam, Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams", *Proc. Of Int. Symp. At Univ. of Wales, Swansea*, pp.431-545, Sept.,(1975).
5. Eisenstein, Z. and Law, S.T.C., "Analysis of Consolidation Behavior of Mica Dam", *J.Soil Mech. Fdn. Eng. Div. , ASCE*, 103, NoGT8, pp.879-895, (1977).
6. Iran Water & Power Resources Development Co. Godar-E-Landar Hepp, Review on Additional Laboratory Test, May, (1996).
7. James, M., Duncan and Chin-Yung Chang, members ASCE, "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *J. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.96, No.SM5, ,P. 1622-1651 September, (1970).
8. Schanz, T. , Vermeer, P.A. , Bonnier, P.G., "Formulation and Verification of the Hardening-Soil Model", *Submitted for Publication to Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech* , (1999).
9. Icold , "Static Analysis of Embankment Dams" , Bulletin, No.53, (1986).
10. Naylor. D. J., "Stress-Strain Laws for Soil", Chapter 2 of *Developments in Soil Mechanics*, Ed.C.R. Scott, Applied Science, England, (1978).

CONTENTS

Higher Mode Effects in the Pushover Analysis of RC Buildings Subjected to the Near-Fault Ground Motions	A. Mortezaei - A. Kheyroddin	1
Development of Robust Optimization Algorithms Based on Adaptive Biological Growth Method	S.M.H. Jazayeri - M.H. Abolbashari	17
A New Technique for Assessing Volume Change Behavior of Unsaturated Soils	G. H. Eskandari - A. Raeesi A. Soroush	31
Investigating the Influence of Clay & Heating in remediation of contaminated soil from Gas-Oil by Soil Vapor Extraction (SVE)	M. R. Sabour - B. Rezaie A. Jafargholi	53
Investigation of Effect of Nano-SiO₂ Consumption in Concrete on its Environmental and Economic Functions	M.R. Sabour - M. Yekkalar M. Nikravan	67
Effect of the boundary elements on the seismic performance of permanent shuttering concrete panel structures	A. Jafari - B. Hassani	79
Experimental and Numerical Investigation of Replacing Steel Stirrups with FRP Rebars Concrete in Beams	M.K. Sharbatdar - A. Dalvand A. Hamzenezhadi	99
Ant Colony Optimization Algorithms for Optimal Operation of Reservoirs: A Comparative Study of Four Algorithms	M. H. Afshar - S. E. Rezaee R. Moeini	117
Calculation of Static Lateral Thrust and Its Application Point on Rigid Retaining Walls in Layered Backfill	M. Ghazavi - M. Moshfegh Yeganeh	135
Experimental Analysis of the TMD Control of Building Vibrations against Earthquake Excitations	S.Pourzeynali - N. Fallah M. Akbari A.	147
Numerical Study of Pore Pressure Development and Dissipation in Core of Masjed-Soleyman Rockfill Dam	A. Akhtarpour - A. Soroush	159



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

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F.Irani
Editor-Chief : M. Reza Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. R. Jafarzade	professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. kheirodin	professor	Semnan University
A. Soroush	Associate professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Associate professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Atarnejad	Associate professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology

Text Editor : A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: F. Ali Akbari - A. Noie

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad,

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

Tel: +98 513 8763307 ; Fax: +98 511 8806024 ; Email: ejour@um.ac.ir

Web site : <http://jm.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

ISSN 2008-7454

Higher Mode Effects in the Pushover Analysis of RC Buildings Subjected to the Near-Fault Ground Motions A. Mortezaei - A. Kheyroddin	1
Development of Robust Optimization Algorithms Based on Adaptive Biological Growth Method S.M.H. Jazayeri - M.H. Abolbashari	17
A New Technique for Assessing Volume Change Behavior of Unsaturated Soils G. H. Eskandari - A. Raeesi - A. Soroush	31
Investigating the Influence of Clay & Heating in remediation of Contaminated Soil from Gas-Oil by Soil Vapor Extraction (SVE) M. R. Sabour - B. Rezaie - A. Jafargholi	53
Investigation of Effect of Nano-SiO₂ Consumption in Concrete on its Environmental and Economic Functions M.R. Sabour - M. Yekkalar - M. Nikravan	67
Effect of the boundary elements on the seismic performance of permanent shuttering concrete panel structures A. Jafari - B. Hassani	79
Experimental and Numerical Investigation of Replacing Steel Stirrups with FRP Rebars Concrete in Beams M.K. Sharbatdar - A. Dalvand - A. Hamzenezhadi	99
Ant Colony Optimization Algorithms for Optimal Operation of Reservoirs: A Comparative Study of Four Algorithms M. H. Afshar - S. E. Rezaee - R. Moeini	117
Calculation of Static Lateral Thrust and Its Application Point on Rigid Retaining Walls in Layered Backfill M. Ghazavi - M. Moshfegh Yeganeh	135
Experimental Analysis of the TMD Control of Building Vibrations against Earthquake Excitations S.Pourzeynali - N. Fallah - M. Akbari A.	147
Numerical Study of Pore Pressure Development and Dissipation in Core of Masjed-Soleyman Rockfill Dam A. Akhtarpour - A. Soroush	159

Vol. 25, No. 2
Spring & Summer 2014