



نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۲۲

- ۱ مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مرکب تیر فولادی-ستون بتنی (RCS) تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل
محسن گرامی - علی خیرالدین - فرشته خراسانی
- ۲۳ بکارگیری روش المان محدود در تحلیل همبسته سدهای خاکی و برآورد فشار آب منفذی
فرهود کلاته - فریده حسین نژاد
- ۳۹ تحلیل پاسخ دینامیکی سازه‌های بلند تحت تأثیر نیروی محوری
مهرداد محمدنژاد - حسن حاجی کاظمی
- ۵۵ بررسی تأثیر روش‌های مختلف اتصال صفحات GFRP بر شکل پذیری و رفتار درون صفحه‌ای دیوارهای بتایی
محمد رضا افتخار - مهرا ن امامی
- ۷۱ بررسی آزمایشگاهی تأثیر مشخصات هندسی و تسلیح ستون‌های سنگی شناور بر ظرفیت باربری
نیما مهران نیا - جواد نظری افشار - فرزین کلاتری
- ۸۷ بهبود بخشی نمودار پارتو در بهینه‌سازی توپولوژی چند هدفه با المان‌های چندضلعی غیر یکنواخت
مهناز اکبرزاعی - بهروز احمدی ندوشن
- ۱۰۱ توسعه یک روش تحلیلی برای بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن خود تراکم با مقاومت بالای حاوی خاکستر بادی
علیرضا حبیبی - حسین احمدوند
- ۱۱۷ تأثیر الگوی بارگذاری جانبی مختلف بر موقعیت بهینه مهار بازویی و کمر بند خرابایی در ساختمان‌های بلند (یادداشت پژوهشی)
مهناز حیدری قبادی اسکی - حمیدرضا توکلی - حامد حمیدی رضا رهگذر
- ۱۲۹ تأثیر میکروسیلیس و نانوسیلیس بر خواص مکانیکی بتن سبک الیافی (یادداشت پژوهشی)
سید حسین قاسم‌زاده موسوی نژاد - یاسر قربانی شمشاد سرا



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

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

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : عاطفه نوعی باغبان

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

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

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

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مرکب تیر فولادی_ستون بتنی (RCS) تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل	محسن گرامی - علی خیرالدین فرشته خراسانی
۲۳	بکارگیری روش المان محدود در تحلیل همبسته سدهای خاکی و برآورد فشار آب منفذی	فرهود کلاته - فریده حسین نژاد
۳۹	تحلیل پاسخ دینامیکی سازه‌های بلند تحت تأثیر نیروی محوری	مهرداد محمدنژاد - حسن حاجی کاظمی
۵۵	بررسی تأثیر روش‌های مختلف اتصال صفحات GFRP بر شکل پذیری و رفتار درون صفحه‌ای دیوارهای بنایی	محمد رضا افتخار - مهران امامی
۷۱	بررسی آزمایشگاهی تأثیر مشخصات هندسی و تسلیح ستون‌های سنگی شناور بر ظرفیت باربری	نیما مهران نیا - جواد نظری افشار فرزین کلانتری
۸۷	بهبود بخشی نمودار پارتو در بهینه‌سازی توپولوژی چند هدفه با المان‌های چندضلعی غیر یکنواخت	مهناز اکبرزاعی - بهروز احمدی ندوشن
۱۰۱	توسعه یک روش تحلیلی برای بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن خود تراکم با مقاومت بالای حاوی خاکستر بادی	علیرضا حبیبی - حسین احمدوند
۱۱۷	تأثیر الگوی بارگذاری جانبی مختلف بر موقعیت بهینه مهار بازویی و کمر بند خرابایی در ساختمان‌های بلند (یادداشت پژوهشی)	بهناز حیدری قبادی اسکی حمیدرضا توکلی - حامد حمیدی رضا رهگذر
۱۲۹	تأثیر میکروسیلیس و نانوسیلیس بر خواص مکانیکی بتن سبک الیافی (یادداشت پژوهشی)	سید حسین قاسم‌زاده موسوی نژاد یاسر قربانی شمشاد سرا

مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مرکب تیر فولادی - ستون بتنی (RCS) تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل*

محسن گرامی^(۱)علی خیرالدین^(۲)فرشته خراسانی^(۳)

چکیده در این پژوهش به بررسی نیاز لرزه‌ای سازه‌های مرکب RCS تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل پرداخته شده است. به همین منظور تعداد ۵ قاب خمشی مرکب RCS با شکل‌پذیری متوسط و در طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ و ۵ دهانه ۵ و ۷ متری طراحی شد و سپس تحلیل دینامیکی غیرخطی توسط نرم افزار OpenSees بر روی سازه‌ها انجام شده است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که جابجایی طبقات تحت زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های حوزه دور می‌باشد به نحوی که با افزایش ارتفاع سازه، اختلاف میان آنها کاهش می‌یابد. سازه‌های بلند مرتبه دهانه ۷ متری در طبقات تحتانی و فوقانی زاویه دررفت ناشی از دور از گسل بیشتر از زاویه دررفت نزدیک گسل است.

واژه‌های کلیدی قاب خمشی مرکب (RCS)، زلزله‌های نزدیک گسل، زلزله دور از گسل، تحلیل دینامیکی غیرخطی، اثر طول دهانه.

Seismic Assessment of RCS Moment Frames under Near Fault Earthquakes

M. Gerami

A. Kheyroddin

F. Khorasani

Abstract In this research the seismic demand of RCS structures under the near-fault earthquakes is investigated. For this purpose 5 RCS intermediate moment frames with 4, 7, 10, 15 and 20 stories and 5 spans (span length 5 and 7m) were designed. Then nonlinear dynamic analysis was performed on the structures using the OpenSees software. Results show that the stories displacement under the near-fault earthquakes is larger than the far-fault earthquakes so that with increase in the structure height the difference between them decreases. In high rise structure with 7m length span, the drift-angle due to the far-fault earthquake is greater than the near-fault earthquake.

Key Words RCS Moment Frame, Near Fault Earthquake, Far Fault Earthquake, Nonlinear Dynamic Analysis, Span Length.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۲/۱۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۲/۲۷ می‌باشد.

Email: mgerami@semnan.ac.ir

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

(۲) استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

(۳) کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشگاه سمنان

مقدمه

قاب‌های خمشی مرکب RCS (Reinforced Concrete Steel Moment Frame) در ایالات متحده و ژاپن در شروع به توسعه و کسب محبوبیت کردند. در ایالات متحده این سیستم به عنوان نسخه تغییر یافته قاب خمشی فولادی در مناطق با لرزه‌خیزی پایین و برای ساختمان‌های میان‌مرتبه تا بلندمرتبه استفاده شد. در ژاپن سیستم‌های مرکب RCS به صورت جایگزین قاب‌های خمشی بتن مسلح کوتاه‌مرتبه در مناطق با لرزه‌خیزی بالا توسعه یافت. هدف این کار، استفاده از قابلیت تیرهای فولادی در دهانه‌های بزرگ برای تامین فضای بدون ستون برای سازه‌های اداری کوتاه‌مرتبه و فروشگاه‌های کوچک بود [1].

با توجه به مجموعه مشکلاتی از قبیل صرف وقت و هزینه زیاد برای آرماتوربندی و قالب بندی تیرها برای ساختمانهای بتنی و کمانش و لاغری حاکم بر طرح ستون و صعوبت کار در ارتفاع و لزوم دقت زیاد در ساخت و ساز و نصب اسکلت‌های فلزی در ساختمان های فولادی، در دهه‌ی ۸۰ میلادی ایده سازه‌های ترکیبی (CFT (Concrete Filled Tube)، RCS، SRC (Steel Reinforced Concrete) و...) به منظور استفاده بهینه از مصالح شکل گرفت [2,3].

با توجه به استفاده از ستون‌های بتن مسلح و تیرهای فولادی در این قاب‌ها، خواص فولاد و بتن در این سازه‌ها دخالت می‌کنند به این صورت که از مقاومت فشاری بتن در ستون و از مقاومت کششی فولاد در تیر به نحوی استفاده می‌شود که باعث کم شدن سطح مقطع اعضا و لذا باعث پایین آمدن وزن ساختمان و کاهش هزینه‌های ساخت می‌شود. با کم شدن وزن سازه، نیروی وارد بر پی کاهش می‌یابد در نتیجه ضخامت کمتر و سطح کمتری برای پی حاصل می‌شود. استفاده از بتن در ستون به دلیل مقاومت فشاری بالا بهترین رفتار بتن و استفاده از فولاد در تیر به دلیل مقاومت کششی بالا بهترین رفتار فولاد را نتیجه

می‌دهند [3].

تاریخچه تحقیقات

تحقیقاتی که بر روی قاب‌های RCS، انجام شده عمدتاً روی رفتار کلی این قاب‌ها و بررسی رفتار اتصالات بوده است. در طول دهه ۱۹۸۰ حدود ۴۰۰ اتصال در ژاپن و ۱۷ اتصال در ایالات متحده آزمایش شد. خیلی از اتصالات آزمایش شده در ژاپن مشخصات خاصی توسط شرکت‌های ساختمانی ژاپنی با هدف اصلی اعتبار سنجی جزئیات اتصال خاص داشتند. علی‌رغم نتایج جالب از آزمایشات، مکانیزم انتقال نیروی داخلی مشخص نبود. البته گریفیس به بررسی مزیت‌های قاب RCS پرداخت که بر اساس نتایج بدست آمده، قاب‌های RCS در حدود ۱۵٪ نسبت به قاب‌های بتنی و فولادی با در نظر گرفتن کلیه عوامل اقتصادی‌تر می‌باشند. آزمایشات ایالات متحده شامل دو سری از آزمایشات می‌شد که توسط دیرلین و شیخ [3,4] در دانشگاه تگزاس اوستین انجام شده بود.

حسین اسدی مندی و همکاران به بررسی ضوابط طراحی سازه‌های مرکب بر اساس آیین نامه‌های AISC و EUROCODE و مقایسه فنی، اقتصادی آنها پرداخت. در این پژوهش مقاطع شامل تیر، ستون و دال مرکب می‌باشند. در مقاطع مرکب از مقطع فولادی، دال بتنی، اتصال دهنده برشی و میلگرد تقویتی استفاده می‌شود. مقاطع فولادی در پائین تیر مرکب قرار می‌گیرد و در دهانه‌های ساده به عنوان عضو کششی عمل می‌کند این مقطع روی شاه تیر تکیه می‌کند. در تیر مرکب دال بتنی که شامل بتن و میلگردهای تقویتی است روی مقطع فولادی قرار می‌گیرد و توسط اتصال دهنده‌های برشی به مقطع فولادی متصل می‌شود، این اتصال دهنده‌ها نیروی برشی افقی را بین بتن و فولاد انتقال می‌دهند. ساخت ستونهای مرکب بدین ترتیب است که در مقاطع فولادی جعبه‌ای بتن داخل مقطع ریخته می‌شود ولی در مقاطع فولادی باز بتن دور مقطع فولادی ریخته می‌شود.

سید علی حسینی و همکاران به تحلیل قابلیت اعتماد قاب‌های مختلط RCS پرداختند، بدین منظور پارامترهای بارگذاری، طول دهانه و عمق مؤثر به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده‌اند. محاسبه قابلیت اعتماد سازه به روش تحلیل قابلیت اعتماد تراز ۲ انجام گرفت. قاب‌های ۴ دهانه با ارتفاع ۲ تا ۱۰ طبقه در نظر گرفته شدند و به وسیله نرم افزار اجزای محدود مدل شدند و تحلیل به صورت احتمالاتی انجام پذیرفت. در نهایت میزان تأثیر برخی متغیرهای تصادفی منظور شده روی قابلیت اعتماد سازه‌ها بررسی گردید. در نهایت نتایج نشان داد که با افزایش درجه نامعینی سازه مرکب از میزان قابلیت اعتماد سازه کاسته می‌شود این در حالیست که خلاف این نتیجه برای قاب‌های معمولی نتیجه می‌شود [۷].

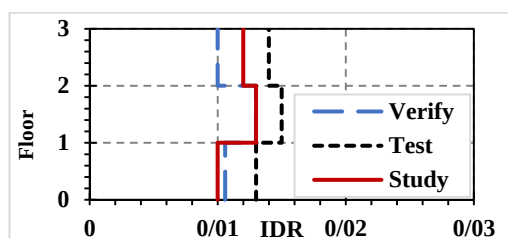
هومن حبیب آگهی و همکاران بر روی بهینه سازی عملکردی و اطمینان پذیری سازه‌های ترکیبی RCS تحقیق کردند در این تحقیق ابتدا مدل پیشنهادی اتصال تیر به ستون در سازه‌های ترکیبی با نرم افزار ABAQUS بررسی شده، سپس روند بهینه سازی این سازه‌ها توسط تئوری مورچگان با در نظر گرفتن ضوابط طرح عملکردی تشریح و در پایان هم نتایج یک مورد مطالعه عددی عرضه شده است. ارائه راهکارهایی جهت افزایش دقت در روند مدلسازی، تحلیل و طراحی به منظور استفاده حداکثر از مزایای ذاتی سیستم‌های ترکیبی در قیاس با سازه‌های رایج از اهداف این پژوهش می‌باشند [۸].

کاویان پرهیزکار و همکاران نیز به بررسی قاب‌های خمشی RCS تحت بارگذاری لرزه‌ای پرداختند، در این بررسی در بخش اول رفتار قاب‌های خمشی RCS به کمک تحلیل پوش اور برای قاب‌های یک تا چند دهانه و یک تا چند طبقه مورد بررسی قرار گرفت و در بخش دوم به بررسی رفتار اتصال ما بین تیر فولادی و ستون بتنی پرداخته شده است. در نهایت

برای افزایش مقاومت ستون‌های مرکب از میلگرد طولی و خاموت نیز همانند ستون‌های بتن مسلح استفاده می‌شود. در پایان این نتیجه حاصل شد که آئین نامه اروپا برای طراحی مقاطع مرکب کنترل‌های بیشتری را مدنظر قرار می‌دهد که این امر خود باعث طولانی‌تر شدن محاسبات می‌گردد. با توجه به کنترل‌های متعدد آئین نامه اروپا در طراحی مقاطع مرکب این نتیجه حاصل می‌شود که آئین‌نامه اروپا محافظه کارانه‌تر با طراحی اینگونه سازه‌ها برخورد می‌کند که از یک دید ممکن است سبب افزایش طول عمر مفید سازه باشد [۵].

سید علی حسینی و همکاران به بررسی اتصالات و تحلیل لرزه‌ای قاب مرکب فولادی و بتنی (RCS) پرداختند، در تحقیق مذکور دو بخش عمده رفتار خطی و غیرخطی این قاب‌ها مورد بررسی واقع شد. در بخش بررسی رفتار خطی قاب RCS، وزن، پریود ارتعاشی، اشکال مدی، تغییر مکان و توزیع نیروی برشی در ارتفاع سازه مورد بررسی قرار گرفته و نتایج با قاب خمشی بتنی و قاب خمشی فولادی مورد مقایسه قرار گرفتند. در بخش بررسی غیرخطی، قاب RCS به کمک تحلیل غیرخطی رانشی (پوش اور) مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور مدل‌های مختلفی از قاب‌های ۲، ۳ و ۴ دهانه و با طول دهانه ۴، ۶ و ۸ متر با تعداد طبقات ۲ تا ۱۰ طبقه، به عنوان نمونه‌های مورد بررسی از این نوع سازه‌ها انتخاب شده و با در نظر گرفتن دستورالعمل‌های FEMA-273 و ATC-40 در مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی، مورد آنالیز واقع می‌گردند. با تعیین برش پایه متناظر با تشکیل نخستین مفصل پلاستیک، حد جاری شدن و حد گسیختگی. به محاسبه مقدار شکل‌پذیری و ضریب رفتار آنها پرداخته شده است. در پایان مقدار شکل‌پذیری قاب‌های خمشی مرکب ۲/۵ و مقدار ضریب رفتار آن ۵/۸۱ برآورد گردیده است [۶].

بخشی از این اختلاف می‌تواند ناشی از عدم در نظر گرفتن این کماتش باشد. و هم چنین به دلیل عدم مدل‌سازی اتصال RCS در قاب مورد بررسی در این تحقیق، اختلاف نتیجه حاصل شده است.



شکل ۱ صحت سنجی قاب سه طبقه مورد آزمایش

معرفی مدل‌ها

در این پژوهش تعداد ۵ قاب خمشی مرکب با شکل‌پذیری متوسط و در طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ و با تعداد ۵ دهانه ۵ و ۷ متری طراحی شده است که یک قاب به صورت شماتیک در شکل (۲) نشان داده شده است. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم افزار [13] OpenSees تحت شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل بر روی مدل‌های مورد بررسی انجام می‌شود. که سازه‌های ۴ و ۷ طبقه نماینده سازه‌های کوتاه مرتبه، سازه‌های میان مرتبه ۱۰ و ۱۵ طبقه نماینده سازه‌های میان مرتبه و سازه ۲۰ طبقه نماینده سازه‌های بلندمرتبه هستند. در این تحقیق نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های مورد بررسی ارائه می‌شوند و به منظور بررسی نیازهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی مرکب تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل، نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل مقایسه می‌شوند. به همین منظور تعداد ۱۰ رکورد نزدیک گسل و ۱۰ رکورد دور از گسل، بر روی سازه‌های انتخابی بررسی می‌شوند و نتایج به تفکیک ارائه خواهند شد. به‌منظور طراحی سازه‌ها برای مقاطع بتنی از آیین‌نامه [14] ACI 318-08 و مقاطع فولادی از [15] AISC 360-05 و برای بارگذاری جانبی از آیین‌نامه [16] ASCE 7-10 استفاده شده است ($R=5$). و فرضیه‌های طراحی شامل خاک

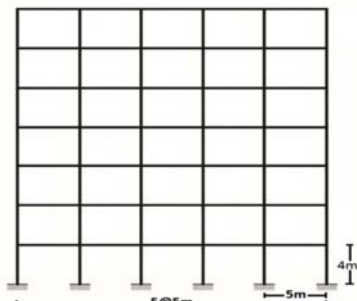
نتیجه کلی این بررسی بیانگر این موضوع بود که اتصالات RCS ظرفیت جانبی قاب را افزایش می‌دهند و تحت بارگذاری لرزه‌ای این قاب‌ها نسبت به نمونه مشابه قاب‌های خمشی بتنی و فولادی دارای جابجایی کمتری بودند [۹].

محمد حسین حبشی زاده و همکاران نیز به مدل‌سازی قاب‌های مختلط خمشی RCS و تأثیر رفتار اتصالات بر روی رفتار کلی این قاب‌ها پرداختند، در این تحقیق مدل‌سازی قاب‌های خمشی مختلط ویژه RCS توصیف گردید و تأثیر مدل‌سازی رفتار مدل‌سازی اتصالات بر روی رفتار کلی این قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفت. قاب‌های خمشی مختلط ویژه RCS نوع جدیدی از قاب‌های خمشی ویژه هستند که در آن‌ها از ترکیب ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی استفاده می‌شود. نحوه مدل‌سازی قاب‌های RCS و همچنین تأثیر مدل‌سازی رفتار اتصال بین تیر فولادی و ستون بتنی، روی رفتار کلی این قاب‌ها به وسیله مقایسه با اتصال RCS مورد بررسی قرار گرفت. نتایج کلی این بررسی نشان داد که مدل‌سازی اتصال RCS ظرفیت جانبی قاب را افزایش می‌دهد [۱۰].

صحت سنجی

چن و همکاران از مرکز تحقیقات زلزله تایوان به همراه دیرلین و کوردوا از دانشگاه استنفورد، نتایج آزمایشات قاب سه طبقه با مقیاس واقعی را مورد بررسی و مطالعه قرار دادند [11]. البته این آزمایش مربوط به رساله دکتری کوردوا در دانشگاه استنفورد بوده است [12]. در همین رساله اعتبار سنجی برای نتایج آزمایش قاب انجام گردید. لذا برای صحت سنجی این تحقیق از مشخصات قاب مورد آزمایش استفاده شد. طبق شکل (۱) نتیجه نسبت دریافت بین طبقه‌ای این صحت سنجی ارائه شده است. همانطور که در شکل مشخص است نتایج از اعتبار کافی برخوردار است. لازم به توضیح است که المان فایبر اثر غیرخطی شدن مصالح را در نظر می‌گیرد، این در حالیست که در مدل آزمایشگاهی غیرخطی شدن هندسی ناشی از کماتش موضعی نیز وجود دارد که

در جدول (۱) تا جدول (۵) مقاطع مورد استفاده برای سازه‌های دهانه ۵ متری و دهانه ۷ متری ارائه شده است.



شکل ۲ تصویر شماتیک از نمای سازه ۷ طبقه با ۵ دهانه ۵ متری

نوع III و منطقه با خطر نسبی زیاد است. مقاطع مورد استفاده در این قاب‌ها شامل مقاطع مستطیلی با آرماتورهای آجدار و تیوروق به ترتیب برای ستون‌ها و تیرها است. در نرم افزار OpenSees برای مقاطع بتنی از مصالح بتنی با جنس Concrete01 و برای مقاطع فولادی از مصالح فولادی با جنس Steel02 استفاده شده است. و همچنین فرض‌های زیر در نظر گرفته شدند: مقاطع سازه از جنس Fiber می‌باشد.

۱. المان‌های سازه از نوع المان تیر ستون غیرخطی (Nonlinear Beam-Column Element) می‌باشد.

۲. میرایی سازه ۵ درصد می‌باشد و در حین حال فرآیند تحلیل غیرخطی از دستور میرایی رایلی به منظور محاسبه میرایی سازه در هر گام تحلیل استفاده می‌شود.

جدول ۱ مقاطع مدل های ۴ طبقه

دهانه ۵ متری			
ستون‌ها	طبقات	تیرها	طبقات
C40-12Ø20	۱ و ۲	PG38X0.8X15X1.5	۱-۳
C40-12Ø18	۳ و ۴	PG32X0.6X15X1	۴
دهانه ۷ متری			
ستون‌ها	طبقات	تیرها	طبقات
C40x50-16Ø20	۱ و ۲	PG49X0.8X20X2	۱ و ۲
C40x40-12Ø20	۳ و ۴	PG48X0.8X15X1.5	۳
---	---	PG43X0.8X15X1.5	۴

جدول ۲ مقاطع مدل های ۷ طبقه

دهانه ۵ متری			
ستون‌ها	طبقات	تیرها	طبقات
C40x50-16Ø20	۱-۴	PG43X0.8X15X1.5	۱-۳
C40-12Ø20	۵-۷	PG38X0.8X15X1.5	۴-۶
----	----	PG32X0.6X15X1	۷
دهانه ۷ متری			
ستون‌ها	طبقات	تیرها	طبقات
C40x60-20Ø20	۱-۴	PG49X0.8X20X2	۱-۴
C40x50-16Ø20	۵-۷	PG48X0.8X15X1.5	۵
----	----	PG43X0.8X15X1.5	۶ و ۷

جدول ۳ مقاطع مدل های ۱۰ طبقه

دهانه ۵ متری			
ستون‌ها	طبقات	تیرها	طبقات
C40x60-20Ø20	۳-۱	PG48X0.8X15X1.5	۴-۱
C40x50-16Ø22	۶-۴	PG43X0.8X15X1.5	۶و۵
C40x40-12Ø20	۱۰-۷	PG38X0.8X15X1.5	۹-۷
----	----	PG32X0.6X15X1	۱۰
دهانه ۷ متری			
ستون‌ها	طبقات	تیرها	طبقات
C40x70-20Ø22	۴-۱	PG54X0.8X20X2	۴-۱
C40x60-20Ø20	۷-۵	PG49X0.8X20X2	۷-۵
C40x50-16Ø20	۱۰-۸	PG48X0.8X15X1.5	۹و۸
---	---	PG43X0.8X15X1.5	۱۰

جدول ۴ مقاطع مدل های ۱۵ طبقه

دهانه ۵ متری			
ستون‌ها	طبقات	تیرها	طبقات
C40x70-24Ø20	۴-۱	PG54X0.8X20X2	۳-۱
C40x60-20Ø20	۸-۵	PG49X0.8X20X2	۶-۴
C40x50-16Ø20	۱۲-۹	PG48X0.8X15X1.5	۹-۷
C40x40-12Ø20	۱۵-۱۳	PG43X0.8X15X1.5	۱۲-۱۰
---	---	PG38X0.8X15X1.5	۱۵-۱۳
دهانه ۷ متری			
ستون‌ها	طبقات	تیرها	طبقات
C40x80-24Ø25	۴-۱	PG64X0.8X20X2	۳-۱
C40x70-20Ø22	۸-۵	PG59X0.8X20X2	۷-۴
C40x60-20Ø20	۱۲-۹	PG54X0.8X20X2	۱۰-۸
C40x50-16Ø20	۱۵-۱۳	PG49X0.8X20X2	۱۲و۱۱
----	----	PG48X0.8X15X1.5	۱۴و۱۳
----	----	PG43X0.8X15X1.5	۱۵

جدول ۵ مقاطع مدل های ۲۰ طبقه

دهانه ۵ متری		
ستون‌ها	تیرها	طبقات
C40x80-20Ø22	PG54X0.8X20X2	۴-۱
C40x70-20Ø20	PG49X0.8X20X2	۸-۵
C40x60-20Ø20	PG48X0.8X15X1.5	۱۲-۹
C40x50-16Ø20	PG43X0.8X15X1.5	۱۶-۱۳
C40x50-12Ø20	PG38X0.8X15X1.5	۲۰-۱۷
دهانه ۷ متری		
ستون‌ها	تیرها	طبقات
C40x80-20Ø22	PG54X0.8X20X2	۴-۱
C40x70-20Ø20	PG49X0.8X20X2	۸-۵
C40x60-20Ø20	PG48X0.8X15X1.5	۱۲-۹
C40x50-16Ø20	PG43X0.8X15X1.5	۱۶-۱۳
C40x50-12Ø20	PG38X0.8X15X1.5	۲۰-۱۷

معرفی شتاب‌نگاشت‌ها

به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۱۰ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل و ۱۰ شتاب‌نگاشت دور از گسل به ترتیب مطابق جدول (۶) و جدول (۷) استفاده شده است. تمامی نگاشت‌های مورد استفاده که از سایت [17] Peer دریافت شده است، دارای مشخصات مربوط به خاک نوع III بر اساس آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰ [۱۸]) و یا خاک کلاس D براساس طبقه‌بندی دستورالعمل [19] FEMA 356 است. برای ترسیم طیف پاسخ ارتجاعی مختلف از نرم‌افزار SeismoSignal [20] استفاده شده است و کلیه شتاب‌نگاشت‌ها قبل از مقیاس‌سازی، به مقدار حداکثر شتاب (PGA) خود هم‌پایه شده‌اند.

به منظور تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی قاب‌های موردنظر از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است و نتایج مربوط به جابجایی، زاویه دررفت و برش

طبقات در ادامه ارائه شده است. رکوردهای انتخاب شده در این مطالعه، به مدل‌های مذکور اعمال شده و در نهایت میان پاسخ‌های به دست آمده میان گیری شده است. برای مقیاس سازی شتاب نگاشت‌ها نیز از روش مقیاس سازی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۸] استفاده شده است. نتایج این مقیاس‌سازی و پیروید ارتعاشی سازه در جدول (۸) آورده شده است.

ارزیابی قاب های خمشی مرکب تحت زلزله نزدیک گسل

در این بخش نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های مورد بررسی ارائه می‌شوند و به منظور بررسی نیازهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی مرکب تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل، نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل مقایسه می‌شوند. همانطور که در بخش قبل بیان

هر دو حوزه به گونه‌ای هستند که نتایج حاصل از آنها قابل مقایسه با یکدیگر باشند.

در شکل (۳) تا شکل (۱۲) نتایج جابجایی و زاویه دررفت طبقات سازه‌های با دهانه ۵ متری حاصل از شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک از گسل برای سازه‌های مختلف ارائه شده است.

شد، از آنجا که تمامی نگاشت‌های مورد استفاده دارای مشخصات مربوط به خاک نوع III بر اساس آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰ [۱۸]) و یا خاک کلاس D بر اساس طبقه‌بندی دستورالعمل FEMA [19] 356 است. و کلیه شتاب‌نگاشت‌ها قبل از مقیاس‌سازی، به مقدار حداکثر شتاب (PGA) خود هم‌پایه شده‌اند، لذا استدلال می‌گردد که رکوردهای زلزله انتخاب شده در

جدول ۶ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل مورد استفاده در این مطالعه

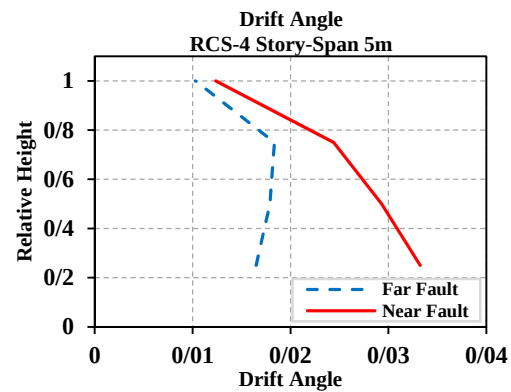
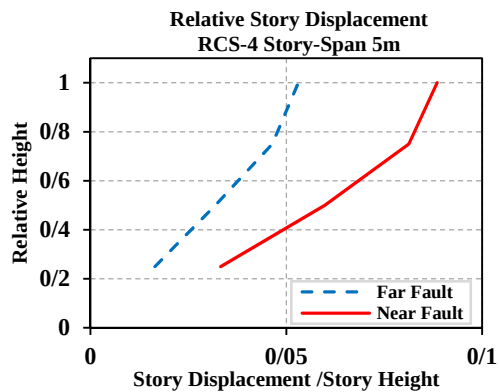
Near Fault Records								
Num	Earthquake name	Date [yy-mm-dd]	Station	R [Km]	PGA [g]	PGV [cm/sec]	PGD [cm]	Magnitude
1	Chi-Chi,Taiwan,	۱۹۹۹/۹/۲۰	TCU051	۷/۶۶	۰/۲۰	۴۱/۲	۵۹/۱۹	۷/۶۲
2	Chi-Chi,Taiwan,	۱۹۹۹/۹/۲۰	TCU055	۶/۳۶	۰/۲۱	۳۶/۸۷	۲۲/۰۲	۷/۶۲
3	Imperial Valley-06	۱۹۷۹/۱۰/۱۵	El Centro Array #7	۰/۵۶	۰/۴۲	۷۹/۱۵	۴۰/۸۳	۶/۵۳
4	Erzican, turkey	۱۹۹۲/۳/۱۳	95 Erzincan	۴/۳۸	۰/۴۸	۷۲/۹۵	۲۴/۷۹	۶/۶۹
5	LomaPrieta,	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	Gilroy - Historic Bldg.	۱۰/۹۷	۰/۲۶	۳۱/۳۷	۶/۴۲	۶/۹۳
6	LomaPrieta,	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	Gilroy Array #2	۱۱/۰۷	۰/۳۵	۳۵/۱۰	۸/۵۴	۶/۹۳
7	Northridge	۱۹۹۴/۱/۱۷	DWP 75 Sylmar-Converter	۵/۱۹	۰/۶۴	۹۵/۰۷	۳۳/۴۳	۶/۶۹
8	Northridge	۱۹۹۴/۱/۱۷	DWP 74 Sylmar-Converter	۵/۳۵	۰/۷۱	۱۰۹/۳۸	۵۲/۳۵	۶/۶۹
9	Kobe, Japan	۱۹۹۵/۱/۱۶	Takatori	۱/۴۷	۰/۶۵	۱۱۷/۱۴	۳۳/۰۶	۶/۹
10	Kobe,Japan,	۱۹۹۵/۱/۱۶	KJMA	۰/۹۶	۰/۷۱	۷۷/۸۳	۱۸/۸۷	۶/۹

جدول ۷ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل مورد استفاده در این مطالعه

Far Fault Records								
Nu m	Earthquake name	Date [yy-mm-dd]	Station	R [Km]	PGA [g]	PGV [cm/sec]	PGD [cm]	Magnitud e
1	Manjil, Iran	۱۹۹۰/۶/۲۰	Tonekabun	۹۳/۶۲	۰/۱۱	۱۴/۴۳	۴/۸۳	۷/۳۷
2	Manjil,Iran,	۱۹۹۰/۶/۲۰	Qazvin	۴۹/۹۷	۰/۱۳	۱۰/۸۹	۳/۳۶	۷/۳۷
3	Chi-Chi,Taiwan,	۱۹۹۹/۹/۲۰	CHY065	۸۳/۴۳	۰/۱۰	۱۳/۶۶	۸/۱۰	۷/۶۲
4	Chi-Chi,Taiwan,	۱۹۹۹/۹/۲۰	TAP095	۱۰۹/۰۱	۰/۱۳	۱۹/۹۳	۹/۰۴	۷/۶۲
5	Kobe,Japan,	۱۹۹۵/۱/۱۶	HIK	۹۵/۷۲	۰/۱۴	۱۴/۸۱	۲/۳۱	۶/۹
6	Tabas,Iran,	۱۹۷۸/۹/۱۶	Ferdows	۹۱/۱۴	۰/۱۰	۷/۰۸	۷/۱۸	۷/۳۵
7	Northridge,	۱۹۹۴/۱/۱۷	Featherly Park - Maint	۸۲/۳۲	۰/۱۰	۶/۵۸	۰/۶۶	۶/۶۹
8	Loma Prieta	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	SF Intern. Airport	۵۸/۶۵	۰/۲۸	۲۴/۵۲	۴/۸۰	۶/۹۳
9	Loma Prieta	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	Oakland - Title & Trust	۷۲/۲۰	۰/۲۰	۲۷/۶۱	۵/۹۴	۶/۹۳
10	Loma Prieta	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	Oakland - Outer Harbor Wharf	۷۴/۲۶	۰/۲۸	۴۱/۸۶	۹/۶۰	۶/۹۳

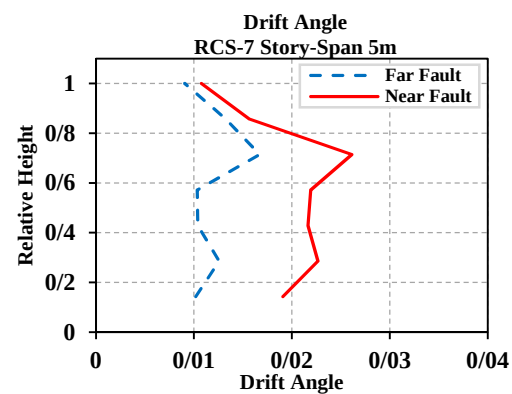
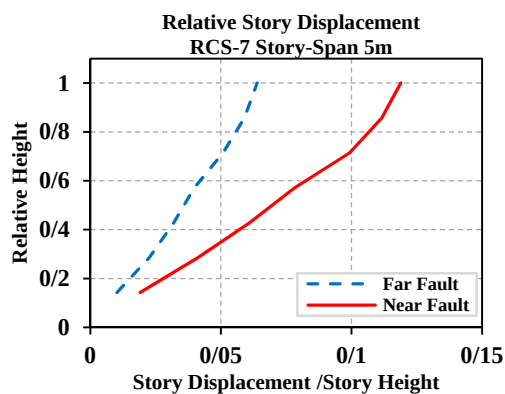
جدول ۸ نتایج مقیاس سازی رکوردهای مورد مطالعه و پریود ارتعاشی هر سازه

تعداد طبقات	طول دهانه	ضریب مقیاس رکوردهای نزدیک گسل	ضریب مقیاس رکوردهای دور از گسل	پریود ارتعاشی سازه
۴	۵	۰/۵۶۶	۰/۵۶۱	۰/۵
	۷	۰/۵۹	۰/۵۶۱	
۷	۵	۰/۵۵۲	۰/۵۳	۰/۷۶۱
	۷	۰/۵۶	۰/۵۴۴	
۱۰	۵	۰/۵۶	۰/۵۶	۰/۹۹
	۷	۰/۵۶	۰/۵۷	
۱۵	۵	۰/۶	۰/۷۸۸	۱/۳۵
	۷	۰/۵۵	۰/۷۸۲	
۲۰	۵	۰/۶۸۵	۱/۰۵	۱/۶۷
	۷	۰/۶۹	۱/۰۶	



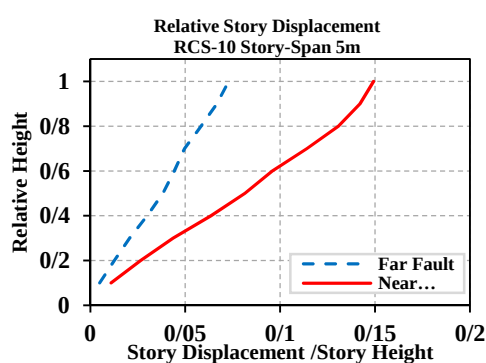
شکل ۴ جابجایی طبقات سازه ۴ طبقه

شکل ۳ زاویه دریفت طبقات سازه ۴ طبقه

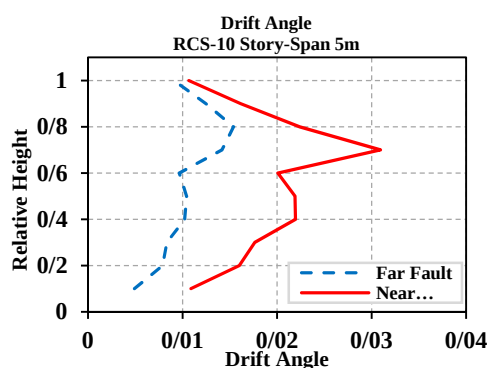


شکل ۶ جابجایی طبقات سازه ۷ طبقه

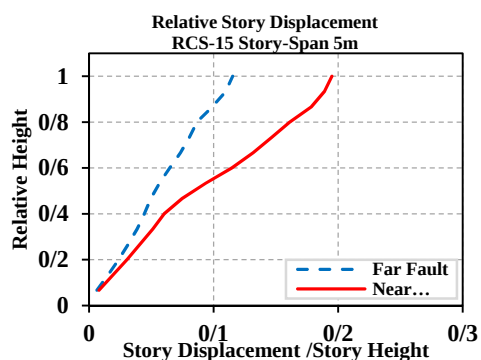
شکل ۵ زاویه دریفت طبقات سازه ۷ طبقه



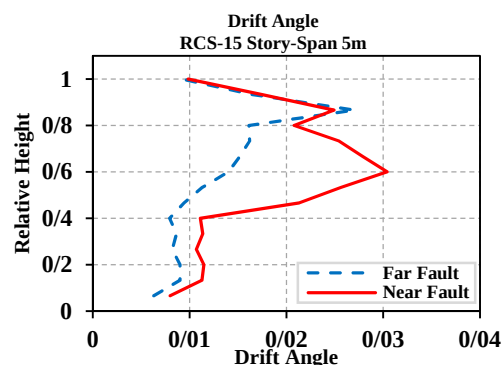
شکل ۸ جابجایی طبقات سازه ۱۰ طبقه



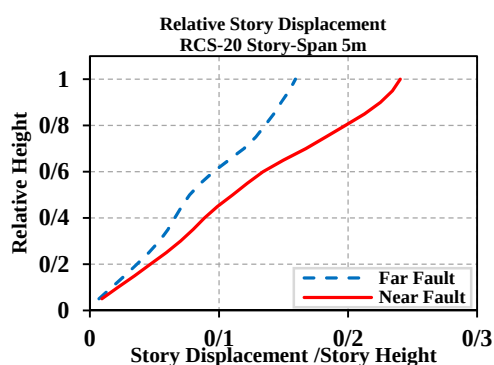
شکل ۷ زاویه دررفت طبقات سازه ۱۰ طبقه



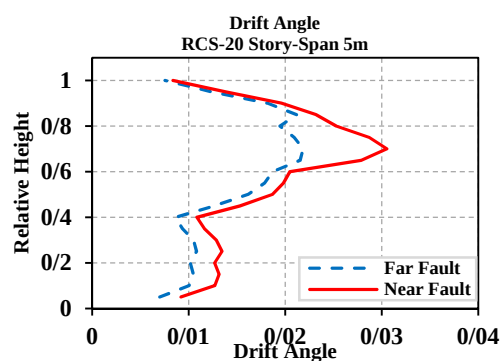
شکل ۱۰ جابجایی طبقات سازه ۱۵ طبقه



شکل ۹ زاویه دررفت طبقات سازه ۱۵ طبقه



شکل ۱۲ جابجایی طبقات سازه ۲۰ طبقه



شکل ۱۱ زاویه دررفت طبقات سازه ۲۰ طبقه

بیشتر از جابجایی ناشی از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. در زلزله‌های نزدیک گسل انرژی ورودی به سازه در طبقات پایین مستهلک شده و انرژی کمتری در مقایسه با زلزله دور از گسل به طبقات فوقانی سازه منتقل می‌شود. به همین دلیل اختلاف مقادیر زاویه دررفت طبقات فوقانی سازه‌ها تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل کاهش می‌یابد. این اثر با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابد به نحوی که در سازه ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه در کلیه طبقات زاویه دررفت حاصل از زلزله‌های

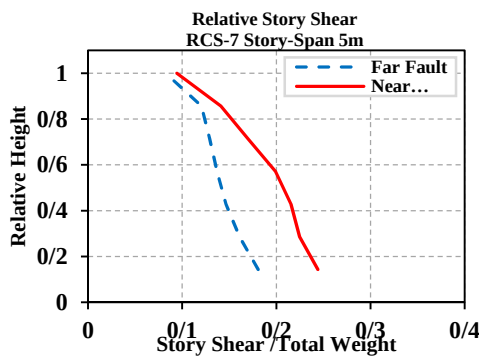
در کلیه سازه‌های با دهانه ۵ متری، جابجایی و زاویه دررفت طبقات حاصل از زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌ی دور از گسل می‌باشد. این در حالی است که اختلاف میان جابجایی طبقات حاصل از زلزله‌های دور و نزدیک گسل با افزایش تعداد طبقات سازه‌های مختلف کاهش می‌یابد.

در حقیقت به دلیل بیشتر بودن انرژی ورودی به سازه در اثر زلزله‌های نزدیک گسل در کلیه سازه‌های مورد بحث جابجایی ناشی از زلزله‌های نزدیک گسل

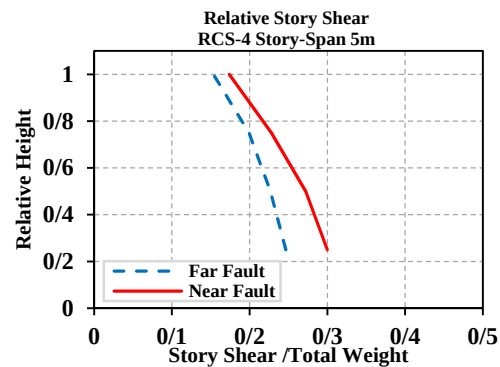
سازه‌ها با دهانه ۵ متری تحت رکوردهای دور از گسل و نزدیک گسل نشان می‌دهد که برش طبقات در سازه‌های مورد بررسی ناشی از زلزله‌های نزدیک گسل به مراتب بیشتر از برش طبقات ناشی از زلزله‌های دور از گسل است. در سازه‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه برش پایه به یکدیگر نزدیک شده‌اند. برش پایه با افزایش تعداد طبقات تحت زلزله نزدیک گسل کاهش می‌یابد.

نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور گسل می‌باشد، در سازه ۱۵ و ۲۰ طبقه در ۰/۲ ارتفاع طبقات فوقانی زاویه دریافت حاصل از زلزله‌های دور از گسل برابر با زاویه دریافت حاصل از زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد.

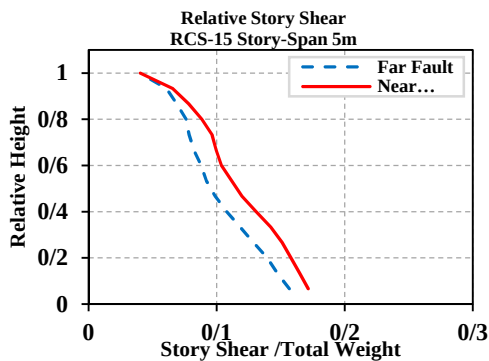
در شکل (۱۳) نتایج برش حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های مورد بررسی با دهانه ۵ متری تحت حوزه نزدیک گسل و دور از گسل ارائه می‌شوند. نتایج بررسی برش طبقات



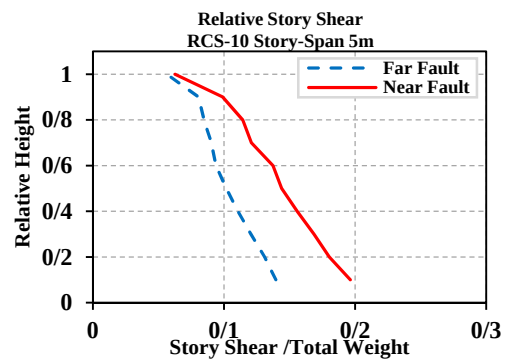
شکل ۱۴ برش طبقات سازه ۷ طبقه



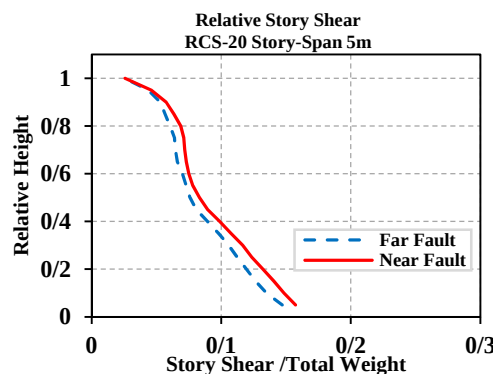
شکل ۱۳ برش طبقات سازه ۴ طبقه



شکل ۱۶ برش طبقات سازه ۱۵ طبقه



شکل ۱۵ برش طبقات سازه ۱۰ طبقه

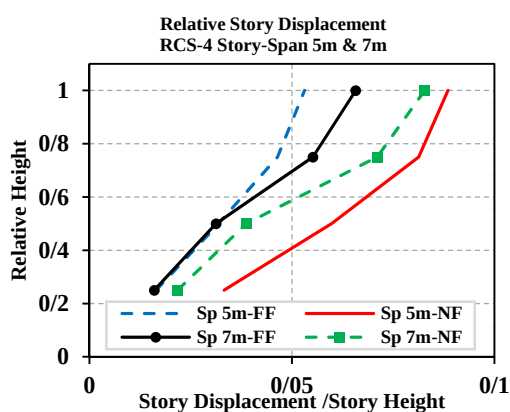


شکل ۱۷ برش طبقات سازه ۲۰ طبقه

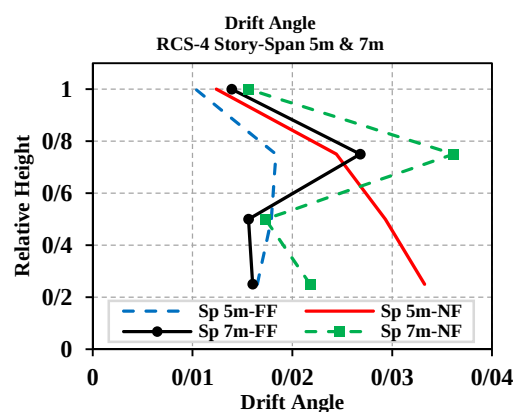
گسل، مقایسه می گردند. مشخصات مقاطع سازه‌های مورد بررسی در جدول (۱) تا جدول (۵) آورده شده است. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم افزار OpenSees تحت شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل بر روی مدل‌های مورد بررسی انجام می‌شود. در این بخش نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های مورد بررسی ارائه می‌شوند. در شکل (۱۸) تا شکل (۲۷) نتایج جابجایی و زاویه دریفت طبقات حاصل از شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک از گسل برای سازه‌های دهانه ۷ متری در مقایسه با دهانه ۵ متری ارائه شده است.

اثر طول دهانه در نتایج تحلیل دینامیکی سازه مرکب

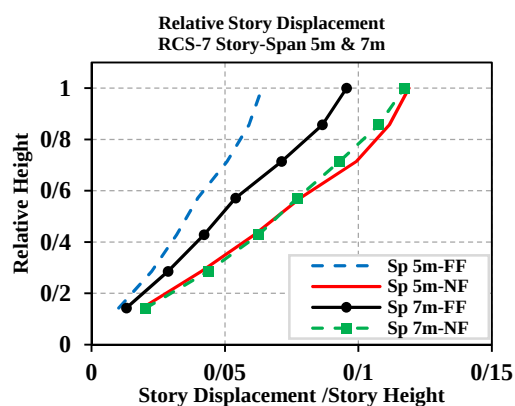
همانطور که پیش از این ذکر گردید، سیستم‌های مرکب RCS به منظور جایگزینی سیستم‌های رایج در مناطق با لرزه خیزی بالا برای استفاده از قابلیت‌های تیرهای فولادی در دهانه‌های بزرگ به عنوان یکی از مهمترین عوامل مورد استفاده قرار می‌گیرد. لذا در این بخش هدف این است که اثر بیشتر شدن طول دهانه در نتایج تحلیل مشاهده شود. در این بخش تعداد ۵ قاب خمشی مرکب با شکل‌پذیری متوسط و در طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ و با تعداد ۵ دهانه ۷ متری با قاب‌های دهانه ۵ متری به منظور بررسی اثر دهانه در نیازهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی مرکب تحت زلزله‌های دور و نزدیک



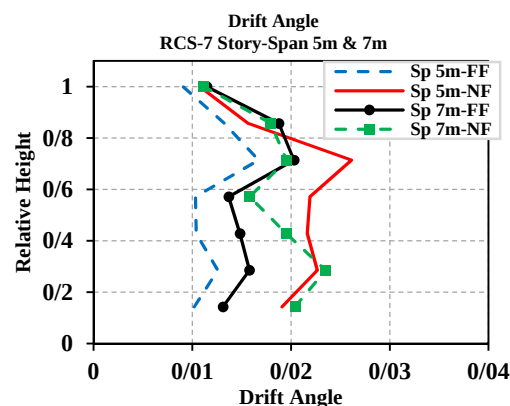
شکل ۱۹ جابجایی طبقات سازه‌های ۴ طبقه



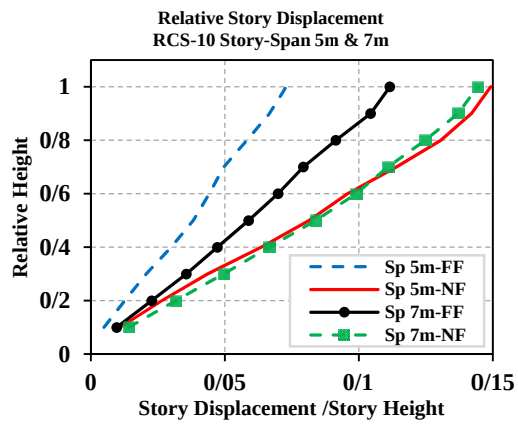
شکل ۱۸ زاویه دریفت طبقات سازه‌های ۴ طبقه



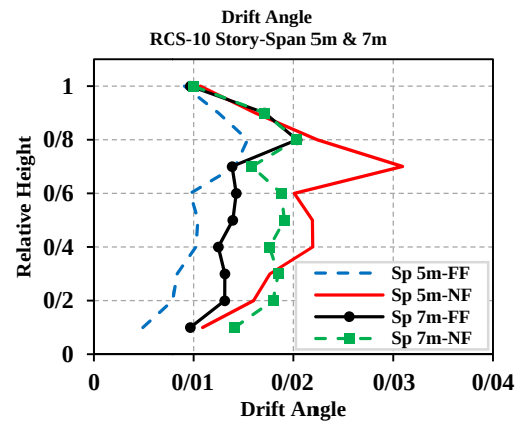
شکل ۲۱ جابجایی طبقات سازه‌های ۷ طبقه



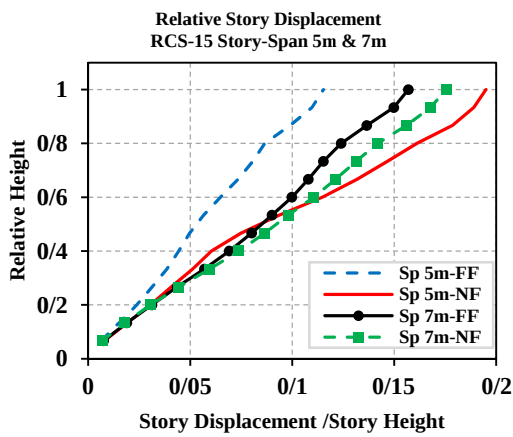
شکل ۲۰ زاویه دریفت طبقات سازه‌های ۷ طبقه



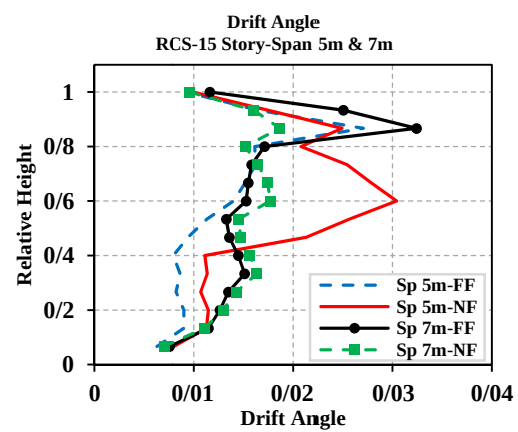
شکل ۲۳ جابجایی طبقات سازه‌های ۱۰ طبقه



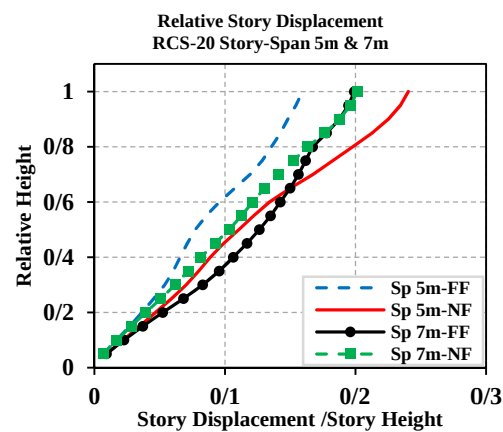
شکل ۲۲ زاویه دررفت طبقات سازه‌های ۱۰ طبقه



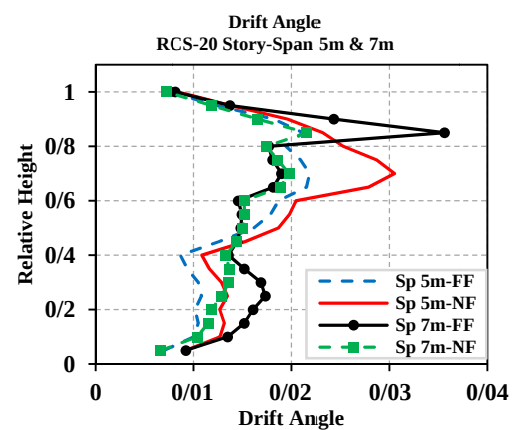
شکل ۲۵ جابجایی طبقات سازه‌های ۱۵ طبقه



شکل ۲۴ زاویه دررفت طبقات سازه‌های ۱۵ طبقه



شکل ۲۷ جابجایی طبقات سازه‌های ۲۰ طبقه



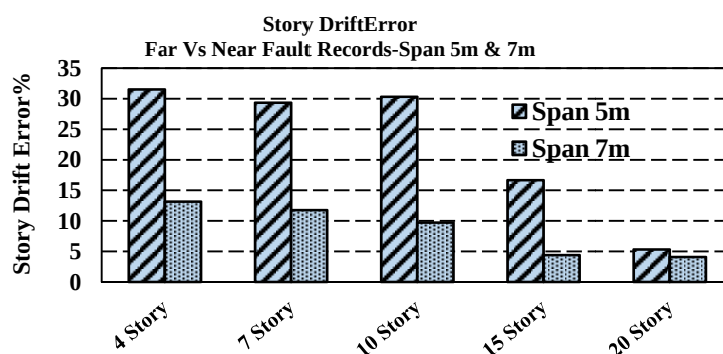
شکل ۲۶ زاویه دررفت طبقات سازه‌های ۲۰ طبقه

به‌منظور محاسبه درصد خطای هر روش از رابطه (۱) که توسط پینهو و همکاران معرفی شده است، استفاده می‌شود.

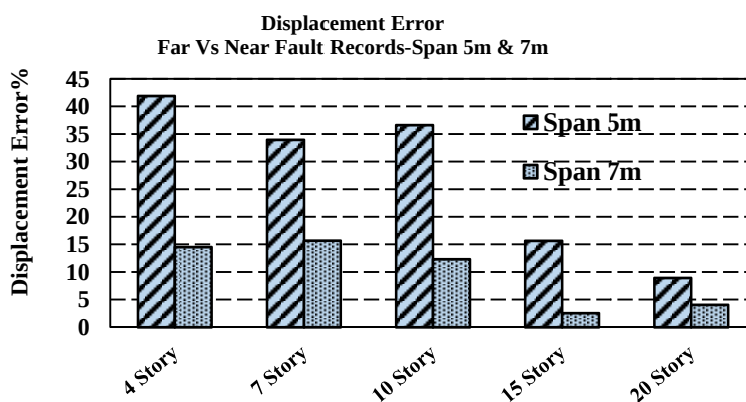
$$\text{Error}(\%) = \frac{100}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta_{i\text{Far Fault}} - \Delta_{i\text{Near Fault}}}{\Delta_{i\text{Far Fault}}} \right)^2} \quad (1)$$

در رابطه فوق، n تعداد طبقات سازه، $\Delta_{i\text{Near Fault}}$ حداکثر تغییر مکان نسبی یا مطلق در طبقه i حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای نزدیک از گسل، $\Delta_{i\text{Far Fault}}$ حداکثر تغییر مکان نسبی یا مطلق در طبقه i حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای دور از گسل می‌باشد.

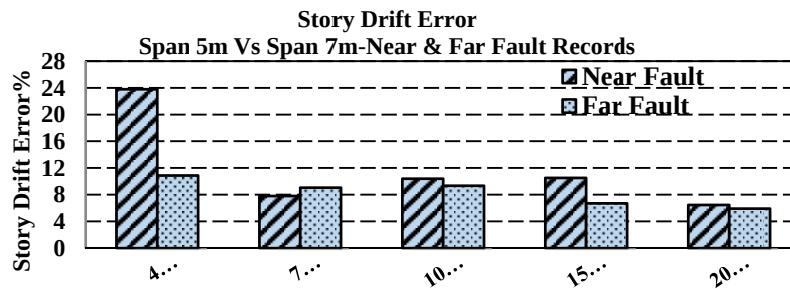
همانطور که از نمودارهای شکل (۱۸) تا شکل (۲۷) مشخص است دریفت و جابجایی ناشی از رکوردهای دور از گسل در سازه‌های با دهانه ۷ متری میزان بیشتری نسبت به سازه‌های با دهانه ۵ متری دارد. که البته با افزایش ارتفاع سازه این اختلاف کاهش می‌یابد. اما دریفت و جابجایی ناشی از زلزله‌های نزدیک از گسل در سازه‌های با دهانه ۷ متری مقادیر کمتری نسبت به سازه‌های با دهانه ۵ متری دارد. از طرفی سازه‌ها در برابر زلزله نزدیک گسل با افزایش ارتفاع، سازه‌های با دهانه ۷ متری نتایج زاویه دریفت کمتر و بهتری نسبت به سازه‌های با دهانه ۵ متری دارند. شکل (۲۸) و شکل (۲۹)، مقادیر اختلاف زاویه دریفت و جابجایی تحت رکوردهای دور از گسل را در مقایسه با شتاب‌نگاشت‌های نزدیک از گسل بین سازه‌های دهانه ۷ متری و دهانه ۵ متری نشان می‌دهد.



شکل ۲۸ اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه زاویه دریفت طبقات در سازه‌های مورد مطالعه

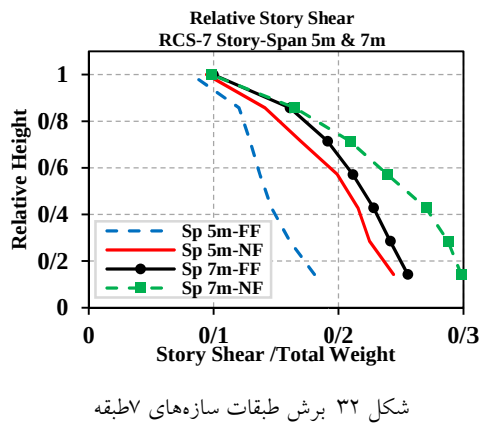
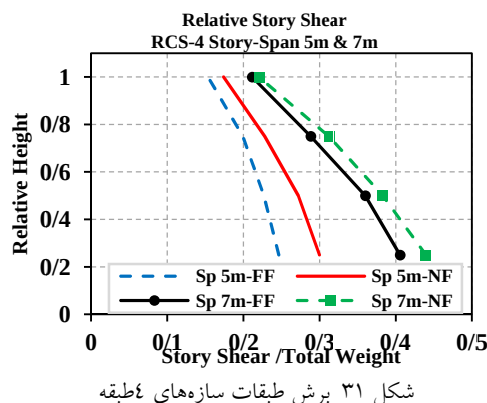


شکل ۲۹ اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه جابجایی طبقات در سازه‌های مورد مطالعه



شکل ۳۰ اختلاف ناشی از اثر طول دهانه در محاسبه زاویه دریفت طبقات در سازه‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل

نزدیک گسل است. و بیشترین اختلاف دریفت بین دهانه ۵ و ۷ متری مربوط به سازه ۴ طبقه تحت زلزله نزدیک گسل ۲۴ درصد است و کمترین اختلاف مربوط به سازه ۲۰ طبقه تحت زلزله دور از گسل حدود ۶ درصد است. در شکل (۳۱) تا شکل (۳۵) نتایج برش طبقات حاصل از شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک از گسل برای سازه‌های دهانه ۷ متری در مقایسه با دهانه ۵ متری ارائه شده است.



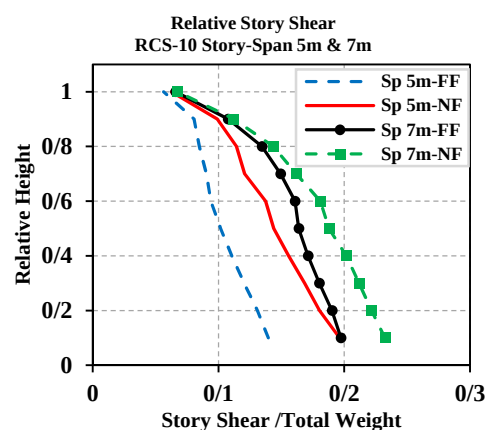
نتایج حاصل از شکل‌های شکل (۲۸) شکل (۲۹) نشان می‌دهند که هرچه طول دهانه بیشتر شود اختلاف بین دریفت و جابجایی ناشی از زلزله‌های دور از گسل و نزدیک از گسل کمتر می‌شود، و با افزایش تعداد طبقات اختلاف جابجایی و دریفت بین دو نوع رکورد دور از گسل و نزدیک از گسل کمتر می‌شود. این اثر بین سازه‌های دهانه ۵ متری و ۷ متری مشترک است. بیشترین اختلاف ناشی از رکوردهای دور از گسل و نزدیک گسل در محاسبه زاویه دریفت و جابجایی مربوط به سازه دهانه ۵ متری به ترتیب حدود ۳۲ درصد و ۴۲ درصد و برای سازه‌های دهانه ۷ متری تقریباً به ترتیب ۱۳ درصد و ۱۶ درصد مربوط به سازه‌های کوتاه مرتبه است. کمترین اختلاف ناشی از رکوردهای دور از گسل و نزدیک گسل در محاسبه زاویه دریفت و جابجایی مربوط به سازه دهانه ۵ متری به ترتیب حدود ۵ درصد و ۹ درصد و برای سازه‌های دهانه ۷ متری به ترتیب تقریباً ۴ درصد و ۲/۵ درصد مربوط به سازه‌های بلند مرتبه هستند.

شکل (۳۰) اختلاف زاویه دریفت بین سازه‌های با دهانه ۵ و ۷ متری را تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل بیان می‌کند که نتایج نشان می‌دهد، هر چه تعداد طبقات بیشتر گردد اختلاف دریفت بین سازه‌های با دهانه ۵ متری و ۷ متری تحت زلزله دور از گسل و نزدیک از گسل کمتر می‌شود. و در مقایسه نتایج دریفت دور و نزدیک از گسل می‌توان گفت که اختلاف دریفت بین دو نوع دهانه مورد بررسی، تحت زلزله‌های دور از گسل کمتر از همین اختلاف تحت زلزله‌های

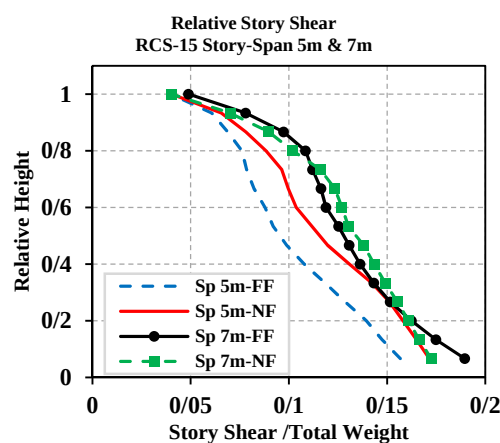
گسل در سازه‌های دهانه ۷ بیشتر از برش طبقات سازه‌ها با دهانه ۵ متری هستند و تحت زلزله دور از گسل نیز همین نتیجه مشاهده می‌گردد. با افزایش تعداد طبقات اختلاف مقادیر برش طبقات ناشی از زلزله‌های دور و نزدیک گسل کاهش می‌یابد که این اثر بین دهانه‌های ۵ و ۷ متری مشترک است به نحوی که مقادیر برش طبقات حاصل از سازه‌های دهانه ۷ متری از سازه‌های دهانه ۵ متری بیشتر است. از طرفی برش طبقات ناشی از دو نوع رکورد در سازه با دهانه ۷ متری بسیار به هم نزدیک هستند این در حالیست که این اتفاق با این وضوح برای سازه‌های دهانه ۵ متری رخ نداده است. برش پایه در سازه‌های دهانه ۷ متری نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه، برش پایه حاصل از زلزله‌های دور از گسل نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل افزایش می‌یابد که این اثر در سازه‌های دهانه ۵ متری مشاهده نشده است.

شکل (۳۶) ۶-۱۹، مقادیر اختلاف برش و نیروی طبقات تحت رکوردهای دور از گسل را در مقاسه با شتاب‌نگاشت‌های نزدیک از گسل بین سازه‌های دهانه ۷ متری و دهانه ۵ متری نشان می‌دهد.

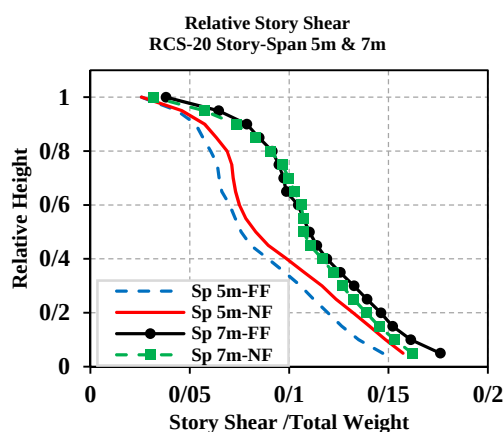
در شکل (۳۶) ۶-۱۹، هر چه طول دهانه بیشتر شود اختلاف بین دو مقدار برش طبقات سازه‌ها ناشی از دو نوع رکورد مورد مطالعه کمتر می‌شود و این در حالیست که هر چه تعداد طبقات بیشتر شود اختلاف برش طبقات بین رکورد دور و نزدیک از گسل نیز کمتر می‌شود. بیشترین اختلاف برش طبقات تحت زلزله‌های دور از گسل و نزدیک از گسل سازه‌های دهانه ۵ و ۷ متری به ترتیب به مقدار حدود ۱۳ و ۵ درصد مربوط به سازه‌های کوتاه مرتبه است و کمترین اختلاف برش طبقات سازه دهانه ۵ و ۷ متری به ترتیب به مقدار تقریبی ۲ درصد و ۱ درصد برای سازه‌های بلند مرتبه است.



شکل ۳۳ برش طبقات سازه‌های ۱۰ طبقه

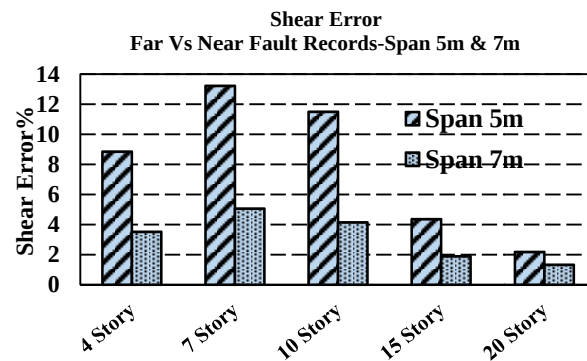


شکل ۳۴ برش طبقات سازه‌های ۱۵ طبقه

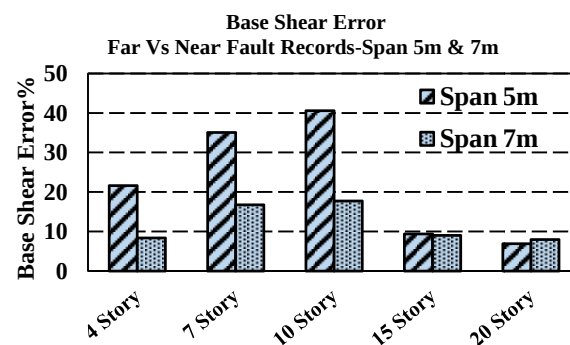


شکل ۳۵ برش طبقات سازه‌های ۲۰ طبقه

با توجه به نمودارهای شکل (۳۱) تا شکل (۳۵) می‌توان دریافت که برش طبقات ناشی از رکورد نزدیک



شکل ۳۶ اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه برش طبقات در سازه‌های مورد مطالعه



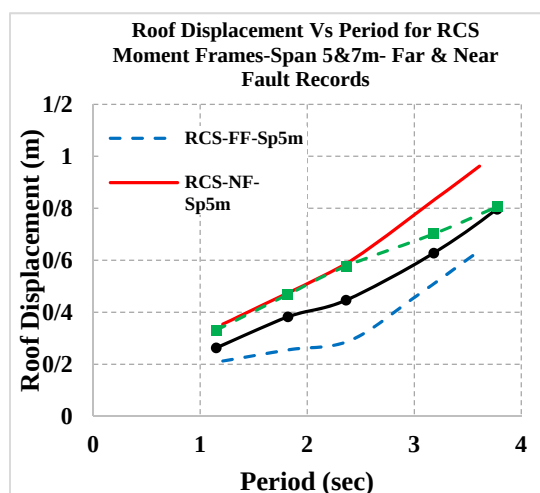
شکل ۳۷ اختلاف ناشی از اثر طول دهانه در محاسبه برش پایه در سازه‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل

نوع دهانه به هم نزدیک هستند در حالیکه در پیوندهای بالاتر این جابجایی در سازه‌های دهانه ۵ متری بیشتر است. اما ناشی از رکوردهای دور از گسل در تمام پیوندها جابجایی بام ناشی از دهانه ۷ متری بیشتر از دهانه‌های ۵ متری است. از طرفی در هر دو نوع طول دهانه، این جابجایی ناشی از نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل است. در رابطه با برش پایه در این نمودارها می‌توان گفت که برش پایه ناشی از هر دو نوع رکورد در دهانه‌های ۷ متری بیشتر از همان رکوردها در دهانه ۵ متری است و از طرفی در پیوندهای بیشتر، در دهانه ۷ متری برش پایه ناشی از رکورد دور از گسل بیشتر از نزدیک گسل شده است. و این نشان می‌دهد که در سازه‌های بلند مرتبه دهانه ۷ متری در رابطه با برش پایه، رکوردهای دور از گسل حاکم هستند. در حالیکه در تمام سازه‌های دهانه ۵ متری نزدیک گسل حاکم است.

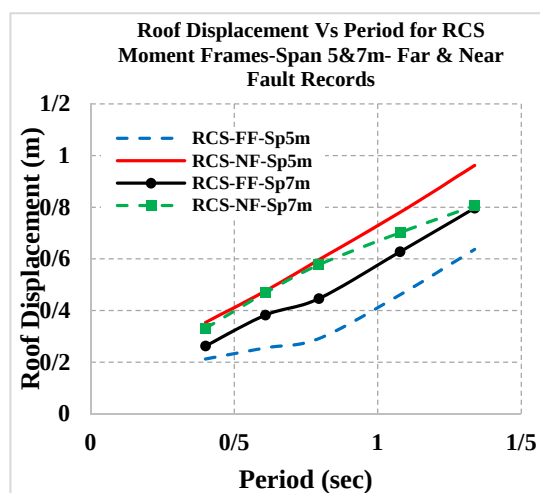
از شکل (۳۷) می‌توان مشاهده کرد که اثر زلزله نزدیک گسل بر برش پایه در سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه هر دو نوع دهانه بیشتر از سازه‌های بلند مرتبه است، به نحوی که کمترین اختلاف برش پایه در سازه‌های دهانه ۵ متری در حدود ۷ درصد و در سازه‌های دهانه ۷ متری در حدود ۸ درصد است. اختلاف برش پایه بین رکوردهای دور و نزدیک گسل سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه در سازه‌های با دهانه ۵ متری به مراتب بیشتر از سازه‌های با دهانه ۷ متری است.

در شکل‌های (۳۸ و ۲۱-۶ و ۴۱ و ۲۴-۶) تا شکل نمودارهای مربوط به جابجایی بام و برش پایه بر حسب زمان تناوب آیین نامه ۲۸۰۰ و زمان تناوب مود اول نوسان سازه‌ها آورده شده است.

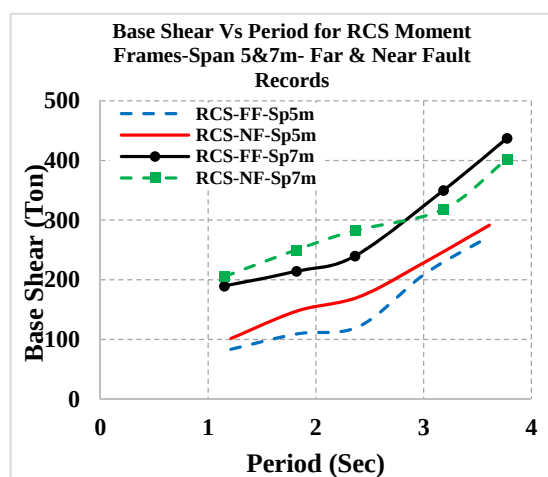
جابجایی بام ناشی از رکوردهای نزدیک گسل در سازه‌های کوتاه مرتبه (پیوندهای پایین تر)، در هر دو



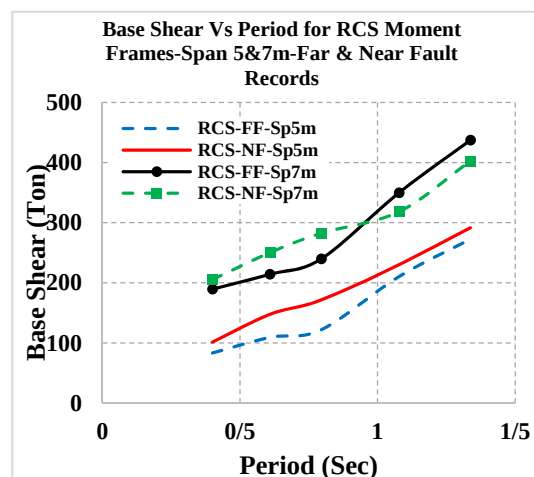
شکل ۳۹ جابجایی بام در مقابل پریود مود اول نوسان ناشی از رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل برای سازه‌های مرکب



شکل ۳۸ جابجایی بام در مقابل پریود آیین نامه ۲۸۰۰ ناشی از رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل برای سازه‌های مرکب



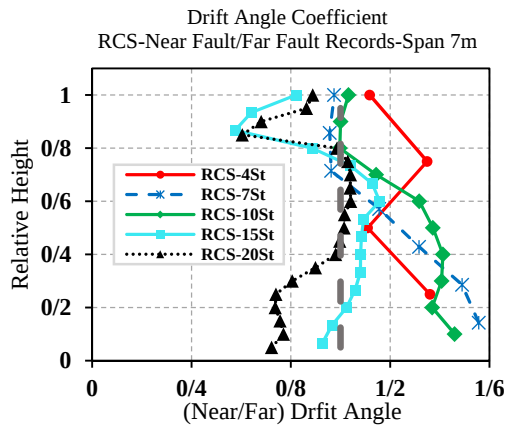
شکل ۴۱ برش پایه در مقابل پریود مود اول نوسان ناشی از رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل برای سازه‌های مرکب



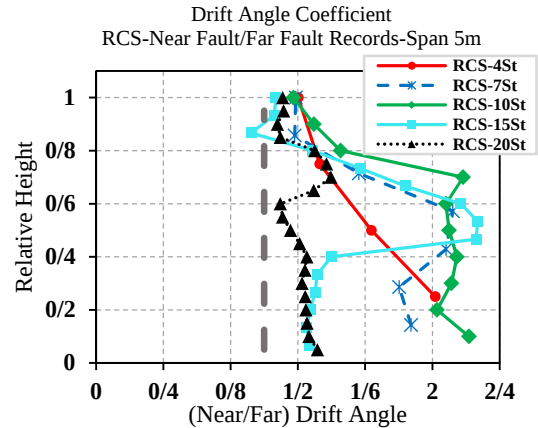
شکل ۴۰ برش پایه در مقابل پریود آیین نامه ۲۸۰۰ ناشی از رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل برای سازه‌های مرکب

کننده بیشتر بودن نتایج رکورد نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل است.

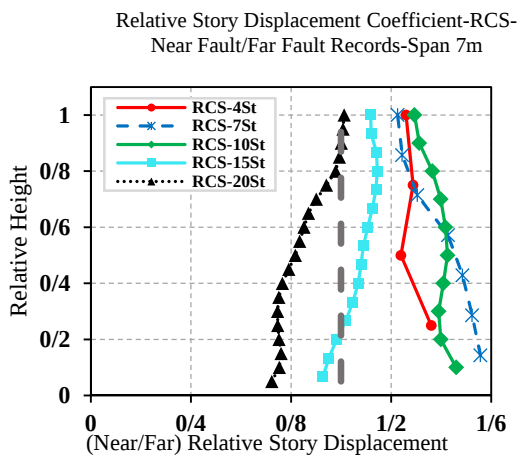
در شکل (۴۲) تا شکل (۴۷) نمودار نسبت زاویه دریافت، جابجایی و برش طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل سازه‌های با دهانه ۵ متری و ۷ متری ارائه شده است. محدوده برابری نتایج رکورد نزدیک گسل و دور از گسل مشخص شده است و طبق آن نقاطی از نمودارها که بیشتر از ۱ شده اند مشخص



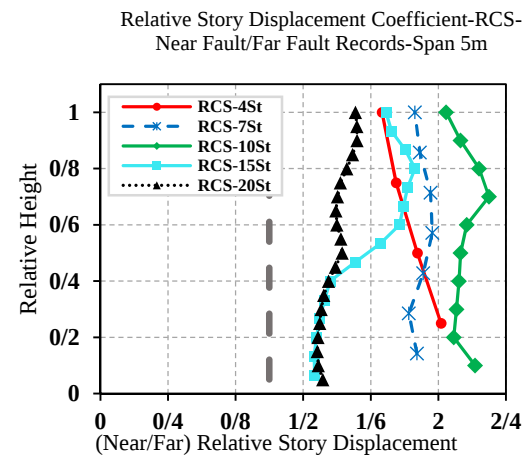
شکل ۴۳ نسبت زاویه دررفت طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل سازه‌های با دهانه ۷ متری



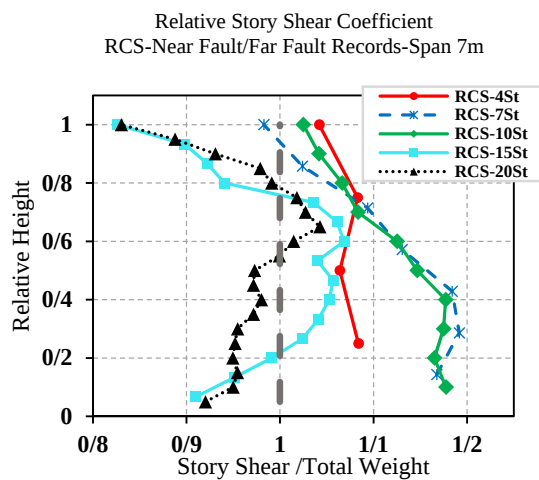
شکل ۴۲ نسبت زاویه دررفت طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل سازه‌های با دهانه ۵ متری



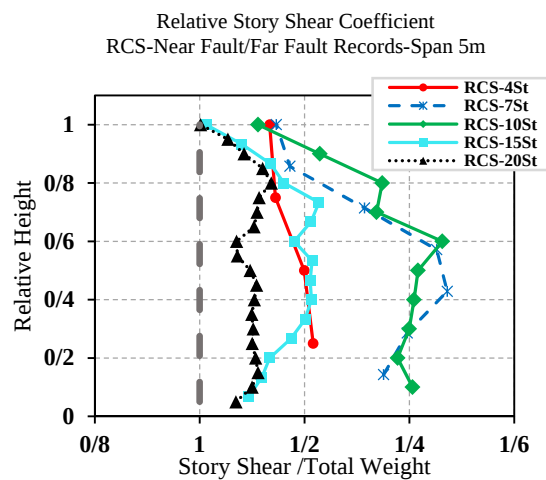
شکل ۴۵ نسبت جابجایی طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل سازه‌های با دهانه ۷ متری



شکل ۴۴ نسبت جابجایی طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل سازه‌های با دهانه ۵ متری

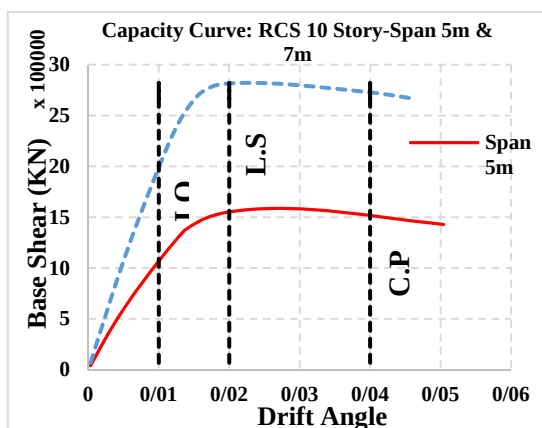


شکل ۴۷ نسبت برش طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل سازه‌های با دهانه ۷ متری

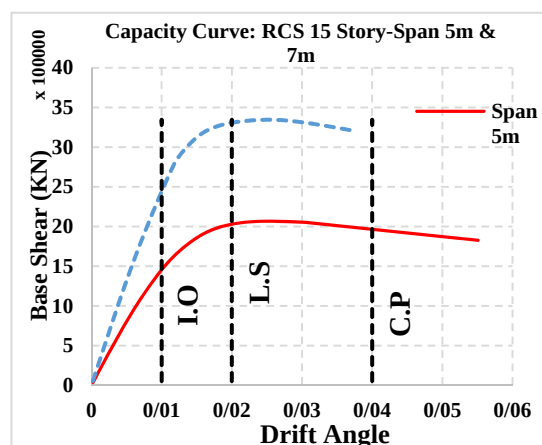


شکل ۴۶ نسبت برش طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل سازه‌های با دهانه ۵ متری

یافته است.



شکل ۴۸ منحنی ظرفیت سازه‌های ۱۰ طبقه مرکب



شکل ۴۹ منحنی ظرفیت سازه‌های ۱۵ طبقه مرکب

نتیجه‌گیری

۱. جابجایی و زاویه دررفت طبقات سازه‌های با دهانه ۵ متری تحت رکورد نزدیک گسل بیشتر از جابجایی و زاویه دررفت ناشی از رکوردهای دور از گسل است. در حقیقت به دلیل بیشتر بودن انرژی ورودی به سازه در اثر زلزله‌های نزدیک گسل در کلیه سازه‌های مورد بحث جابجایی ناشی از زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از جابجایی ناشی از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد.
۲. با افزایش تعداد طبقات اختلاف جابجایی و زاویه دررفت ناشی از رکوردهای دور و نزدیک گسل

شکل (۴۲) و شکل (۴۳) نشان می‌دهد که در

همه سازه‌های دهانه ۵ متری نتایج زاویه دررفت ناشی از نزدیک گسل بیشتر از زاویه دررفت ناشی از زلزله های دور از گسل است. از طرفی سازه‌های بلند مرتبه دهانه ۷ متری در طبقات تحتانی و فوقانی زاویه دررفت ناشی از دور از گسل بیشتر از زاویه دررفت نزدیک گسل است و در بقیه سازه‌ها زاویه دررفت نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل است. و از طرفی در سازه میان مرتبه در طبقات فوقانی نتایج دور و نزدیک گسل برابر شده اند.

شکل (۴۴) و شکل (۴۵) نشان می‌دهد که

جابجایی طبقات ناشی از رکوردهای نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل است. اما در دهانه های ۷ متری، جابجایی سازه‌های بلند مرتبه ناشی از دور از گسل بیشتر از نزدیک گسل است. شکل (۴۶) و شکل (۴۷) نیز نشان می‌دهد که برش طبقات همه سازه‌های دهانه ۵ متری ناشی از رکوردهای نزدیک گسل بیشتر از برش طبقات ناشی از رکوردهای دور از گسل است. اما درمورد سازه‌های دهانه ۷ متری در سازه‌های بلندمرتبه برش طبقات تحتانی و فوقانی ناشی از رکوردهای دور از گسل بیشتر از نزدیک گسل است.

به منظور بررسی ظرفیت قاب‌های RCS از تحلیل

استاتیکی غیرخطی با الگوی بار مثلثی استفاده شده است. و نتایج برای سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه در شکل های (۴۸) و (۴۹) ارائه گردیده است. تغییر مکان هدف با استفاده از نشریه ۳۶۰ [۲۱] برای قاب‌های مورد نظر محاسبه شده است. محدوده سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (I.O)، ایمنی جانی (L.S) و آستانه فروریزش (C.P) نیز بر اساس FEMA356 [19] نشان داده شده است. طبق نمودارهای مذکور می‌توان دریافت که با افزایش طول دهانه ظرفیت نهایی قاب مرکب افزایش یافته است که این امر نشانگر مزیت تیرهای فولادی در پوشش دهانه‌های بلند است. از طرفی با افزایش طول دهانه شکل پذیری قاب مرکب کاهش

- کاهش می یابد.
۳. برش پایه سازه‌های دهانه ۵ متری تحت رکورد نزدیک گسل بیشتر از برش پایه تحت رکوردهای دور از گسل است و با افزایش تعداد طبقات این اختلاف کاهش می یابد.
۴. با افزایش طول دهانه در سازه کوتاه مرتبه اثر زلزله نزدیک گسل حاکم است و در سازه‌های بلند مرتبه اثر زلزله های دور از گسل حاکم است. در حقیقت با افزایش طول دهانه اثر زلزله دور از گسل در سازه‌های بلند بیشتر می شود.
۵. با افزایش طول دهانه اختلاف برش پایه ناشی از زلزله های دور و نزدیک گسل کمتر می شود.
۶. در همه سازه‌های دهانه ۵ متری نتایج زاویه دریافت ناشی از نزدیک گسل بیشتر از زاویه دریافت ناشی از
- زلزله های دور از گسل است. از طرفی سازه‌های بلند مرتبه در دهانه های ۷ متری، جابجایی سازه‌های بلند مرتبه ناشی از دور از گسل بیشتر از نزدیک گسل است.
۸. سازه‌های بلندمرتبه دهانه ۷ متری برش طبقات تحتانی و فوقانی ناشی از رکوردهای دور از گسل بیشتر از نزدیک گسل است.
۹. با افزایش طول دهانه ظرفیت نهایی قاب مرکب افزایش یافته است که این امر نشانگر مزیت تیرهای فولادی در پوشش دهانه‌های بلند است.

مراجع

1. P. Cordova, P. and G.G. Deierlein, "Validation of the seismic performance of composite RCS frames: full-scale testing, analytical modeling, and seismic design". The John A. Blume Earthquake Engineering Center Dept. of Civil and Environmental Engineering Stanford University, (2005).
2. G. G. Deierlein, "Design of moment connections for composite framed structures". University of Texas at Austin. (1988).
3. T. M. Sheikh, G.G. Deierlein, J. Yura, J. Jirsa, "Beam-column moment connections for composite frames: Part 1", *Journal of Structural Engineering*. Vol: 115(11): p. 2858-2876. (1989).
4. G. G. Deierlein, T.M. Sheikh, J. Yura, J. Jirsa, "Beam-column moment connections for composite frames: Part 2", *Journal of Structural Engineering*. Vol: 115(11): p. 2877-2896. (1989).
۵. س.ع. حسینی، م.م. رنجبر، ج. رزاقی، ر. مدندوست، "بررسی اتصالات و تحلیل لرزه ای قاب مرکب فولادی و بتنی (RCS)"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه گیلان، (۱۳۸۳).
۶. س.ع. حسینی، ج. رزاقی، س. پورزینعلی، ع. حسین نژاد، "تحلیل قابلیت اعتماد قاب‌های مختلط RCS"، دومین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران، دانشگاه علم و صنعت، عمران، (۱۳۸۴).
۷. ک. پرهیزگار، ح. آقابرانی، "بررسی قاب‌های خمشی مختلط RCS تحت بارگذاری لرزه ای"، سومین همایش ملی عمران شهری، سنندج، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سنندج، (۱۳۹۰).
۸. م. حبشی زاده، م. چناقلو، ک. عابدی و ح. افشین، "مدلسازی قاب‌های خمشی ویژه RCS و بررسی رفتار اتصالات بر روی رفتار کلی این قاب‌ها"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، جلد ۴۴، شماره ۲، (۱۳۹۳).

۹. ح. اسدی مندی، م. حسینعلی بیگی، امینی راد، "بررسی ضوابط طراحی سازه‌های مرکب بر اساس آیین نامه های AISC, EUROCODE و مقایسه فنی و اقتصادی آنها"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علوم و فنون مازندران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۸۰).
۱۰. ه. حبیب آگهی، ع. سلاجقه، ج. سلاجقه، "بهینه سازی عملکردی و اطمینان پذیری سازه‌های ترکیبی RCS"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه شهید باهنر کرمان، (۱۳۸۷).
11. Chen C. H, Lai W. C, Cordova P, Deierlein G. G, Tsai K. C. "Pseudo-dynamic test of full-scale RCS frame: Part I – Design, Construction, and Testing", to appear in NCRE Workshop Proceedings. (2004).
12. Cordova P, Deierlein G. G. "Validation of the seismic performance of composite RCS frames: full-scale testing, analytical modeling, and seismic design".The John A. Blume Earthquake Engineering Center Dept. of Civil and Environmental Engineering Stanford University. (2005).
13. OpenSees, "Open System for Earthquake Engineering Simulation", Available from URL: 9(<http://opensees.berkeley.edu>), (2009).
14. ACI 318-08, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Portland Cement Association, American Concrete Institute, (2008).
15. AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, A ANSI - Inc: Chicago, IL, (2005).
16. ASCE 7-10. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, ISBN 978-0-7844-1085-1, (2010).
17. <http://ngawest2.berkeley.edu/> [Online].
۱۸. کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰-۹۲) ویرایش چهارم، تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۸۴).
19. FEMA-356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", ASCE (Funded by Federal Emergency Management Agency),(2000).
20. <http://seissoft.com/en/Download.aspx>.
۲۱. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود نشریه شماره ۳۶۰، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، (۱۳۸۵).

بکارگیری روش المان محدود در تحلیل همبسته سدهای خاکی و برآورد فشار آب منفذی*فرهود کلاته^(۱)فریده حسین نژاد^(۲)

چکیده افزایش قابل ملاحظه فشارهای آب منفذی هسته حین ساخت سدهای خاکی می‌تواند منجر به بروز پدیده‌ی شکست هیدرولیکی هنگام آبگیری سد گردد. لذا اطلاع کامل از الگوی ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای در هسته سد امری ضروری می‌باشد. در تحقیق حاضر با بکارگیری روش المان محدود در تحلیل همبسته سدهای خاکی، مقادیر فشار آب منفذی و تغییر مکان‌های ایجاد شده حین ساخت سد درونگر با استفاده از کد نگاشته شده در محیط فرترن برآورد گردیده و نتایج با داده‌های ابزار دقیق مقایسه شده‌اند. در نهایت با استفاده از آنالیز بازگشتی مقدار واقعی نفوذپذیری هسته و نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مشخص شده است.

واژه‌های کلیدی سد خاکی، معادلات بیوت، تحلیل کوپل، فشار آب منفذی.

Using the Finite Element Method in the Coupled Analysis of Earth Dams and Estimating the Associated Pore Water Pressure

F. Kalateh

F. Hosseinejad

Abstract A significant increase in pore water pressure during construction of earth dams may lead to the hydraulic fracture of dam body in pounding. Thus having sufficient information about generation pattern of excess pore water pressure inside the core is essential. In the present study, using finite element method in coupled analysis of earth dams, excess pore water pressure and displacement values are estimated during the construction of Daroongar dam by developed Fortran code, and the results were compared with instrumentation data. Finally the actual amounts of horizontal and vertical permeability coefficients were determined for the materials by regression analysis.

Key Words Earth Dam, Biot Equations, Coupled Analysis, Pore Water Pressure.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۲/۲ می‌باشد.

(۱) استادیار، دانشکده مهندسی عمران- دانشگاه تبریز.

(۲) نویسنده مسئول، دانشجوی دکتری، مهندسی عمران- سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه تبریز. Email: farideh_hosseinejad@yahoo.com

مقدمه

امنیت سازه های بزرگ، حفاظت زیست محیطی و کاهش خسارات وارده در بلایای طبیعی مستلزم فهم درستی از دلایل و مکانیزم های فرایند تغییر شکل سازه- هاست [1]. سدها از جمله سازه های مهندسی ساخت دست بشر می باشند که به طور مستقیم با آب و نیروهای مخرب آن در تماس هستند. در یک دسته بندی کلی سدها به دو نوع بتنی و خاکی تقسیم بندی می شوند. سدهای خاکی و سنگریز به واسطه مزیت های نسبی که در مقایسه با سایر انواع سدها دارند، دارای جایگاه ویژه ای بوده و بخش عمده ای از سدهای احداث شده در سطح جهان را (در حدود ۸۳ درصد) به خود اختصاص داده اند [۲]. اطلاعات آماری اشاره بر این دارد که سدهای خاکی بیش از سدهای بتنی در معرض تخریب هستند و بیش تر خرابی ها یا آسیب دیدگی های سدهای خاکی در حین ساخت و یا اولین آبیگری بوده است [3]. یکی از مشکلات اساسی در سدهای خاکی افزایش اضافه فشار آب حفره ای در هسته سد طی مراحل ساخت و آبیگری می باشد که این مسئله می تواند منجر به پیدایش ترک هیدرولیکی در سد شود. لذا توانایی پیش بینی گسترش و توزیع (زائل شدن) اضافه فشار آب حفره ای در بررسی رفتار چنین سازه هایی از اهمیت بالایی برخوردار است [۴]. روش المان محدود ابزار قدرتمندی برای تحلیل و حل مسائل در ساخت سدهای خاکی می باشد چون می تواند تغییر مکانهای داخلی هسته و پوسته را محاسبه کرده و در نتیجه توزیع تنش و انتقال بار داخل مقاطع سد را بدست دهد [۵]. محققان بسیاری از این روش برای بررسی تغییر شکل ها و تنش های سدهای خاکی در مرحله ساخت و اولین آبیگری استفاده کرده اند [5-12] و [۴] و [1]. اما در اکثر موارد در تحلیل ها از روش تنش کل بهره گرفته شده [6,8,9,10,12,13] و در صورت استفاده از روش تنش موثر نیز اضافه فشارهای حفره ای ایجاد شده به واسطه ضریب پیش فرضی از تنش فرض شده است که تا حدی محافظه کارانه است. از اینرو رویکرد تحلیل همبسته (کوپل) که مبنای آن روش تنش موثر می باشد

توسط برخی محققین اتخاذ شده است [۴, 5, 11, ۱۴]. بررسی فشار منفذی ایجاد شده در هسته سدهای خاکی نیز به دلیل اهمیت فراوانش مورد توجه محققین زیادی بوده است. پاکزاد و حسینی [۱۵]، با استفاده از نتایج پیژومترهای به کار رفته در پی و بدنه سد کرخه، وضعیت سد را پس از آبیگری بررسی کرده و نشان دادند با توجه به ضریب فشار منفذی ماکزیمم حین ساخت و آبیگری، بروز پدیده شکست هیدرولیکی در این سد غیرمحمتمل است. همچنین حسینی و همکاران [۱۶]، افزایش فشار منفذی در هسته سد کرخه را هنگام ساخت و آبیگری همزمان، مورد ارزیابی قرار داده و نشان دادند نتایج تحلیل های عددی در دوران ساخت نسبت به محور سد تقارن دارند ولی حین آبیگری مقدار فشار منفذی بالادست از حالت تقارن خارج شده و افزایش می یابد. نیرومند و همکاران [۱۷]، نیز با استفاده از نتایج ابزار دقیق و آنالیز برگشتی انجام شده با نرم افزار CA2، عملکرد سد کرخه را بررسی کردند و نشان دادند به دلیل طولانی تر شدن مدت اجرا، مقادیر فشار منفذی حدودا نصف مقادیر در نظر گرفته شده در طراحی هستند. حبشی و همکاران [۱۸]، فشار آب منفذی ایجاد شده در هسته سد خاکی دوستی را با استفاده از آمار اندازه گیری شده و نتایج تحلیلی بدست آمده مورد بررسی قرار داده و با استفاده از تحلیل بازگشتی نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مصالح هسته را برابر با ۲ بدست آوردند. ملکی و علوی فر [19] رفتارنگاری مسجد سلیمان را به همراه آنالیز عددی توسط کد نرم افزار FLAC 4.0 مورد بررسی قرار داده و پارامترهای ضریب فشار آب منفذی و نسبت قوس- شستگی را محاسبه کردند. سروش و اخترپور [۲۰] مراحل ساخت و اولین آبیگری سد خاکی مسجد سلیمان را با نرم افزار Plaxis 7.2 مدل کرده و فشارهای منفذی بدست آمده را با نتایج حاصل از ابزار دقیق مقایسه کردند و با استفاده از آنالیز بازگشتی نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مصالح هسته را ۲/۵ بدست آوردند آنها همچنین نشان دادند در زمان های اولیه خاکریزی بدلیل کم بودن سربار و اشباع نبودن کامل خاک، مقادیر اندازه

بیشتر به جزئیات معادلات پرداخته است [23-25]. در چند دهه اخیر نیز تحقیقات فراوانی در زمینه حل عددی معادلات همبسته در محیط‌های متخلخل صورت گرفته و این معادلات به طور گسترده‌ای در تحلیل دینامیکی سدهای خاکی به کار گرفته شده‌اند [26]. در بررسی حاضر با استفاده از فرم شبه استاتیکی و دینامیکی معادلات همبسته بیوت ساخت مرحله‌ای بدنه سد خاکی درونگر در ده لایه مدل می‌شود و مقادیر اضافه فشار منفذی و نشست‌های محاسبه شده با داده‌های ابزار دقیق مقایسه می‌شوند و از نتایج حاصل مقدار مناسب نسبت ضریب نفوذپذیری افقی به نفوذپذیری قائم، جهت انطباق بهتر نتایج با داده‌های ابزار دقیق تعیین می‌شود.

معادلات حاکم

معادلات حاکم بر رفتار محیط متخلخل اشباع که دارای تنها یک سیال حفره‌ای هستند بر اساس تعادل کلی ترکیب جامد-سیال حفره‌ای، معادله تعادل سیال حفره-ای تحت عنوان معادله عمومی دارسی، معادله تعادل جرم سیال و مفهوم تنش موثر به صورت زیر بیان می‌شود [23,24].

$$\sigma_{ij,j} + p\ddot{u}_i + \frac{\rho_f[\dot{v}_i + v_j v_{i,j}]}{n} - \rho b_i = 0 \quad (1)$$

$$p_{,i} + V_i^D + \rho_f \ddot{u}_i + \frac{\rho_f[v_i + v_j v_{i,j}]}{n} - b_i = 0 \quad (2)$$

$$-v_{i,i} + \dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{n\dot{p}}{K_f} + \frac{(1-n)\dot{p}}{K_s} - \frac{K_{av}}{K_s} \left(\dot{\varepsilon}_{i,i} + \frac{\dot{p}}{K_s} \right) \rho + \frac{n\dot{p}_f}{\rho_s} + \dot{\theta} = 0 \quad (3)$$

اندیس‌های i و j برابر ۱ تا ۳ می‌باشند و نشان دهنده جهت‌ها (x_1, x_2, x_3) در سیستم مختصات کارتزین می‌باشند. σ_{ij} تانسور تنش کل در نقطه (x_1, x_2, x_3) و علامت "z" نشان دهنده مشتق ضمنی نسبت به جهت x_j می‌باشد ($\frac{\partial}{\partial x_j}$). در واقع در حالت کلی معادله (۱) شامل سه معادله مستقل است (تعادل نیروها در جهات x_1, x_2, x_3)، که در حالت کرنش مسطح تبدیل به دو معادله می‌شود. در معادله تعادل کلی، چگالی کل ترکیب (ρ) به صورت زیر محاسبه می‌شود.

گیری شده فشار آب منفذی کمتر از مقادیر محاسبه شده است و با افزایش تراز خاکریز اختلاف این دو مقدار کمتر می‌شود. زمردیان و پوچی [۱۴] طی یک بررسی با استفاده از نرم‌افزار GeoStudio رفتار سد خاکی مسجد سلیمان در حین ساخت و اولین آبیگری را به روش عددی و به صورت همبسته تحلیل کرده و نتایج حاصل برای فشار آب منفذی، ضریب فشار آب منفذی و تنش کل را با داده‌های ابزار دقیق مقایسه کرده و نشان دادند مقادیر محاسباتی و اندازه‌گیری شده برای فشار منفذی در ترازهای پایین‌تر مطابقت بیشتری دارند ولی در ترازهای بالاتر مقادیر اندازه‌گیری شده بیشتر از مقادیر محاسباتی است. حین ساخت سدهای خاکی به دلیل ازدیاد سربارهای ناشی از افزایش ضخامت خاکریزی تغییر مکان‌هایی در بدنه و پی سد اتفاق می‌افتد که نرخ افزایش آنها وابسته به نفوذپذیری مصالح می‌باشد. از طرفی سرعت بالای خاکریزی یکی از عوامل افزایش فشار آب منفذی داخل هسته به شمار می‌رود. در مکانیک خاک تغییر شکل حجمی خاک ناشی از تغییر تنش موثر با عبارت تحکیم بیان می‌شود و سرعت تحکیم در خاک اشباع با سرعت خروج آب از خاک تعیین می‌شود؛ بنابراین فرایند تغییر شکل و جریان حفره‌ای در محیط‌های خاکی با هم در تعامل‌اند. مسئله تحکیم در مسائل ژئوتکنیکی همچون پی‌ها، تونل‌ها و سدهای خاکی بسیار حائز اهمیت است و از اینرو تحلیل المان محدود همبسته در مسائل ژئوتکنیکی بسیار مورد توجه بوده است. پدیده تحکیم اولین بار توسط ترزاقی در سال ۱۹۲۴ برای تحلیل یک‌بعدی محیط‌های متخلخل مطرح گردید و به طور وسیع در محاسبه نشست خاک به کار رفت [21]. بعدها بیوت [22] با توسعه تئوری ترزاقی به سه بعد، برای اولین بار فرمول‌بندی تحکیم کوپل (همبسته) و حل تحلیلی آن را بر اساس رابطه خطی تنش-کرنش اسکلت خاک و رابطه خطی دارسی برای جریان حفره‌ای در مسائل شبه استاتیک (quasi-static) ارائه داد و مدتی بعد معادلات را به حالت دینامیکی نیز توسعه داد. در ادامه کار او زینکویچ ساده‌سازی‌هایی در معادلات انجام داده و

شود:

$$\rho = n\rho_v + (1 - n)\rho_s \approx n\rho_w + (1 - n)\rho_s \quad (4)$$

که n نسبت تخلخل، ρ_w چگالی آب و ρ_s چگالی دانه‌های خاک می باشد. در روابط (۱) و (۲)، b_i نیروی حجمی وارد بر واحد جرم است. در معادله دوم V_i^D نشان دهنده نیروی درگ ویسکوز می باشد که از قانون تراوش داریسی به صورت $v_i = k_{ij} V_i^D$ بدست می آید. در این رابطه k_{ij} نفوذپذیری دینامیکی مصالح غیر ایزوتروپیک و v_i سرعت سیال است که در حالت ایزوتروپیک بودن مصالح، نفوذپذیری محیط متخلخل در کلیه جهات یکسان بوده و نفوذپذیری دینامیکی برابر k می شود. از طرفی V_i^D معادل h_i ، گرادیان هد کل در جهت i می باشد که h ، هد آب حفره‌ای کل، برابر انرژی پتانسیل سیال حفره‌ای است و از رابطه زیر بدست می آید.

$$h = (x_2 - x_{2DATUM}) + \frac{p_w}{\gamma_w} \quad (5)$$

x_2 جهتی است که جاذبه اثر می کند و x_{2DATUM} نشان دهنده سطحی است که هد کل نسبت به آن اندازه گیری می شود (با صرفنظر از اثر گرانش). عباراتی که در معادلات تعادل مومنتوم کلی ترکیب جامد-سیال حفره‌ای (معادله ۱) و تعادل مومنتوم سیال (معادله ۲)، زیرشان خط کشیده شده است اثر شتاب نسبی سیال نسبت به ذرات جامد و عبارت جابه‌جایی این شتاب می باشند. در معادله تعادل جرم سیال یا پیوستگی (معادله ۳)، دو عبارت آخر به ترتیب مربوط به تغییر چگالی و تغییرات دمایی جرم سیال می باشند که در حالت کلی می توان از آن‌ها صرفنظر کرد [25]. در این معادله K_s مدول بالک ذرات جامد و K_f مدول بالک دانه‌های خاک می باشد. با در نظر گرفتن C_f به عنوان تراکم پذیری سیال که با $C_f = \frac{1}{K_f}$ و C_s تراکم‌پذیری ذرات جامد که با $C_s = \frac{1}{K_s}$ تعریف می شوند، تراکم‌پذیری ترکیبی فازهای سیال و جامد می تواند به صورت زیر تعریف شود.

$$C = nC_f + (\alpha - n)C_s \cong nC_f + (1 - n)C_s \quad (6)$$

که α ضریب تصحیح فشار سیال حفره‌ای موثر بر ذرات جامد می باشد و برای مصالح ایزوتروپیک به صورت $\alpha = 1 - \frac{K_{av}}{K_s}$ تعریف می شود. برای اغلب خاک ها $\alpha = 1$ در نظر گرفته می شود. در این رابطه K_{av} نشان دهنده مدول بالک متوسط نمونه خاک می باشد. با جایگذاری C و α در معادله (۳) و حذف جملات قابل چشم‌پوشی معادله فوق به صورت زیر ساده می شود:

$$-v_{i,j} + \alpha \varepsilon_{ii} + \frac{p}{c} = 0 \quad (7)$$

معادلات (۱)، (۲) و (۷) نشان‌دهنده رفتار محیط متخلخل با در نظر گرفتن اندرکنش اسکلت جامد با سیال حفره‌ای در دو شرایط استاتیکی و دینامیکی می باشند. در این معادلات فشار سیال حفره‌ای p ، سرعت نسبی جریان سیال نسبت به فاز جامد v_i و جابجایی اسکلت جامد u_i متغیرهای مجهول می باشند. در صورتی که در مسائل دینامیکی، فرکانس مولفه‌های شتاب تحریک پایه پایین باشد، همانند ارتعاشات زلزله، در معادلات (۱) و (۲) عباراتی که زیرشان خط کشیده شده است (عبارات مربوط به شتاب سیال) قابل صرفنظر کردن می باشند [25]. با حذف این عبارات متغیر v_i می تواند از معادلات حذف گردد. بنابراین معادله حاکم ساده‌سازی شده که شامل دو متغیر u_i و p می باشد به صورت زیر در می آید:

$$\sigma_{ij,j} + \rho \ddot{u}_i - \rho b_i = 0 \quad (8)$$

در مصالح الاستیک رابطه تنش-کرنش با قانون رفتاری هوک، $\sigma = D\varepsilon$ بیان می گردد. از طرفی با فرض تغییرمکان‌های کوچک، کرنش با استفاده از رابطه $\varepsilon = Bu$ با تغییرمکان‌های گرهی مرتبط می گردد، بطوریکه B ماتریس کرنش-تغییرمکان می باشد. با جایگذاری این روابط تنها مجهولات معادله، تغییرمکان‌ها و فشارحفره‌ای می باشند. همچنین با ترکیب معادلات (۲) و (۷) و حذف جملات قابل چشم‌پوشی، دومین معادله حاکم به صورت زیرخواهد بود:

$$[K_{ij}(p_{,j} + \rho_f \ddot{u}_j - \rho_f b_j)]_{,i} + \alpha \varepsilon_{ii} + \frac{p}{c} = 0 \quad (9)$$

معادلات (۸) و (۹) در کنار هم، فرمول بندی u-p

که $[M] = \int (N^u)^T \rho N^u d\Omega$ ، ماتریس جرم برابر
 $[k_m] = \int [B]^T [D] [B] d\Omega$ ، ماتریس سختی
 $[Q] = \int [B]^T [N^p] d\Omega$ (اندركنش)
 $[k_c] = \int [B_p]^T [\kappa] [B_p] d\Omega$ ، ماتریس انتقالی
 $[S] = \int N^p (\frac{1}{k_f} + \frac{1-n}{k_s}) N^p d\Omega$ ، ماتریس تراکم‌پذیری
و $f^{(1)}$ و $f^{(2)}$ بردارهای نیرو می‌باشند که به صورت زیر
محاسبه می‌شوند.

$$f^{(1)} = \int (N^u)^T \rho b d\Omega + \int_{\Gamma} (N^u)^T \bar{t} d\Gamma$$

$$f^{(2)} = - \int (N^p)^T \nabla^T (k S_w \rho_f b) d\Omega + \int_{\Gamma} (N^p)^T \bar{q} d\Gamma$$

اما به منظور تکمیل حل عددی نیاز به انتگرال-
گیری زمانی معادلات (۱۲) و (۱۳) می‌باشد. که در
تحقیق حاضر از روش نیومارک عمومی GN22 برای
گسسته زمانی پارامتر جابجایی و روش GN11 برای
پارامتر فشار استفاده می‌شود [28]. در این روش فرض
می‌شود متغیرها در زمان t^n معلوم‌اند و باید در زمان
 $t^{n+1} = t^n + \Delta t$ محاسبه شوند.

$$\ddot{u}_{n+1} = \ddot{u}_n + \Delta \ddot{u}_n$$

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + \ddot{u}_n \Delta t + \beta_1 \Delta \ddot{u}_n \Delta t$$

$$\bar{u}_{n+1} = \bar{u}_n + \dot{u}_n \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_n \Delta t^2 + \frac{1}{2} \beta_2 \Delta \ddot{u}_n \Delta t^2 \quad (14)$$

$$\dot{p}_{n+1} = \dot{p}_n + \Delta \dot{p}_n$$

$$p_{n+1} = p_n + \dot{p}_n \Delta t + \beta \Delta \dot{p}_n \Delta t \quad (15)$$

با اعمال روش نمودی (incremental) تنها
مجهولات این معادلات $\Delta \ddot{u}_n$ و $\Delta \dot{p}_n$ خواهند بود. پس
از گسسته سازی زمانی، معادلات به صورت زیر در
می‌آیند:

$$M \Delta \ddot{u}_n + P(\bar{u}^{n+1}) - Q^{n+1} \bar{p}_1 \Delta t \Delta \dot{p}_n - f_1^{n+1} = 0$$

$$(Q^T)^{n+1} \beta_1 \Delta t \Delta \ddot{u}_n + H^{n+1} \bar{p}_1 \Delta t \Delta \dot{p}_n + G \dot{p}_n -$$

$$f_2^{n+1} = 0 \quad (16)$$

پارامترهای β_1 و $\bar{\beta}_1$ در محدوده ۰ تا ۱ قرار دارند
و برای پایداری بی‌قید و شرط روش حل باید
 $\beta_1 \geq 0.5$ و $\bar{\beta}_1 \geq 0.5$ باشند [29]. در نهایت شکل
ماتریسی معادلات کوپله خطی به صورت زیر حاصل
می‌شود.

یا به عبارتی معادلات همبسته بیوت را تشکیل می‌دهند
که باید به صورت همزمان حل شوند. برای حل این
معادلات نیاز به تعیین شرایط اولیه (IC) و شرایط مرزی
(BC) است. برای تعادل مومنتوم کل محیط بر روی
بخشی از مرز Γ_t ، تنش کل t ، مشخص می‌شود در حالی
که برای Γ_u ، جابجایی u ، داده می‌شود. برای فاز سیال
نیز مقدار p بر روی Γ_p ، مشخص می‌شود [25,27].

حل عددی معادلات

برای حل عددی معادلات از روش المان محدود
استفاده می‌کنیم. اولین گام در حل عددی، گسسته‌سازی
مکانی و زمانی معادلات است. برای گسسته‌سازی
مکانی معادلات از روش باقیمانده‌های وزن‌دار، روش
گالرکین استفاده می‌شود. گسسته‌سازی مکانی شامل
جایگزینی متغیرهای معادلات حاکم یعنی u و p با توابع
تقریب مناسب می‌باشد.

$$u = \sum N_i^u u_i = N^u \bar{u} \quad \text{و} \quad p = \sum N_i^p p_i = N^p \bar{p} \quad (10)$$

که $\bar{u}$ و $\bar{p}$ مقادیر گرهی این متغیرها می‌باشند.
و N^p و N^u نیز به ترتیب توابع شکل مناسب برای
جابجایی و فشارحفره‌ای هستند. به دلیل وجود مشتق
مرتبه دوم جابجایی و مشتق مرتبه اول فشار در معادلات
حاکم، به ترتیب نیاز به پیوستگی مرتبه اول و مرتبه
صفر توابع شکل مربوطه می‌باشد. در این بررسی از
توابع شکل مرتبه دوم برای جابجایی و مرتبه اول برای
فشار استفاده می‌شود.

$$\bar{u} = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ \dots \ u_n \ v_n]^T$$

$$\bar{p} = [p_1 \ p_2 \ \dots \ p_n]^T$$

$$N^u = \begin{bmatrix} N_1^u & 0 & \dots & N_n^u & 0 \\ 0 & N_1^u & \dots & 0 & N_n^u \end{bmatrix}$$

$$N^p = [N_1^p, N_2^p, \dots, N_n^p] \quad (11)$$

با جایگذاری روابط (۷) و (۸) در معادلات تعادل
و پیوستگی، شکل گسسته شده معادلات به صورت زیر
خواهد بود:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [k_m]\{\bar{u}\} - [Q]\{\bar{p}\} = \{f^{(1)}\} \quad (12)$$

$$[Q]^T\{\ddot{u}\} + [k_c]\{\bar{p}\} + [S]\{\bar{p}\} = \{f^{(2)}\} \quad (13)$$

به نیروهای گرهی است و با استفاده از رابطه تنش- کرنش اسکلت خاک حاصل می‌شود، بنابراین $[k_m]\{\Delta u\}$ بیانگر نیروهای ناشی از تغییر تنش موثر می‌باشد. ترانواده ماتریس اندرکنش، $[Q]$ مرتبط کننده فشارحفره‌ای در گره‌ها به نیروهای گرهی است و اختلاف $\{p\}_t$ و $\{p\}_{t+\Delta t}$ برابر تغییر فشار آب حفره‌ای در مدت زمان Δt است. بنابراین اختلاف $[Q]^T\{p\}_{t+\Delta t}$ و $[Q]^T\{p\}_t$ نشان دهنده نیروی ناشی از تغییر فشار آب حفره ای است. خط دوم معادله (۲۰) بیانگر معادله تراوش است. لازم به ذکر است برای گسسته‌سازی معادله تراوش گذرا در حوزه زمان از تفاضل محدود استفاده شده است. اگر متغیر دورنیابی θ برابر یک باشد، روش پیشرو زمانی کاملاً ضمنی بوده و بی قید و شرط پایدار است [31]. البته ما با در نظر گرفتن $\theta = 0.5$ معادلات را به صورت ضمنی حل خواهیم کرد. در مقاله حاضر برنامه‌ای براساس روش المان محدود در محیط فرترن توسط نگارنده توسعه داده شده است تا در طی مراحل ساخت بدنه سد، با حل معادلات حاکم و محاسبه مقدار افزایش تغییرمکان‌ها و اضافه فشار آب حفره‌ای، تغییرمکان‌ها و اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در بدنه سدخاکی و پی آن را در هر گام زمانی محاسبه کند. بدین منظور ابتدا بوسیله سابروتینی داخل برنامه، بدنه و پی سد مانند شکل (۲) مش‌بندی شده و پس از اعمال شرایط مرزی و با استفاده از المان‌های چهار گرهی برای فشار و ۸ گرهی برای تغییر مکان، ماتریس ضرایب و نیروها تشکیل شده و دستگاه معادلات ماتریسی حل می‌شود. خروجی برنامه شامل تغییرمکان‌ها و اضافه فشار منفذی ایجاد شده در هر گام زمانی است.

مشخصات سد مورد بررسی

سد درونگر، سد خاکی با هسته رسی قائم می‌باشد که در ۳۵ کیلومتری شهرستان درگز واقع در خراسان رضوی احداث شده است. ارتفاع سد از پی ۵۵ متر و از بستر ۴۰ متر می‌باشد [۳۲]. طول تاج سد ۴۲۸ متر بوده و نسبت طول به ارتفاع سد ۱۰/۷ است.

$$\begin{bmatrix} [M]_{n+1} + \frac{1}{2}\beta_2\Delta t^2[k]_{n+1} & -\Delta t\beta_1[Q]_{n+1} \\ \beta_1\Delta t[Q]^T_{n+1} & S + \Delta t\beta_1[H]_{n+1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta \ddot{u}_n\} \\ \{\Delta \ddot{p}_n\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F^1 \\ F^2 \end{Bmatrix} \quad (17)$$

بطوریکه

$$\begin{aligned} F^1 &= \{f^1\}_{n+1} - \{f^1\}_n + [Q]_{n+1}\{\dot{p}_n\}\Delta t - \\ &\quad [k]_{n+1}(\{\ddot{u}_n\}\Delta t + \frac{1}{2}\{\ddot{u}_n\}\Delta t^2) \\ F^2 &= \{f^2\}_{n+1} - \{f^2\}_n - [H]\{\dot{p}_n\}\Delta t - \\ &\quad [Q]_{n+1}\{\ddot{u}_n\}\Delta t \end{aligned}$$

که Δt طول گام زمانی است. دستگاه معادلات غیرخطی (۱۷) می‌تواند با استفاده از یک روش مناسب همچون روش تکرار نیوتون حل گردد. البته قابل ذکر است با فرض رفتار خطی برای خاک در یک تکرار جواب حاصل می‌شود. با حذف عبارات مربوط به شتاب (نیروهای اینرسی) از معادلات (۱۲) و (۱۳)، همچنین صرفنظر کردن از تراکم پذیری سیال و ذرات جامد، فرم شبه‌استاتیکی معادلات به دست می‌آید که اغلب در مسائل مربوط به تحکیم و محاسبه نشست کاربرد دارد.

$$[k_m]\{\bar{u}\} - [Q]\{\bar{p}\} = \{f_1\} \quad (18)$$

$$[Q]^T\left\{\frac{d\bar{u}}{dt}\right\} + [k_c]\{\bar{p}\} = \{f_2\} \quad (19)$$

در این حالت f_1 وزن لایه خاکریز افزوده شده در هر مرحله و $f_2 = 0$ است. بعد از گسسته‌سازی و نوشتن معادلات به فرم نموی، شکل ماتریسی معادلات شبه استاتیکی به صورت معادله (۲۰) خواهد بود [30].

$$\begin{bmatrix} [k]_{n+1} & [Q]_{n+1} \\ [Q]^T_{n+1} & -\Delta t\theta[k_c]_{n+1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u\} \\ \{\Delta p\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{f\}_{n+1} - \{f\}_n \\ \Delta t[k_c]\{p\}_t \end{Bmatrix} \quad (20)$$

لازم به ذکر است برای حفظ حالت تقارن ماتریس ضرایب، خط دوم معادلات در یک منفی ضرب شده است. $\{\Delta u\}$ بردار افزایش تغییرمکان گرهی و $\{\Delta p\}$ اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده است. خط اول معادله (۲۰) تغییر در نیروهای داخلی (نیروهای ناشی از تنش موثر و فشار آب حفره ای) را به تغییر در نیروهای خارجی در گام افزایش زمان Δt مربوط می‌کند. ماتریس سختی $[k_m]$ مرتبط کننده جابجایی‌های گرهی

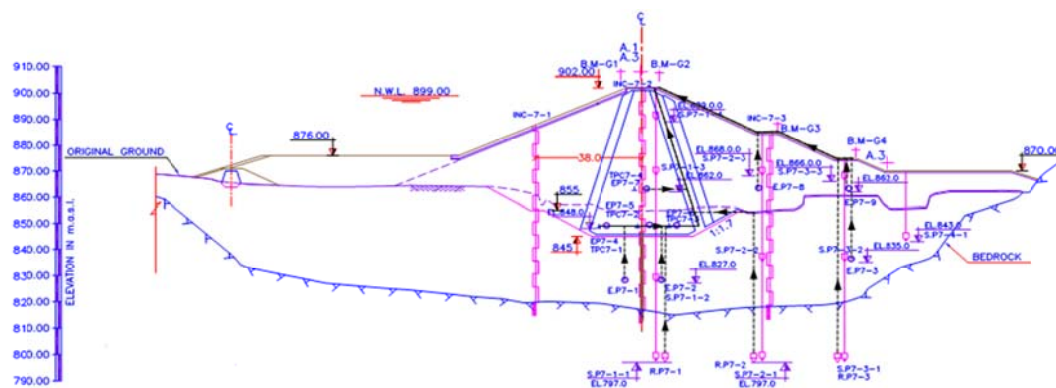
فرضیات محاسبه و پارامترهای تحلیل

به علت طولی بودن تاج سد، محاسبات بر اساس حالت کرنش صفحه‌ای برای مرتفع‌ترین مقطع سد انجام شده و برای ساده سازی محاسبات، از تأثیرات سه بعدی بودن جسم سد صرف‌نظر شده است. مشاهدات علمی نشان داده‌اند که تحلیل دوبعدی تقریب بسیار خوبی از واقعیت می‌باشد. تنها در مورد سدهایی که در دره های تنگ با احتمال پدیده قوس‌شدگی ساخته می‌شوند، توصیه به استفاده از تحلیل سه بعدی اجزای محدود می‌گردد [35].

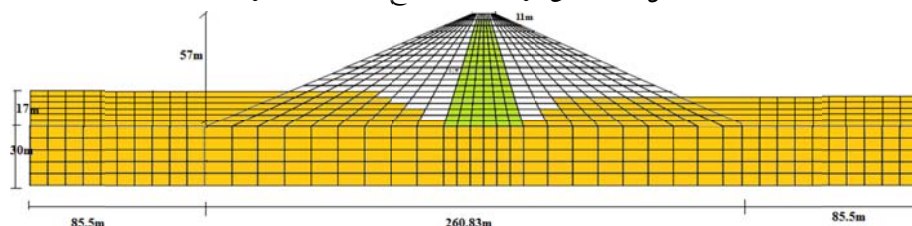
تراز تاج سد ۹۰۲ متر و تراز نرمال آب ۸۹۹ متر می‌باشد. خصوصیات و ویژگی‌های مصالح بدنه سد و پی آن در جدول (۱) ارائه شده است [۳۴ و ۳۳]. مقطع Va به عنوان بلندترین مقطع شامل ابزار دقیق برای تحلیل‌ها انتخاب شده است. شکل (۱) نشان دهنده ناحیه‌بندی پی و بدنه مقطع Va به همراه محل ابزار دقیق نصب شده در آن می‌باشد. در این مقطع سه دستگاه پیزومتر الکتریکی در پی (RP)، سه دستگاه پیزومتر الکتریکی در خاکریز (EP) و هفت دستگاه پیزومتر لوله ایستاده (SP) نصب شده بود که متاسفانه پیزومترهای لوله ایستاده دچار نقص فنی شده و از کار افتاده بودند.

جدول ۱ مشخصات مصالح سد درونگر [22]

نوع مصالح	هسته رسی	پوسته شن و ماسه‌ای	پی آبرفتی
شرایط زهکشی	زهکشی نشده	زهکشی شده	زهکشی شده
مدول الاستیسیته (Kpa)	۲۲۳۰۰	۴۰۰۰۰	۱۷۰۰۰
ضریب پواسون	۰/۲۵	۰/۲	۰/۳
نفوذپذیری قائم (m/s)	$۱۰^{-۹}$	$۱۰^{-۶}$	$۱۰^{-۹}$
نفوذپذیری افقی (m/s)	$۱۰^{-۹}$	$۱۰^{-۶}$	$۱۰^{-۹}$
مدول بالک ذرات جامد خاک (pa)	$۲.۱e9$	$۲.۱e9$	$۲.۱e9$
مدول بالک سیال (pa)	$۱.۰e20$	$۱.۰e20$	$۱.۰e20$
چگالی ذرات جامد (Kg/m3)	۲۰۰۰	۲۱۰۰	۱۹۰۰
چگالی سیال (Kg/m3)	۱۰۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰



شکل ۱ جانمایی ابزار دقیق در مقطع a-v سد درونگر



شکل ۲ مش بندی به کار رفته برای سد و پی زیر آن

اند. در دیواره‌های قائم پی تغییر مکان‌های افقی مقید شده‌اند ولی تغییر مکان‌های قائم آزادند. اضافه فشار آب حفره‌ای در دیواره‌های پوسته صفر منظور گردیده است. همچنین همزمان با آبیگری نیروی هیدرواستاتیکی فشار آب بر شیب بالادست و سطح افقی پی زیر مخزن وارد می‌گردد. نیروی دیگری که حین آبیگری بر نواحی زیر سطح آزاد آب وارد می‌گردد نیروی شناوری می‌باشد. سطح آب قبل از آبیگری در تراز ۸۶۹ قرار داشت و پس از آبیگری تراز آب در بالادست به ۸۸۴.۷۴ رسیده بود.

جدول ۲ مراحل ساخت بدنه سد

شماره لایه	تراز اولیه (m)	تراز نهایی (m)	بازه زمانی ساخت (روز بعد از شروع ساخت)
1	845	851	1-66
2	851	857	66-96
3	857	863	96-138
4	863	869	138-195
5	869	875	195-237
6	875	881	237-399
7	881	887	399-522
8	887	893	522-657
9	893	899	657-810
10	899	902	810-1080
شروع آبیگری			1400

تحلیل نتایج و بحث

با توجه به هدف اصلی پژوهش که مطالعه توسعه و میرایی فشار آب منفذی در هسته می‌باشد و به دلیل وابستگی آن به تغییر مکان‌های ایجاد شده، در این بخش نتایج مربوط به اضافه فشار آب حفره‌ای و تغییر مکان‌های بدست آمده از مدل‌های شبه‌استاتیکی (روش معمول در حل مسائل تحکیم و محاسبه نشست) و دینامیکی، همراه با داده‌های ثبت شده بوسیله ابزار دقیق ارائه شده‌اند. در مقطع Va از سد مورد بررسی، شش پیزومتر الکتریکی (EP) در بدنه نصب شده است که شامل چهار پیزومتر در هسته و ۲ پیزومتر در پوسته می‌-

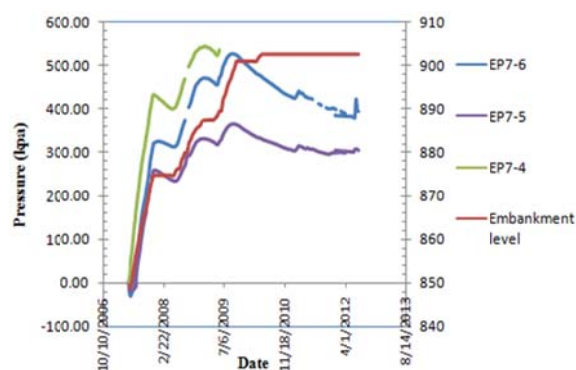
مطالعات انجام شده بر روی سدهای خاکی نشان داده است که با توجه به نسبت L/H (طول سد به ارتفاع آن)، باید درباره ۲ بعدی یا ۳ بعدی مدل نمودن سد تصمیم‌گیری نمود. نتایج تحقیقات در این زمینه خاکی از آن است که اگر نسبت طول به ارتفاع در سدهای خاکی بیشتر از ۴ یا ۵ باشد، می‌توان با تقریب خوبی سد را به صورت ۲ بعدی مدل نمود [36]. این کار باعث کاهش هزینه‌ها و افزایش سرعت عملیات می‌گردد. در سد مورد بررسی ما نیز همانطور که گفته شد نسبت طول به عرض $10/7$ می‌باشد لذا می‌توان از مدل دوبعدی بهره برد. به طور کلی در تحلیل و طراحی سدهای خاکی، فرض مدلسازی کل سازه در یک مرحله، غیر واقعی می‌باشد، به همین منظور باید از قابلیت ساخت مرحله‌ای بهره جست [۱۸]. تحقیقات نشان می‌دهد که مدلسازی در ۸ الی ۱۰ لایه می‌تواند به طور قابل قبولی جواب‌های منطقی و منطبق بر واقعیت ارائه دهد [37]. در این بررسی ساخت سد در ۱۰ مرحله با بازه‌های زمانی مختلف و در مدت زمان کل ۲۸ ماه مدل شده است (جدول ۲). برای این منظور مدل با شبکه ثابت در نظر گرفته شده به این صورت که وزن هر لایه قبل از ساخت صفر فرض شده و پس از ساخت، وزن واقعی لایه اعمال شده است. آبیگری مخزن نیز ۱۰ ماه پس از پایان ساخت بدنه صورت گرفته است، برای آبیگری بحرانی‌ترین حالت در نظر گرفته شده و سطح آب طی دو مرحله تا تراز ۸۸۴.۷۴ بالا برده شده است. بدنه اصلی سد در مدل، شامل هسته و پوسته می‌باشد. برای مصالح متشکله بدنه و پی سد تحت تنش موثر، رفتار الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است در مورد مشخصات مصالح، براساس محدوده نتایج آزمایشگاهی، نامناسب‌ترین ترکیب از دیدگاه ایجاد فشارهای منفذی در پی و بدنه در نظر گرفته شده است.

شرایط مرزی

به دلیل واقع شدن بخش تحتانی پی بر روی بستر سنگی، تغییر مکان‌های افقی و قائم مربوطه مقید شده-

نتایج مطابقت خوبی با داده‌های ابزار دقیق دارند. همانطور که ملاحظه می‌شود در تمامی حالات نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی بیشتر از تحلیل استاتیکی بوده و اختلاف موجود بین نتایج این دو نوع تحلیل با کاهش نفوذپذیری افزایش می‌یابد. علت را اینطور می‌توان بیان کرد که در حالت شبه‌استاتیکی از تاثیر شتاب ناشی از سرعت بارگذاری صرف‌نظر می‌شود در حالی که در ساخت لایه‌ای بدنه فرض بر این است که کل وزن لایه در ابتدای بازه زمانی مربوط به ساخت آن لایه اعمال شده و در باقی بازه زمانی زهکشی صورت می‌گیرد و همین امر موجب ایجاد شتاب شده و نتایج را تحت تاثیر قرار خواهد داد. مطابق آنچه که در شکل (۴) مشاهده می‌شود برای هر کدام از ترازها اختلاف بین نتایج دو نوع تحلیل در زمان‌های اولیه ناچیز بوده و با گذشت زمان یعنی افزایش ضخامت خاکریزی بیشتر می‌شود و پس از اتمام ساخت بدنه به دلیل زهکشی، اندکی کاهش یافته و در ادامه ثابت می‌ماند. علت آن را این طور می‌توان توجیه کرد که وقتی ضخامت خاکریزی کم است مسافت زهکشی قائم در تراز مورد بررسی کم بوده و علاوه بر زهکشی افقی، زهکشی قائم نیز اتفاق می‌افتد ولی با افزایش ضخامت لایه‌ها امکان زهکشی قائم برای لایه‌های زیرین کاهش یافته و اضافه فشار منفذی ایجاد شده تقریباً فقط از طریق زهکشی افقی صورت می‌گیرد. در شکل‌های (۵) و (۶) توزیع کنترولی نتایج حاصل از هر دو نوع تحلیل برای تغییرمکان‌ها و فشار حفره‌ای ایجاد شده پس از اتمام ساخت بدنه و بالا فاصله پس از آبگیری نشان داده شده است همانطور که ملاحظه می‌شود الگوی توزیع تغییرمکان‌ها و فشار حفره‌ای در هر دو نوع تحلیل یکسان بوده و تنها تفاوتشان بیشتر بودن مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی نسبت به استاتیکی است. همچنین دیده می‌شود بیشترین مقدار فشار منفذی ایجاد شده در بدنه در محل اتصال هسته به پی می‌باشد که دارای بیشترین مسافت زهکشی است. در یک سوم بالایی هسته و در نزدیکی فیلترها به دلیل امکان زهکشی بیشتر، اضافه فشار منفذی ایجاد شده ناچیز است. همچنین به دلیل

باشد. از پی‌زومترهای واقع در هسته نیز سه پی‌زومتر در تراز ۸۴۸ متر و دیگری در تراز ۸۶۲ متر نصب شده‌اند. پی‌زومتر تراز ۸۶۲ (EP7-7) در مرکز هسته واقع شده است و در تراز ۸۴۸ متر یکی از پی‌زومترها در مرکز هسته (EP7-5) و دو مورد دیگر به طور متقارن در فاصله حدود ۱۲ متری از محور قائم مرکزی هسته قرار گرفته‌اند (EP7-4 در بالادست هسته، EP7-6 در پایین دست هسته). که به دلیل طولانی‌تر بودن فاصله زهکشی در مرکز هسته نسبت به کناره‌ها انتظار می‌رفت مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای در این بخش بیشتر از بقیه نقاط هم‌ترازش باشد ولی همانطور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود بر خلاف آنچه که انتظار می‌رفت نمودار فشار آب منفذی مربوط به پی‌زومتر میانی پایین‌تر از دو پی‌زومتر کناری می‌باشد و ممکن است قرائت اولیه این پی‌زومتر اشتباه بوده باشد چون در ادامه مشاهده می‌شود روند موجود مطابق با روند نتایج حاصل از مدل المان محدود می‌باشد.

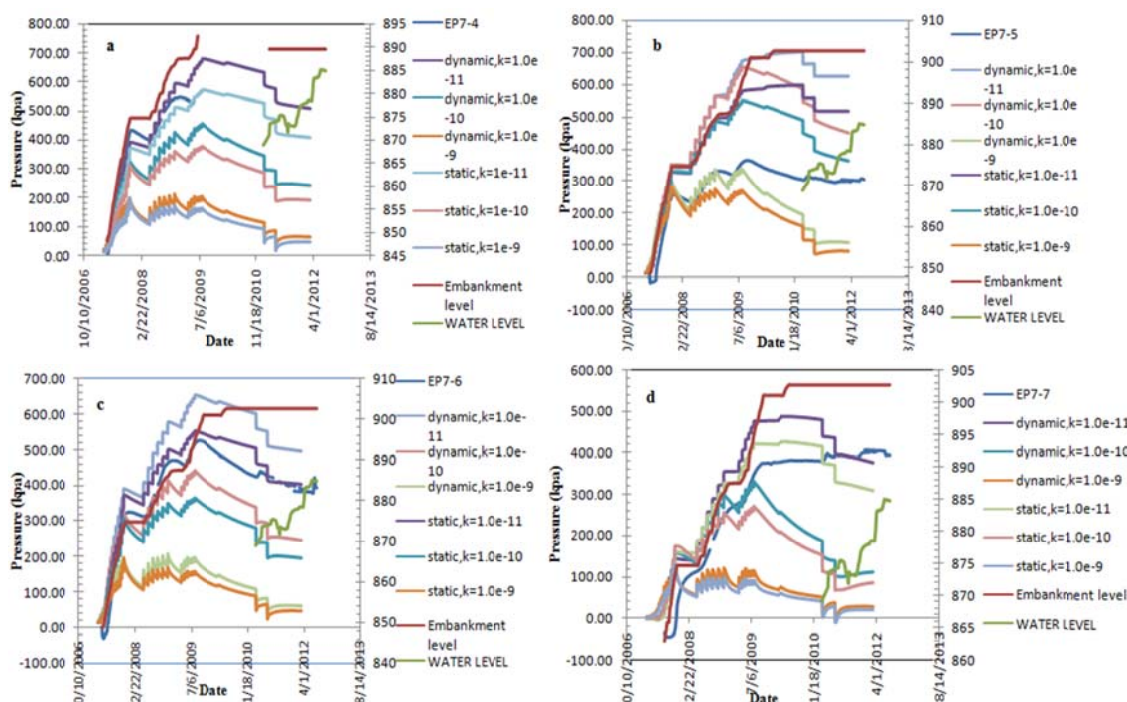


شکل ۳ نتایج حاصل از ابزار دقیق واقع در تراز ۸۴۸ متر، داخل هسته

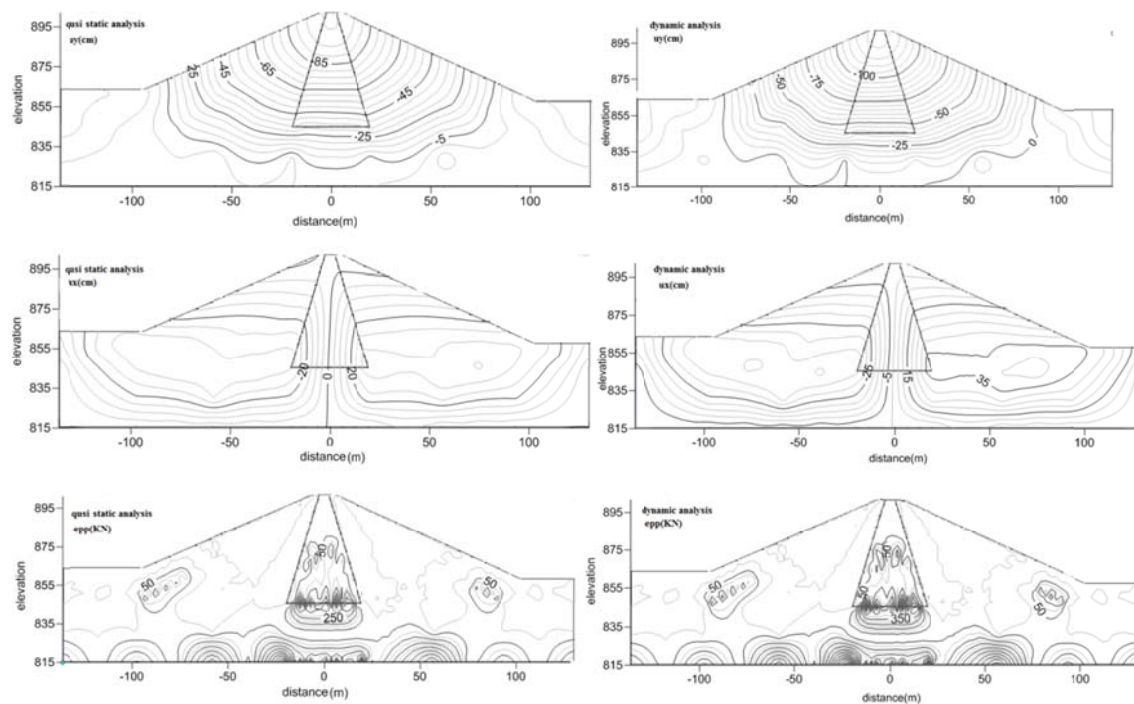
نتایج حاصل از مدل المان محدود می‌باشد. نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی با مقادیر مختلف نفوذپذیری در شکل ۴ نشان داده شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود در هر دو تراز مورد بررسی با کاهش نفوذپذیری مصالح، مقدار فشار منفذی ایجاد شده در هسته افزایش یافته و به مقادیر مشاهداتی ابزار دقیق نزدیک‌تر می‌شود به طوری که در نفوذپذیری 10^{-11}

طوری‌که حساسیت نتایج به نسبت نفوذپذیری افقی به قائم در تراز ۸۶۲ بیشتر از تراز ۸۴۸ بوده است. علت را می‌توان کم شدن ضخامت هسته با افزایش تراز و در نتیجه کم‌تر شدن مسافت زهکشی افقی در ترازهای بالاتر دانست. همچنین در یک تراز مشخص نیز به دلیل کاهش مسافت زهکشی، این تاثیر با پیشروی به سمت دیواره‌های هسته بیشتر می‌شود. به طوریکه در تراز ۸۴۸ تغییر نتایج در بالادست و پایین دست بیشتر از مرکز بوده است. لازم به ذکر است نتایجی که در آزمایشگاه برای نفوذپذیری خاک بدست می‌آید، به نفوذپذیری قائم خاک نسبت داده می‌شود و نفوذپذیری افقی بسته به شرایط موجود بین ۲ تا ۱۵ برابر این مقدار در نظر گرفته می‌شود [۱۸].

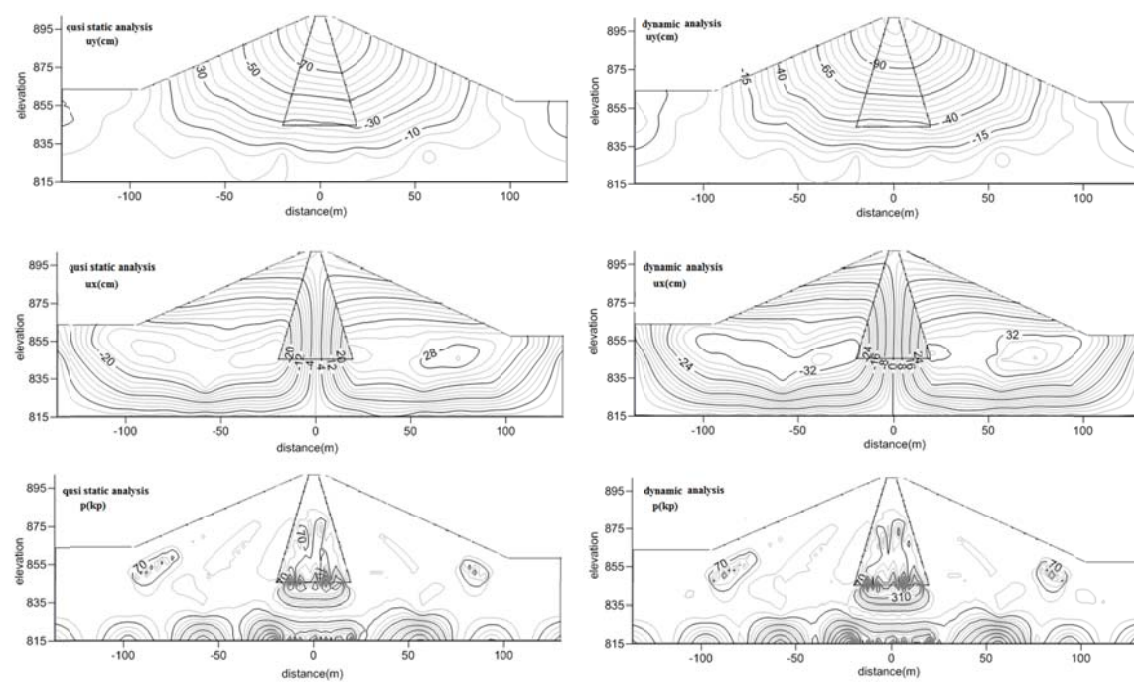
نفوذپذیری بالای مصالح پوسته هیچگونه اضافه فشاری در آن مشاهده نمی‌شود. مقدار تغییر مکان‌های افقی که متاثر از شیب دیواره‌ها می‌باشند به دلیل شیب نسبتا مشابه شیروانی بالادست و پایین دست کاملا متقارن بوده و همزمان با آبگیری اندکی به سمت پایین دست متمایل می‌شوند. تغییر مکان‌های قائم نیز پس از آبگیری به دلیل نیروی شناوری وارد بر مصالح تقلیل می‌یابند. پس از آبگیری مقادیر اضافه فشار حفره‌ای نیز کاهش می‌یابد. به منظور بررسی زمانمند تغییر مکان‌ها و فشار آب حفره‌ای حاصل از هر دو نوع تحلیل و تاثیر نسبت نفوذپذیری افقی به قائم در نتایج، تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های قائم و فشار حفره‌ای در دو تراز ۸۴۸ و ۸۶۲ متر برای نسبت‌های مختلف نفوذپذیری افقی به قائم به همراه نتایج ابزار دقیق به ترتیب در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود در مرکز هسته با افزایش تراز خاکریز تاثیر نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مشهودتر است. به



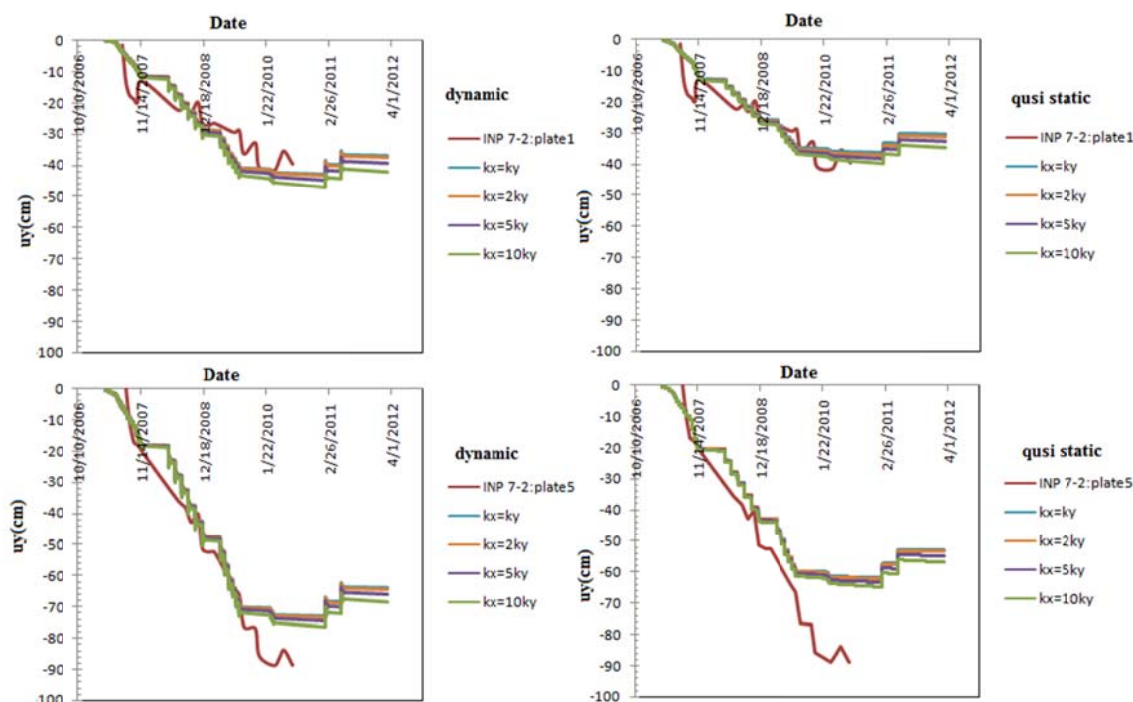
شکل ۴ مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ای بدست آمده در دو حالت تحلیل شبه استاتیکی و دینامیکی با داده‌های ابزار دقیق
a. تراز ۸۴۸ متر (بالادست هسته)، b. تراز ۸۴۸ متر (مرکز هسته)، c. تراز ۸۴۸ متر (پایین دست هسته) d. تراز ۸۶۲ متر (مرکز هسته)



شکل ۵ نمودار توزیع کنتوری تغییر مکان‌ها و اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده در مقطع عرضی سد در انتهای ساخت برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت چپ) و دینامیکی (سمت راست)



شکل ۶ نمودار توزیع کنتوری تغییر مکان‌ها و اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده در مقطع عرضی سد بعد از آبیگری برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت چپ) و دینامیکی (سمت راست)



شکل ۷ نمودار نشست‌های بدست آمده از مدل المان محدود و داده‌های ابزار دقیق در ترازهای ۸۴۸ (plate1) و ۸۶۲ (plate5) متر برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت راست) و دینامیکی (سمت چپ)

جدول ۳ درصد اختلاف نتایج تحلیل و داده‌های ابزار دقیق در دو مرحله پایان ساختمان و آبیگری

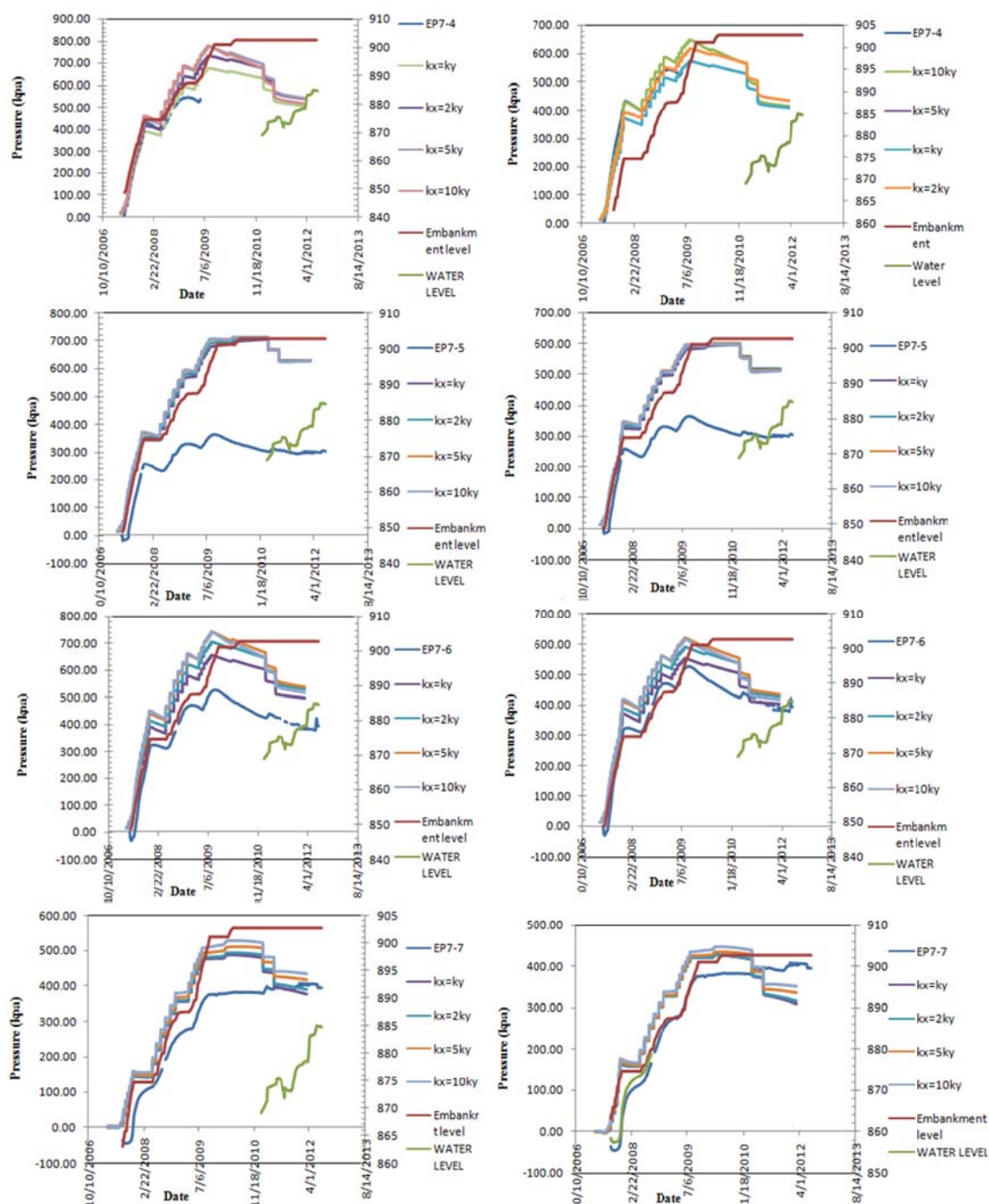
تاریخ	تراز ارتفاعی نوع تحلیل	862		848 (پایین دست)	
		Uy(%)	p(%)	Uy(%)	p(%)
6/28/2010	static	53	14	15	13
	dynamic	81	30	32	35
5/26/2011	static		-14		-3
	dynamic		3		20

نفوذپذیری افقی تاثیر چندانی بر نمودار نداشت ولی در تراز ۸۶۲ انتخاب $k_x=2k_y$ نتایج نسبتاً مطلوب‌تری نسبت به بقیه حالت‌ها داشت (شکل (۷) و (۸)). با استفاده از ضرایب نفوذپذیری فوق مقادیر فشارهای آب حفره‌ای اندازه‌گیری شده و محاسبه شده برای مدل المان محدود هماهنگی بسیار خوبی با هم داشتند، به طوریکه در زمان پایان ساخت مقادیر حداکثر فشار آب حفره‌ای حاصل از تحلیل شبه استاتیکی حدود ۱۳ تا ۱۴ درصد و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی حدود ۳۰ تا ۳۵ درصد بیشتر از داده‌های ابزار دقیق بودند (جدول ۳).

در اینجا نیز نفوذپذیری بدست آمده در آزمایشگاه به عنوان ورودی اولیه برای شروع تحلیل‌ها به کار رفت و در ادامه به منظور مطابقت بهتر نتایج حاصل از مدل با نتایج ابزار دقیق با توجه به نتایج حاصل از نسبت‌های مختلف نفوذپذیری قائم به افقی، نفوذپذیری افقی حدود ۲ برابر نفوذپذیری قائم خاک در نظر گرفته شد. لذا مقدار نهایی بدست آمده برای نفوذپذیری افقی و قائم مصالح هسته در تحلیل‌های برگشتی به ترتیب عبارت اند از:

$$K_x = 2 \times 10^{-11} \text{ (m/sec)}, K_y = 1 \times 10^{-11} \text{ (m/sec)}.$$

البته برای تراز ۸۴۸ در مرکز هسته تغییر



شکل ۸ نمودار فشار آب حفره ای بدست آمده از مدل المان محدود و داده های ابزار دقیق در ترازهای ۸۴۸ و ۸۶۲ متر برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت راست) و دینامیکی (سمت چپ)

باشد و نتایج حاصل حاکی از این است که:

۱. کلیه نمودارهای فشار آب منفذی و تغییر مکان روند افزایشی داشتند که با توجه به روند خاکریزی و افزایش سربار، منطقی می باشد.

نتیجه گیری و جمع بندی

هدف از این مطالعه، توسعه و حل معادلات Biot با استفاده از روش المان محدود جهت محاسبه فشار منفذی و تغییر مکان ها در هسته رسی سدهای خاکی می -

معادلات شبه استاتیکی تحلیل نمود.		۲. مقدار نفوذ پذیری افقی در تراز های بالاتر نتایج را بیشتر تحت تاثیر قرار می دهد. مقدار نهایی که در تحلیل های برگشتی برای نفوذ پذیری افقی و قائم مصالح هسته بدست آمده به ترتیب عبارتند از:
K_s	مدول بالک دانه های جامد	$K_x = 2 \times 10^{-11} \text{ (m/sec)}, K_y = 1 \times 10^{-11} \text{ (m/sec)}$
$\ddot{u}_i$	شتاب اسکلت جامد	۳. میزان فشار آب حفره ای ایجاد شده و همچنین سرعت افزایش آنها در هنگام خاکریزی در نقاط مختلف هسته رسی به عواملی مانند تراز نصب پیزومترها، فاصله پیزومترها تا فیلترها و... بستگی دارد به طوریکه در یک تراز مشخص، بیشترین مقدار فشار آب منفذی در بخش میانی هسته بوده و به سمت کناره ها، از این مقدار کاسته می شد که کاملاً منطبق بر واقعیت می باشد.
u	جابجایی اسکلت جامد	۴. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی به طور متوسط ۲۰ درصد بیش از مقادیر بدست آمده در تحلیل شبه استاتیکی بودند.
V_i	سرعت نسبی جریان سیال نسبت به فاز جامد	۵. مقادیر حداکثر فشارهای آب حفره ای ایجاد شده در زمان پایان ساخت، در تحلیل شبه استاتیکی ۱۳ تا ۱۴ درصد با داده ابزار دقیق اختلاف داشتند و در تحلیل دینامیکی نتایج حاصل از مدل ۳۰ تا ۳۵ درصد بیشتر از داده های ابزار دقیق بودند.
$\dot{v}_i$	شتاب جریان سیال نسبت به فاز جامد	۶. در صورت بالا بودن سرعت اجرای خاکریز استفاده از معادلات دینامیکی ضروری است و تنها در صورت سرعت پایین اجرای خاکریز، نتایج حاصل از تحلیل ساخت مرحله ای سد با معادلات شبه استاتیکی قابل قبول خواهند بود. لذا می توان با در نظر گرفتن ساخت مرحله ای سد در تعداد لایه های بیشتر و لحاظ کردن زمان ساخت نسبتاً طولانی مراحل ساخت سد را با
b_i	نیروی حجمی وارد بر واحد جرم	
n	تخلخل	
k_{ij}	نفوذ پذیری دینامیکی	
h	هد کل	
p	فشار آب حفره ای	
ρ	چگالی محیط متخلخل	
ρ_v	چگالی حفرات	
ρ_s	چگالی دانه های خاک	
ρ_w	چگالی آب	
γ_w	وزن مخصوص آب	
σ	تنش کل	
ε	کرنش	
C_f	تراکم پذیری سیال	
C_s	تراکم پذیری ذرات	
K_f	مدول بالک سیال	

مراجع

1. Gikas, V., Sakellariou, M., "Settlement Analysis of the Mornos Earth Dam (Greece): Evidence from Numerical Modeling and Geodetic Monitoring", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 30, No.11, pp. 3074--3081. (2008).
۲. شرکت مهندسان مشاور آشتاب، "راهنمای تحلیل و طراحی لرزه ای سدهای خاکی و سنگریز"، معاونت نظارت راهبردی، امور نظام فنی، نشریه شماره ۶۲۴، (۱۳۹۲).
3. Clough, G. W., R. J. Woodward, "Analysis of Embankment Stress and Deformation", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 93, No. 4, pp. 529-549, (1967).

۴. زمردیان، س.م.ع. و چوچی، ح.، «تحلیل عددی رفتار سدهای خاکی- سنگریزه‌ای حین ساخت و اولین آبیگری (مطالعه موردی سد مسجد سلیمان)»، مجله علوم و فنون کشاورزی و منابع طبیعی، علوم آب و خاک، ۱۶(۶۲)، صص. ۲۴۲-۲۴۹، (۱۳۹۱).
5. Chen, Q., Hua Zou, Y., Tang, M., Rong He, C., "Modelling the Construction of a High Embankment Dam", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, No.1, pp. 93-102, (2014).
6. Aflaki, E., "Comparing Numerical Analysis Predictions and Experimental Data for Shirindarreh Embankment Earth Dam", *Asian Journal of Applied Sciences*, Vol. 2, No. 1, pp. 50-62, (2009).
7. Al-Homoud, A.S., Tanash, N., "Monitoring and Analysis of Settlement and Stability of an Embankment Dam Constructed in Stages on Soft Ground", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 59, No.4, pp. 259-284, (2001).
8. Chu, F., "Finite Element Analysis of Stress Deformation of Earth-rock Dam on Narrow Valley", *Applied Mechanics and Materials*, 580-583, pp. 1852-1855, (2014).
9. Derakhshandi, M., Pourbagherian, H. R., Baziar, M. H., Shariatmadari, N. Sadeghpour, A. H., "Numerical Analysis and Monitoring of a Rockfill Dam at the End of Construction (Case Study: Vanyar Dam)", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 12, No.4, Transaction B: Geotechnical Engineering, (2014).
10. Jafari, F., Salmasi, F., "Effect of Embankment Soil Layers on Stress-Strain Characteristics", *Iranica Journal of Energy & Environment*, Vol. 5, No. 4, pp. 369-375, (2014).
11. Rezaee, M., Ghasemi, M., Barghamady, M., Khaksefidi, S., "Stability Analysis of Esfarayen Garati Dam using Finite Element Method", *International Journal of Engineering Innovation & Research*, Vol. 3, Issue 5, ISSN: 2277 – 5668, pp. 654-658, (2014).
12. Yazdani, M., Ghasemi, S., Afshoon, H. R., "Effect Of Height Variation On The Stress-Strain Analysis Of The Heterogeneous Embankment Dams", *Indian Journal of Fundamental and Applied Life Sciences*, ISSN: 2231– 6345 (Online) An Open Access, Online International Journal Available at www.cibtech.org/sp.ed/jls/2015/04/jls.htm, Vol. 5 (S4), pp. 35-42, (2015).
13. Zheng, L., Chen, W., "The Analysis of Stress, Deformation and Arch Effect of the Lianghekou Earth-rockfill Dam", *Indian Geotechnical Society*, (2015).
۱۴. زمردیان، س.م.ع. و صاحب‌زاده، ک.، «بررسی تعریف تعداد مراحل ساخت سدهای خاکی و سنگریزه‌ای با انجام آنالیز تحکیمی در مدل‌های کامپیوتری»، مجموعه مقالات اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، (۱۳۸۳).
۱۵. پاکزاد، م. و حسینی، س. م. م.، «ارزیابی فشارهای آب منفذی در پی و بدنه سد کرخه پس از آبیگری»، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس سدسازی، تهران، (۱۳۷۹).
۱۶. حسینی، س. م. م.، موسوی خوانساری، م. و احمدی فرد، رضا، «ارزیابی فشار آب منفذی در هسته سد کرخه هنگام ساختن و آبیگری هم‌زمان»، مجله مهندسی آب، سال دوم، بهار ۱۳۸۸، صص. ۴۷-۳۷، (۱۳۸۸).
۱۷. نیرومند، ح.، میرقاسمی، ع. و پاکزاد، م.، «رفتارنگاری سد کرخه در دوران ساخت با استفاده از نتایج ابزار دقیق»، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس سدسازی، تهران، (۱۳۷۹).
۱۸. حبشی، ع.، بارانی، غ. و خبیری، و.، «ارزیابی فشارهای آب منفذی در هسته سد خاکی دوستی با استفاده از آمار اندازه‌گیری شده و نتایج تحلیلی»، مجموعه مقالات پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران، اردیبهشت، ۱۶-۱۴، (۱۳۸۹).
19. Maleki, M. and A. Alavifar, "Safety Evaluation of MASJED-SOLEYMAN, During Construction and First Stage Impounding", 73rd Annual Meeting of ICOLD, Tehran, Iran, No.101-S5, (2005).

20. سروش، ع.، اخترپور، ع.، «مطالعه و تحلیل عددی فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در هسته سد سنگریزه‌ای مسجدسلیمان»، مجموعه مقالات هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، (۱۳۸۵).
21. Lewis, RW., Schrefler, BA., "The Finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media", 2nd ed, Chichester: Wiley, (1998).
22. Biot, MA., "General theory of three-dimensional consolidation", *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, No. 2, pp. 155-164, (1941).
23. Zienkiewicz, OC., Shiomi, T., "Dynamic Behavior of Saturated Porous Media; the Generalized Biot Formulation and it's Numerical Solution", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, No. 1, pp. 71-96, (1984).
24. Zienkiewicz, OC., Chan, AHC. Pastor, M. Paul, DK. Shiomi, T., "Static and dynamic behavior of soils; a rational approach to quantitative solution. I. Fully saturated problems", *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, 429(1877), pp. 311-321, (1990).
25. Zienkiewicz, OC., Chan, AHC. Pastor, M. Schrefler, BA. Shiomi, T., "Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engine", New York: Wiley, (1999).
26. Khoei, A. R., Azami A. R., Haeri. S. M., "Implementation of Plasticity Based on Models in Dynamic Analysis of Earth and Rockfill Dams: A Comparison of Pastor-Zienkiewicz and Cap Models", *Journal of Computers and Geotechnics*, Vol. 31, pp. 385-410, (2004).
27. Khoei, A.R. Haghghat, E., "Extended Finite Element Modeling of Deformable Porous Media with Arbitrary Interfaces", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 35, No. 11, pp. 5426-5441, (2011).
28. Huang, M., Zienkiewicz, OC., "New unconditionally stable staggered solution procedures for coupled soil-pore fluid dynamic problems", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 43, No. 6, pp. 1029-1052, (1998).
29. Zienkiewicz, OC., Taylor, RL., "The Finite Element Method", Butterworth-Heinemann, London, Vol. 1, pp. 561, (2000).
30. Smith I.M., Griffiths D.V., "Programming the Finite Element Method", 4th edition, wiley, England, Pp. 98-100, (2004).
31. Bentler, D.J., "Finite Element Analysis of Deep Excavations", Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, pp. 83-87, (1998).
۳۲. مهندسین مشاور کاوش پی مشهد، گزارش رفتار نگاری سد (درونگر)، (۱۳۹۱).
۳۳. مهندسین مشاور طوس آب، گزارش منابع قرضه و مصالح ساختمانی، مرحله دوم مطالعات سد مخزنی درونگر، (۱۳۸۳).
۳۴. مهندسین مشاور طوس آب، گزارش فنی پی آبرفتی، بدنه سد و ابزار دقیق، مرحله دوم مطالعات سد مخزنی درونگر، (۱۳۸۳).
35. Kisa, H., Fukuri, H. and Urayama, M., "Effects of the Valley Configuration on Dam Behavior", *International Workshop on Dam Safety Evaluation*, pp. 95-106, (1993).
36. ICOLD, "Static Analysis of Embankment Dams", *International Commission on large Dams*, Paris, Bulletin 53, (1986).
37. Grishin, M., "Hydraulic Structures", *Mir publisher*, Moscow, Vol. 2, (1982).

تحلیل پاسخ دینامیکی سازه های بلند تحت تأثیر نیروی محوری*

مهرداد محمدنژاد^(۱)حسن حاجی کاظمی^(۲)

چکیده در این تحقیق، معادلات انتگرالی تضعیف شده جهت محاسبه فرکانس های طبیعی ارتعاش سازه های بلند دارای جرم و سختی متغیر در ارتفاع و تحت تأثیر نیروی محوری ارائه شده است. معادله دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش آزاد یک تیرکنسول غیرمنشوری با سختی برشی و سختی خمشی و تحت تأثیر نیروی محوری، از طریق چهار مرتبه انتگرال گیری پی در پی به فرم تضعیف شده ی آن تبدیل شده است. با تقریب تابع مد شکل ارتعاش توسط یک سری توانی، معادله انتگرالی به یک دستگاه معادلات جبری خطی تبدیل شده است. در نهایت با محاسبه جواب غیر بدیهی دستگاه معادلات، فرکانس های طبیعی ارتعاش سازه بلند بدست آمده است. سازه مورد نظر در نرم افزار SAP-2000 مدل سازی شده و نتایج تحلیل به کمک روش ارائه شده، نتایج مدل سازی در نرم افزار و همچنین نتایج بدست آمده از روشهای سایر محققین با یکدیگر مقایسه شده است.

واژه های کلیدی سازه بلند، تیر برشی - خمشی، فرم تضعیف شده، معادله انتگرالی، نیروی محوری، فرکانس طبیعی ارتعاش.

Dynamic Response Analysis of Tall Buildings under Axial Force Effects

M. Mohammadnejad

H. Haji kazemi

Abstract In this paper, weak form integral equations is presented for dynamic response analysis of tall structures with variable stiffness and mass along the height under axial force. Through repetitive integration, the governing differential equation is converted into its weak form integral equation. The tall structure is modeled by a non-prismatic cantilever beam. By approximation of the mode shape function by a power series, the integral equation is converted into a system of linear algebraic equations. The natural frequencies of tall structure are calculated by determination of a non-trivial solution for system of equations. The analysis results are compared by those obtained from SAP-2000 software and other available references.

Key Words Tall Structure, Shear-Bending beam, Weak form integral equation, Axial force, Natural frequency.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۳/۱۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۵/۱ می باشد.

Email: civil.persian@gmail.com

(۱) نویسنده مسئول، دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) عضو هیات علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

رفتار تعداد زیادی از پدیده‌های طبیعی را می‌توان به کمک معادلات دیفرانسیل معمولی یا مشتق جزئی مدل‌سازی کرد. به عنوان مثال ارتعاش تیرهای الاستیک با خصوصیات جرم و سختی متغیر به کمک معادلات دیفرانسیل مشتق جزئی با ضرایب متغیر مدل می‌شود. روشهای تحلیل سازه بلند را می‌توان به دو دسته کلی ۱: روشهای تقریبی و ۲: روشهای تحلیل اجزا محدود دسته بندی نمود. جهت تحلیل تقریبی یک سازه بلند، از یک تیر کنسول با مقطع متغیر به عنوان جایگزین سازه اصلی استفاده می‌شود. مدل‌سازی سازه بلند توسط یک تیر جایگزین به کمک تئوری تقریبی تیر جایگزین (Replacement beam) انجام می‌شود. با حل معادله حاکم بر ارتعاش این تیر جایگزین، فرکانس‌های طبیعی ارتعاش سازه اصلی و توابع مد شکل محاسبه می‌شوند. بنابراین تحلیل تیر جایگزین به جای سازه اصلی دارای ساده سازی‌ها و تقریب‌هایی می‌باشد. روشهای تحلیل اجزا محدود بر پایه مدل‌سازی گسسته استوار است. این روش‌ها نیاز به حل همزمان هزاران معادله خطی به منظور ارائه نتایج عددی و کاربردی تحلیل سازه دارد. همچنین مدل‌سازی یک سازه بلند در نرم افزار تحلیل اجزا محدود بدلیل داشتن المان‌های سازه‌ای زیاد بسیار وقت گیر می‌باشد. بنابراین روش تحلیل اجزا محدود برای مراحل نهایی و تحلیل دقیق یک سازه بلند مناسب می‌باشد. این در حالی است که روشهای تقریبی تحلیل سازه، به دلیل سادگی و سرعت عمل بالا، در مراحل اولیه طراحی و تحلیل مقدماتی سازه کاربرد دارند. روش ارائه شده در این تحقیق یک دید روشن از تحلیل ارتعاش آزاد سازه بلند ارائه می‌کند. سادگی و دقت بالای روش ارائه شده در این تحقیق موجب می‌شود که در تحلیل تقریبی و مراحل مقدماتی طراحی یک سازه بلند (که نیازی به مدل‌سازی دقیق نرم افزاری وجود ندارد) قابل استفاده باشد. علاوه بر این، جهت بررسی میزان تأثیر پارامترهای مختلف سازه‌ای بر مشخصات استاتیکی و دینامیکی یک سازه بلند، استفاده

از روشهای تحلیلی راحتتر و سراسر تر می‌باشد. با توجه به زمان اندک مورد نیاز جهت مدل‌سازی و محاسبات در روش ارائه شده، این روش در تحلیل تقریبی سازه مفید واقع می‌شود. نتایج تحلیل تقریبی می‌تواند در جهت کاهش خطاهای مدل‌سازی دقیق سازه در نرم افزار تحلیل اجزا محدود، تخمین صحیح ابعاد اولیه المان‌های سازه‌ای و مشخصات مصالح مورد بررسی و ... مفید واقع گردد.

تاکنون تحقیقات زیادی در خصوص مدل‌سازی و تحلیل تقریبی سازه‌های بلند ارائه شده است. در سال ۲۰۱۲ قزاق و همکاران [1] یک تئوری اصلاح شده برای تفکیک یک سازه بلند دارای سختی خمشی و برشی به دو زیر سازه مجزا (یکی برشی و دیگری خمشی) ارائه کرده‌اند. در سال ۲۰۱۴ پارک و همکاران [2] یک مدل تحلیلی برای تحلیل دینامیکی سازه‌های بلند دارای سیستم سازه‌ای قاب-دیوار برشی ارائه کرده‌اند. یک سیستم قاب-دیوار از یک دیوار برشی با رفتار خمشی به عنوان هسته و یک قاب خمشی با رفتار برشی تشکیل می‌شود. در سال ۲۰۱۴ رهگذر و همکاران [3] فرکانس‌های طبیعی یک سازه بلند مرکب از قاب لوله‌ای و دیوار برشی را به کمک روش گالریکین و توابع B-Spline محاسبه کرده‌اند. در این تحقیق، معادله حاکم بر ارتعاش آزاد یک سازه بلند با سختی برشی و سختی خمشی به کمک توابع B-Spline به فرم ماتریسی آن تبدیل شده است. در سال ۲۰۱۲ کامگار و همکاران [4] فرکانس طبیعی یک سازه بلند مرکب از قاب لوله‌ای، هسته برشی، کمربند خربایی و مهاربازویی که دارای ناپیوستگی‌هایی در مقطع عرضی می‌باشد را محاسبه کرده‌اند. در این تحقیق فرض شده است سختی و جرم سازه به صورت پلکانی و ناگهانی در ارتفاع سازه کاهش می‌یابند، از این رو سازه بلند به n قسمت در ارتفاع تفکیک شده و برای هر قسمت سختی و جرم ثابت فرض شده است. با اعمال شرایط مرزی در محل فصل مشترک هر دو قطعه پی در پی، n قسمت معادله دیفرانسیل با ضرایب ثابت (متناظر با n قسمت

خصوصیات سختی و جرم متغیر در طول تیر و تحت اثر نیروی محوری متغیر را به کمک معادلات انتگرالی تضعیف شده محاسبه کرده اند. در این تحقیق فرکانس های طبیعی ارتعاش و بار کمانشی تیرهایی با شرایط تکیه گاهی مختلف محاسبه شده است. تحقیق های زیادی در زمینه تحلیل ارتعاش آزاد سازه های بلند به کمک روشهای مختلف ارائه شده است [12-22] اما در تعداد کمی از این تحقیقات اثر نیروی محوری بر روی رفتار ارتعاشی سازه بلند بررسی شده است. از آنجایی که نیروی محوری موجب کاهش سختی سازه می گردد در نظر گرفتن این پارامتر در محاسبه فرکانس طبیعی ارتعاش امری ضروری به نظر می رسد.

در تحقیق پیش رو، فرکانسهای طبیعی ارتعاش یک سازه بلند دارای جرم و سختی متغیر در ارتفاع تحت تأثیر نیروی محوری محاسبه شده است. معادله حاکم بر ارتعاش از طریق چهار مرتبه انتگرال گیری پی در پی به فرم تضعیف شده آن تبدیل می شود. اکثر روشهای تحلیلی ارائه شده تاکنون جهت تحلیل ارتعاش آزاد سازه بلند، سختی و جرم سازه را در ارتفاع یکنواخت فرض کرده اند. در روش ارائه شده در این تحقیق، خصوصیات سختی و جرم سازه در ارتفاع متغیر فرض شده است. که این نوع مدل سازی به واقعیت موجود در سازه ها نزدیک تر می باشد. همچنین، تحلیل ارتعاش آزاد یک تیر با مقطع ثابت (که متناظر با مدل یک سازه بلند با خصوصیات سختی و جرم ثابت می باشد) به مراتب ساده تر از تحلیل یک تیر با مقطع غیر منشوری (که متناظر با مدل یک سازه بلند با خصوصیات سختی و جرم متغیر است) می باشد. در اکثر روشهای ارائه شده تاکنون، سازه بلند که دارای یک محیط پیوسته با بینهایت درجه آزادی می باشد به N سازه یک درجه آزادی معادل، متناظر با N مد ارتعاشی تبدیل شده و برای هر مد ارتعاشی، یکبار معادله حاکم حل شده و سپس نتایج تحلیل بایکدیگر ترکیب شده

تفکیک شده) حاصل شده است. با حل این معادلات به روش سری توانی (power series solution) فرکانس های طبیعی ارتعاش سازه بلند محاسبه شده است. در سالهای ۲۰۱۲ و ۲۰۱۴ ملکی نژاد و همکاران [5-6] روشهایی بر مبنای روابط انرژی برای محاسبه فرکانس های طبیعی و توابع مد شکل ارتعاش سازه های بلند دارای سیستم قاب لوله ای، هسته برشی و کمر بند خربایی ارائه کرده اند. در این تحقیق، سازه قاب محیطی به کمک یک تیر کنسول با مقطع تیر-جعبه و سیستم مرکب کمر بند خربایی-مهار بازویی به کمک یک فنر دورانی مستقر در مکان کمر بند مدل سازی شده است. در سال ۲۰۱۳ زالکا [7] روابطی برای تحلیل پیچشی سازه های بلند نامتقارن در پلان با سیستم برابر جانبی قاب خمشی، دیوار برشی و هسته مرکزی ارائه کرده است. در سال ۲۰۱۵ محمدنژاد [8] و در سال ۲۰۱۴ محمدنژاد و همکاران [9] فرکانس های طبیعی ارتعاش تیرهایی با خصوصیات جرم و سختی متغیر در طول تیر و تحت تأثیر نیروی محوری و اینرسی دورانی را به کمک معادلات انتگرالی تضعیف شده محاسبه کرده اند. در این تحقیق، معادله حاکم بر ارتعاش تیرهای مختلف از طریق انتگرال گیری های پی در پی به فرم تضعیف شده آن تبدیل شده است. در سال ۲۰۱۵ صفاری و همکاران [10] فرکانس ارتعاشی سازه های بلند دارای سختی خمشی و برشی را به کمک معادلات انتگرالی تضعیف شده محاسبه نموده اند. در این تحقیق، سازه بلند با رفتار برشی و خمشی به دو سازه مجزا یکی با رفتار خمشی و دیگری با رفتار برشی تفکیک شده است. معادلات حاکم بر ارتعاش تیر برشی و تیر خمشی به کمک معادلات انتگرالی تضعیف شده حل شده و فرکانس های ارتعاش برشی و ارتعاش خمشی سازه محاسبه شده است. فرکانس نهایی سازه به کمک ترکیب فرکانس های برشی و خمشی محاسبه شده است. در سال ۲۰۱۲ صفاری و همکاران [11] فرکانس های طبیعی ارتعاش و بار کمانشی تیر برنولی با

سختی برشی و جرم واحد طول متغیر در ارتفاع تحت تأثیر نیروی محوری ناشی از وزن سازه مدلسازی می شود. توابع سختی و جرم تیر جایگزین به کمک روابط تقریبی محاسبه می شود. معادله حاکم بر ارتعاش یک تیر برشی-خمشی (Shear-Bending beam) غیرمنشوری تحت تأثیر نیروی محوری در نظر گرفته شده و به کمک معادلات انتگرالی تضعیف شده، فرکانس های طبیعی ارتعاش این تیر که در حقیقت فرکانس های اصلی می باشند، محاسبه می شود. تیر برشی-خمشی یک حالت خاص از تیر تیموشنکو می باشد که در معادله حاکم بر ارتعاش آن از اثرات اینرسی دورانی صرف نظر شده است. در سال ۲۰۱۳ کامگار و رهگذر [23] در تحقیقی نشان داده اند که اثر اینرسی دورانی بر فرکانس طبیعی سازه بلند ناچیز می باشد.

تبدیل معادله حاکم به فرم تضعیف شده. با استفاده از روش انرژی و اصل همیلتون (Hamilton's principle) معادله حاکم بر ارتعاش سازه بلند با در نظر گرفتن اثرات تغییر شکل برشی، تغییر شکل خمشی و نیروی محوری به صورت زیر محاسبه شده است [4]:

$$\frac{\partial}{\partial X} \left[K_s(X) \frac{\partial}{\partial X} W(X,t) \right] + \frac{\partial}{\partial X} \left[N(X) \frac{\partial}{\partial X} W(X,t) \right] - \frac{\partial^2}{\partial X^2} \left[K_b(X) \frac{\partial^2}{\partial X^2} W(X,t) \right] - m(X) \frac{\partial^2}{\partial t^2} W(X,t) + q(X,t) = 0, \quad 0 < X < H \quad (1)$$

در رابطه (۱)، $m(X)$, $K_s(X)$, $K_b(X)$, $W(X,t)$, H , $N(X)$ ، $q(X,t)$ به ترتیب تابع جابجایی جانبی سازه، تابع سختی خمشی، تابع سختی برشی، تابع جرم واحد طول سازه، تابع نیروی محوری سازه، ارتفاع سازه و تابع بارگذاری جانبی سازه می باشند (شکل ۱). جهت بررسی ارتعاش آزاد $q(X,t) = 0$ در نظر گرفته می شود.

اند. دو ایراد اساسی به این ایده وارد است، نخست اینکه محیط پیوسته به یک محیط گسسته تبدیل شده است و دوم اینکه، نیاز به N بار حل معادله حاکم بر ارتعاش می باشد. در حالی که در روش پیش رو، به کمک مدلسازی پیوسته سازه بلند (continuum modelling)، که به واقعیت سازه نزدیک تر است، تنها یک بار معادله حاکم بر ارتعاش سیستم پیوسته حل شده و با انتخاب یک P مناسب در رابطه (۲۴) به هر تعداد مد ارتعاشی که مد نظر باشد دسترسی داریم و نیازی به ترکیب جواب ها نیز نخواهیم داشت. تاکنون جهت تبدیل معادله حاکم بر ارتعاش آزاد سازه بلند به یک معادله قابل حل، روشهای حل بسیار طولانی همراه با محاسبات ریاضی زیاد ارائه شده است. در حالی که در این تحقیق تنها از طریق ۴ مرتبه انتگرال گیری پی در پی از معادله حاکم به یک معادله قابل حل دسترسی پیدا کرده ایم. که این مساله، سادگی روش تحقیق را نشان می دهد. در محدود روشهای ارائه شده تاکنون برای تحلیل ارتعاش آزاد سازه هایی با خصوصیات سختی و جرم متغیر در ارتفاع، روش حل بدین صورت می باشد که سازه غیر منشوری به n قسمت تقسیم شده و فرض شده است سختی و جرم سازه در هر قسمت ثابت می باشد و شرایط مرزی بین هر دو قطعه پی در پی ارضا شده است. بنابراین نیاز به حل n معادله دیفرانسیل با ضرایب ثابت متناظر با n قسمت سازه وجود دارد. در حالی که در روش تحقیق پیش رو نیازی به این تقسیم بندی وجود نداشته و برای تغییرات سختی و جرم سازه در ارتفاع محدودیتی وجود ندارد و تنها نیاز به بررسی شرایط مرزی در پای سازه و بام سازه می باشد. که این نکته مراحل حل مساله را به مراتب ساده تر کرده است.

محاسبه فرکانس طبیعی ارتعاش سازه بلند

جهت محاسبه فرکانس های طبیعی ارتعاش، در ابتدا سازه بلند توسط یک تیر کنسول با سختی خمشی،

متغیر بدون بعد x می باشد. به منظور تبدیل معادله (۴) به فرم تضعیف شده آن، از طرفین معادله (۴) دو مرتبه نسبت به پارامتر x در بازه 0 تا x انتگرال گیری می شود. نتیجه، معادلات انتگرالی زیر می باشند:

$$H^2 K_S(x) \frac{d}{dx} w(x) + H^2 N(x) \frac{d}{dx} w(x) - \frac{d}{dx} \left[K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) \right] + \Omega^2 H^4 \int_0^x m(s) w(s) ds = C_1$$

(۵)

$$H^2 K_S(x) w(x) + H^2 N(x) w(x) + \int_0^x \left[\Omega^2 H^4 (x-s) m(s) - \left[H^2 K'_S(s) - H^2 N'(s) \right] w(s) \right] ds - K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) = C_1 x + C_2$$

(۶)

همچنین دو مرتبه انتگرال گیری از معادله (۶) نسبت به پارامتر x در بازه 0 تا x معادلات انتگرالی زیر را نتیجه می دهد:

$$\int_0^x \left[H^2 K_S(s) + H^2 N(s) - H^2 (x-s) K'_S(s) - H^2 (x-s) N'(s) - K''_B(s) + \frac{\Omega^2 H^4}{2} (x-s)^2 m(s) \right] w(s) ds - K_B(x) \frac{d}{dx} w(x) + K'_B(x) w(x) = \frac{C_1}{2} x^2 + C_2 x + C_3$$

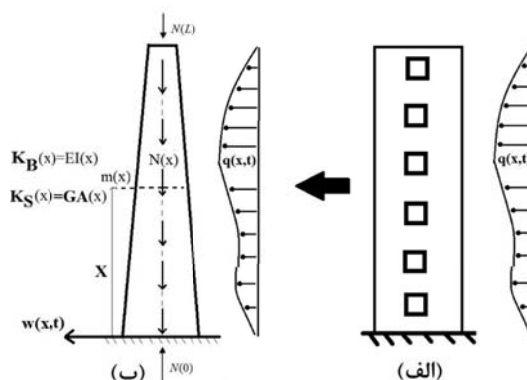
(۷)

$$\int_0^x h_1(x,s) w(s) ds - K_B(x) w(x) = \frac{C_1}{6} x^3 + \frac{C_2}{2} x^2 + C_3 x + C_4$$

(۸)

در رابطه (۸) تابع $h_1(x,s)$ به صورت زیر محاسبه

می شود:



شکل ۱ مدل سازی تقریبی سازه بلند توسط تیر جایگزین تحت اثر نیروی محوری. (الف) سازه اصلی، (ب) تیر جایگزین سازه اصلی

با فرض یک ارتعاش هارمونیک برای سازه، تابع جابجایی جانبی تیر به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$W(X,t) = w(X) e^{i\Omega t} \quad (۲)$$

در رابطه (۲)، $w(X)$ و Ω به ترتیب تابع مد شکل ارتعاش و فرکانس طبیعی ارتعاش سازه می باشند. با جایگذاری رابطه (۲) در معادله (۱)، یک معادله تک متغیره بر حسب پارامتر مکان X به صورت زیر بدست می آید:

$$\frac{d}{dX} \left[K_S(X) \frac{d}{dX} w(X) \right] + \frac{d}{dX} \left[N(X) \frac{d}{dX} w(X) \right] - \frac{d^2}{dX^2} \left[K_B(X) \frac{d^2}{dX^2} w(X) \right] + \Omega^2 m(X) w(X) = 0, \quad 0 < X < H \quad (۳)$$

به منظور سهولت محاسبات، تغییر متغیر $x = \frac{X}{H}$ در نظر گرفته شده و در رابطه (۳) جایگذاری می شود:

$$\frac{d}{dx} \left[H^2 K_S(x) \frac{d}{dx} w(x) \right] + \frac{d}{dx} \left[H^2 N(x) \frac{d}{dx} w(x) \right] - \frac{d^2}{dx^2} \left[K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) \right] + \Omega^2 H^4 m(x) w(x) = 0, \quad 0 \leq x \leq 1 \quad (۴)$$

معادله (۴) معادله ارتعاش آزاد سازه بلند بر حسب

رابطه (۱۲) مربوط به وضعیت نیروی برشی در انتهای آزاد تیر تحت تأثیر نیروی محوری می باشد. در این رابطه، ترم سوم همان نیروی برشی کلاسیک تیر می باشد، ترم دوم اثر نیروی محوری و ترم اول اثر سختی برشی بر روی نیروی برشی تیر می باشند. همچنین رابطه (۱۳) مربوط به وضعیت ممان خمشی در انتهای آزاد تیر می باشد. با اعمال شرایط مرزی (۱۰) الی (۱۳) در روابط (۵) الی (۸)، ثابت های انتگرال گیری محاسبه شده و در رابطه (۸) جایگذاری می شود. نتیجه، معادله انتگرالی زیر بر حسب تابع مد شکل ارتعاش $w(x)$ می باشد:

$$\int_0^x h_1(x,s)w(s)ds + \int_0^1 h_2(x,s)w(s)ds - K_B(x)w(x) = 0 \quad (14)$$

در رابطه (۱۴) تابع $h_2(x,s)$ به صورت زیر محاسبه می شود:

$$h_2(x,s) = -\frac{\Omega^2 H^4}{6} x^3 m(s) - \frac{\alpha_1}{2} x^2 g_1(s) - \frac{\alpha_2}{2} x^2 g_2(s) \quad (15)$$

در رابطه (۱۵) توابع $g_1(s)$ و $g_2(s)$ و پارامترهای α_1 و α_2 به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$\begin{cases} g_1(s) = \Omega^2 H^4 (1-s)m(s) - H^2 K'_s(s) - \\ H^2 N'(s) - \Omega^2 H^4 m(s) \end{cases} \quad (16)$$

$$\begin{cases} g_2(s) = \frac{H^2}{K_B(l)} (1-s)K_s(s) + \\ \frac{H^2}{K_B(l)} (1-s)N(s) - \frac{H^2}{2K_B(l)} (1-s)^2 K'_s(s) - \\ \frac{H^2}{2K_B(l)} (1-s)^2 N'(s) + \frac{2K'_B(s)}{K_B(l)} - \\ \frac{(1-s)K''(s)}{K_B(l)} + \frac{\Omega^2 H^4}{6K_B(l)} (1-s)^3 m(s) - \\ - \frac{\Omega^2 H^4}{6K_B(l)} m(s) \end{cases} \quad (17)$$

$$\begin{aligned} h_1(x,s) &= H^2 (x-s)K_s(s) + \\ &H^2 (x-s)N(s) - \frac{H^2}{2} (x-s)^2 K'_s(s) - \\ &\frac{H^2}{2} (x-s)^2 N'(s) + 2K'_B(s) - \\ &(x-s)K''_B(s) + \frac{\Omega^2 H^4}{6} (x-s)^3 m(s) \end{aligned} \quad (9)$$

معادله (۸) فرم تضعیف شده معادله حاکم بر ارتعاش سازه بلند با در نظر گرفتن اثرات نیروی محوری می باشد. در معادله (۸) پارامترهای C_4, C_3, C_2, C_1 ثابتهای انتگرال گیری می باشند که به کمک شرایط مرزی اساسی و هندسی حاکم بر ارتعاش سازه بلند محاسبه می شوند. در قسمت بعد، از معادلات (۵) الی (۸) جهت تعیین ثابت های انتگرال گیری استفاده می شوند.

شرایط مرزی. شرایط مرزی اساسی در تکیه گاه تیر به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$\begin{cases} x=0 & w(0)=0 \\ x=0 & \frac{dw}{dx}(0)=0 \end{cases} \quad (10) \text{ و } (11)$$

شرایط مرزی هندسی بسته به نوع سیستم باربر جانبی و در نظر گرفتن یا عدم در نظر گرفتن پارامترهایی نظیر نیروی محوری، اینرسی دورانی، تغییر شکل های برشی و ...، متغیر می باشد. در اینجا شرایط مرزی هندسی در انتهای آزاد تیر تحت تأثیر نیروی محوری به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$\begin{cases} x=1 & -H^2 K_s(x) \frac{d}{dx} w(x) - \\ & H^2 N(x) \frac{d}{dx} w(x) + \\ & \frac{d}{dx} \left[K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) \right] = 0 \\ x=1 & K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) = 0 \end{cases} \quad (12) \text{ و } (13)$$

در معادله (۲۰) تابع $h_2(x, s)$ به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$h_2(x, s) = \left[-\frac{\alpha_3}{6} x^3 - \frac{\alpha_5}{2} x^2 \right] g_4(s) - x^2 g_3(s) - \frac{\alpha_4}{2} x^2 m(s) \quad (21)$$

در رابطه فوق:

$$\begin{cases} g_3(s) = H^2(1-s)N(s) + (1-s)K_B''(s) - \frac{\Omega^2 H^4}{6}(1-s)^3 m(s) - 2K_B'(s) - \frac{H^2}{2}(1-s)^2 N'(s) \\ g_4(s) = 6g_3(s) + 3H^2 N'(s) + \left(\frac{3H^3 N(1) - 6HK_B(1)}{M} + 3\Omega^2 H^4(1-s) \right) m(s) \end{cases} \quad (22)$$

و

$$\begin{aligned} \alpha_3 &= \frac{\overline{M}\Omega^2 H^3}{6K_B(1) - 2\overline{M}\Omega^2 H^3 - 3H^2 N(1)}, \\ \alpha_4 &= -\frac{2K_B(1)H}{M}, \\ \alpha_5 &= \frac{6K_B(1) + \overline{M}\Omega^2 H^3}{6\overline{M}\Omega^2 H^3 + 9H^2 N(1) - 18K_B(1)} \end{aligned} \quad (23)$$

در نظر گرفته شده اند. تابع $h_1(x, s)$ از رابطه (۹) محاسبه می‌شود.

تبدیل معادله انتگرالی به دستگاه معادلات جبری خطی. تنها مجهول معادلات انتگرالی (۱۴) و (۲۰) تابع مد شکل ارتعاش $w(s)$ می‌باشد. این تابع توسط سری توانی زیر تقریب زده می‌شود:

$$w(x) = \sum_{r=0}^P c_r x^r \quad (24)$$

در این سری C_r ضرایب مجهول سری هستند و P یک عدد صحیح مثبت می‌باشد. دقت نتایج تحلیل بستگی به مقدار P انتخاب شده دارد. با در نظر گرفتن یک P بزرگتر تعداد جملات بیشتری از سری (۲۴) در

$$\begin{cases} \alpha_1 = \frac{2K_B(1)}{H^2 K_S(1) + H^2 N(1) + 2K_B(1)} \\ \alpha_2 = \frac{2K_B(1)H^2 K_S(1) + 2K_B(1)H^2 N(1)}{H^2 K_S(1) + H^2 N(1) + 2K_B(1)} \end{cases} \quad (18)$$

تیر کنسول با جرم متمرکز در انتهای آزاد. در این قسمت فرض می‌شود که یک جرم متمرکز در انتهای تیر کنسول وجود دارد. این فرض جهت تحلیل سازه‌های بلند که دارای جرم متمرکز قابل توجه در انتهای آزاد خود می‌باشند (نظیر مخازن آب)، قابل استفاده می‌باشد. روش تحلیل مشابه قسمت قبل می‌باشد با این تفاوت که در این حالت نیروی برشی در انتهای تیر کنسول و در محل جرم متمرکز برابر صفر نیست. سایر شرایط مرزی تغییر نمی‌کنند. با صرف نظر از اثرات سختی برشی، در این حالت شرایط مرزی به صورت زیر تعریف می‌شوند [24]:

$$\begin{cases} x=0, & w(0)=0, \\ x=0, & \frac{dw}{dx}(0)=0 \\ x=1, & -H^2 N(x) \frac{d}{dx} w(x) + \frac{d}{dx} \left[K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) \right] = -\overline{M}\Omega^2 w(1) \\ x=1, & K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) = 0 \end{cases} \quad (19)$$

در روابط (۱۹) $\overline{M}$ جرم متمرکز در انتهای آزاد تیر کنسول می‌باشد. با اعمال شرایط مرزی فوق، ثابت‌های انتگرال‌گیری معادله (۸) تعیین می‌شوند. با جایگذاری ثابت‌های انتگرال‌گیری در معادله (۸) یک معادله انتگرالی به شکل زیر بدست می‌آید:

$$\int_0^x h_1(x, s) w(s) ds + \int_0^1 h_2(x, s) w(s) ds - K_B(x) w(x) = 0 \quad (20)$$

تابع مد شکل ارتعاش

پس از محاسبه فرکانس های طبیعی ارتعاش سازه به کمک روش تشریح شده در قسمت قبل، می توان توابع مد شکل ارتعاش را محاسبه نمود. از آنجایی که تابع مد شکل ارتعاش به کمک سری توانی زیر تقریب زده شده است:

$$w(x) = \sum_{r=0}^P c_r x^r \quad (28)$$

جهت محاسبه تابع مد شکل ارتعاش نیاز به محاسبه ثابت های c_r $r=0,1,\dots,P$ می باشد. پس از محاسبه فرکانس طبیعی ارتعاش مد (i) ام Ω_i و جایگذاری آن در دستگاه معادلات جبری خطی (27) دستگاه معادلات زیر بدست می آید:

$$[A_i]_{(P+1,P+1)} [C_i]_{(P+1,1)} = 0 \quad (29)$$

در رابطه (29) $(C_0)_i = 1$ در نظر گرفته شده و جایگذاری می شود. نتیجه دستگاه معادلات جبری زیر می باشد:

$$[\overline{A_i}]_{(P+1,P)} [\overline{C_i}]_{(P,1)} = [\overline{B_i}]_{(P+1,1)} \quad (30)$$

در رابطه (30) ماتریس های $[\overline{B_i}]_{(P+1,1)}$ ، $[\overline{C_i}]_{(P,1)}$ به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$\begin{aligned} [\overline{C_i}]_{(P,1)} &= \begin{bmatrix} (C_1)_i \\ (C_2)_i \\ \vdots \\ (C_P)_i \end{bmatrix} \quad \text{and} \\ [\overline{B_i}]_{(P+1,1)} &= \begin{bmatrix} -(A_{1,1})_i \\ -(A_{2,1})_i \\ \vdots \\ -(A_{P+1,1})_i \end{bmatrix} \\ [\overline{A_i}]_{(P+1,P)} &= \begin{bmatrix} (A_{1,2})_i & \dots & (A_{1,P+1})_i \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ (A_{P+1,2})_i & \dots & (A_{P+1,P+1})_i \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (31)$$

نظر گرفته می شود. این مسئله موجب افزایش دقت نتایج می شود. با جایگذاری سری (24) در معادلات انتگرالی (14) و (20) و ضرب طرفین معادله در x^m و انتگرال گیری از معادله حاصل در بازه 0 تا 1 نسبت به پارامتر x ، دستگاه معادلات جبری خطی زیر بدست می آید:

$$\sum_{r=0}^P [G(m,r) + H_1(m,r) + H_2(m,r)] c_r = 0 \quad m = 0, 1, 2, \dots, P \quad (25)$$

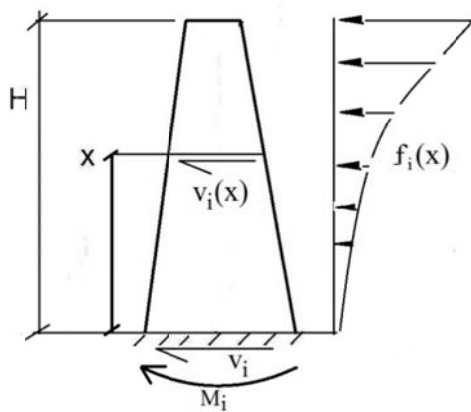
در رابطه (25) توابع $G(m,r)$ ، $H_1(m,r)$ و $H_2(m,r)$ به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$\begin{cases} G(m,r) = -\int_0^1 x^{r+m} K_B(x) dx \\ H_1(m,r) = \int_0^1 \int_0^x h_1(x,s) s^r x^m ds dx \\ H_2(m,r) = \int_0^1 \int_0^1 h_2(x,s) s^r x^m ds dx \end{cases} \quad (26)$$

سیستم دستگاه معادلات جبری خطی (25) را میتوان به فرم ماتریسی زیر بازنویسی نمود:

$$[A]_{(P+1) \times (P+1)} [C]_{(P+1) \times 1} = [0]_{(P+1) \times 1} \quad (27)$$

در رابطه (27) ماتریس ضرایب و $[C]$ ماتریس مجهولات می باشند. تنها پارامتر مجهول در ماتریس $[A]$ ، فرکانس طبیعی ارتعاش سازه می باشد. با محاسبه جواب غیر بدیهی دستگاه معادلات (27) که با مساوی صفر قرار دادن دترمینان ماتریس $[A]$ بدست می آید، معادله فرکانسی تیر محاسبه می شود. ریشه های معادله فرکانسی، فرکانس های طبیعی ارتعاش سازه اصلی می باشند. معادله فرکانسی یک تابع چند جمله ای از درجه $2(P+1)$ می باشد بنابراین با در نظر گرفتن P بزرگتر تعداد ریشه های بیشتری (فرکانس های مدهای بالاتر) قابل محاسبه می باشد. همچنین با در نظر گرفتن P بزرگتر دقت نتایج تحلیل افزایش می یابد.



شکل ۲ بار جانبی معادل $f_i(x)$ ، نیروی برشی موثر بر مقطع عرضی سازه $V_i(x)$ و نیروی برش پایه V_i و لنگر خمشی پای سازه M_i در مد (i) ام ارتعاش

مثال های عددی

سازه بلند با سیستم دیوار برشی. در این مثال ۵ فرکانس ابتدایی یک سازه بلند ۲۷ طبقه با ۷۶ متر ارتفاع و جرم متمرکز در انتهای آزاد محاسبه می شود. سیستم باربر جانبی این سازه دیوار برشی با مقطع متغیر در ارتفاع سازه می باشد. از آنجایی که سیستم باربر جانبی تنها دارای سختی خمشی می باشد این سازه توسط یک تیر کنسول خمشی با جرم متمرکز در انتهای آزاد مدل می شود. از اثرات برش و اینرسی دورانی صرف نظر شده است. تابع نیروی محوری ناشی از وزن سازه در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته $E = 2.8 \times 10^7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ و جرم متمرکز $\bar{M} = 306.122 \text{ ton}$ در نظر گرفته شده اند. جدول (۱) چگونگی تغییرات جرم و سختی سازه را در ارتفاع نشان می دهد. به کمک اطلاعات جدول (۱) تابع سختی خمشی $K_B(x) = EI(x)$ به صورت زیر درون یابی شده است:

$$K_B(x) = EI(x) = 2.8 \times 10^7 \times (932.8x^2 - 1975.9x + 2142.7) \quad (\text{kN-m}^2) \\ 0 \leq x \leq 1$$

(۳۴)

با حل دستگاه معادلات (۳۰) ثابت های C_{Fi} محاسبه می شوند.

نیروهای داخلی

در آنالیز مودال سازه ها، برای هر مد ارتعاش یک بار معادل تعیین می شود. نیروی جانبی معادل در مد (i) ام به صورت زیر محاسبه می شود (شکل ۲) [25]:

$$f_i(X) = \frac{\int_0^H m(X)w_i(X)dX}{\int_0^H m(X)w_i^2(X)dX} m(X)w_i(X)S_{Ai} \\ \text{or} \\ f_i(x) = \frac{\int_0^1 m(x)w_i(x)dx}{\int_0^1 m(x)w_i^2(x)dx} m(x)w_i(x)S_{Ai} \quad (32)$$

در رابطه (۳۲) S_{Ai} شتاب طیفی متناظر با مد i ام ارتعاش (که وابسته به زمان تناوب ارتعاش، میرایی سازه و شتاب ماکزیموم زمین می باشد) و H ارتفاع سازه می باشد. با انتگرال گیری از رابطه (۳۲) بین X و H (یا بین x و ۱) نیروی برشی موثر بر مقطع عرضی سازه در مد i ام بدست می آید (شکل ۲). نتیجه انتگرال گیری از رابطه (۳۲) به صورت زیر می باشد:

$$V_i(X) = \int_X^H f_i(X)dX \quad \text{or} \quad V_i(x) = H \int_x^1 f_i(x)dx \quad (33)$$

با قرار دادن $x=0$ در رابطه (۳۳) نیروی برشی کل که به عنوان برش پایه ساختمان شناخته می شود محاسبه می شود. لنگر خمشی پای سازه به صورت زیر محاسبه می شود (شکل ۲):

$$M_i = \int_0^H Xf_i(X)dX \quad \text{or} \quad M_i = H^2 \int_0^1 xf_i(x)dx \quad (34)$$

جدول ۱ تغییرات سختی و جرم سازه مثال ۵-۱ در ارتفاع

ارتفاع	0	5.35	15.25	21.25	m
جرم واحد طول	350.102	414.388	408.776	393.377	$\frac{\text{ton}}{\text{m}}$
ممان اینرسی	2156.5	2003.31	1786.62	1615.08	m^4
ارتفاع	33.85	43.15	52.45	76	m
جرم واحد طول	381.171	362.653	346.633	355.361	$\frac{\text{ton}}{\text{m}}$
ممان اینرسی	1177.18	1333.32	1205.311	1099.57	m^4

جدول ۲ پنج فرکانس اول سازه مثال ۵-۱

		Ω_1	Ω_2	Ω_3	Ω_4	Ω_5
تعداد تیر میانگین	P=3	6.815	39.56	114.96	552.56	1109
	P=4	6.814	39.39	110.45	234.29	1071
	P=5	6.814	39.38	108.48	221.78	411
	P=8	6.814	39.38	108.3	211.38	350.4
	P=10	6.814	39.38	108.26	211.3	348.93
	P=12	6.814	39.38	108.257	211.3	348.91
SAP-2000		6.7759	37.21	98.276	184.73	324.05

طبیعی ارتعاش سازه در تحلیل نرم افزار، ابتدا یک آنالیز استاتیکی غیر خطی با در نظر گرفتن آثار $P-\Delta$ انجام شده و از ماتریس سختی اصلاح شده در انتهای آنالیز $P-\Delta$ جهت انجام آنالیز مودال و محاسبه فرکانس ها استفاده شده است.

طبق رابطه (۲۴)، تابع مد شکل ارتعاش به کمک سری توانی $w(x) = \sum_p c_p x^p$ تقریب زده شده است. در این روش انتخاب P مناسب به عهده کاربر می باشد. با انتخاب P بزرگتر تعداد جملات بیشتری از سری توانی در نظر گرفته می شود که این مساله موجب افزایش دقت نتایج تحلیل می شود. به طوری که با در نظر گرفتن $P=3$ (در نظر گرفتن چهار جمله اول سری) فرکانس های اول و دوم سازه همگرا شده اند که نشان از همگرایی سریع روش ارائه شده می باشد. در ازای $P=3$ فرکانس مد سوم ارتعاش 17% با جواب تحلیل اجزا محدود اختلاف دارد، در حالی که با افزایش P و

با توجه به تغییرات ناچیز جرم واحد طول در ارتفاع، جرم واحد طول تیر جایگزین برابر میانگین مقادیر ارائه شده در جدول (۱) و برابر $m(x) = m_{ave} = 380.14 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$ در نظر گرفته شده است. همچنین تابع نیروی محوری ناشی از وزن جرم متمرکز در انتهای آزاد و جرم توزیع شده در ارتفاع سازه به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

$$N(x) = \bar{M} \times g + mgL(1-x) = 3001.83 + 283301.6158(1-x) \quad (\text{kN}) \quad (35)$$

پنج فرکانس اول سازه مطابق روش ارائه شده در این مقاله محاسبه شده است. سازه مورد نظر در نرم افزار SAP-2000 نیز مدل سازی شده و نتایج تحلیل و مدل سازی در نرم افزار در جدول (۲) ارائه شده است. جهت در نظر گرفتن اثرات نیروی محوری بر فرکانس

سختی برشی معادل $K_S = 77.56 \times 10^8 \text{ kN}$ ، سختی خمشی معادل $K_B = 2.61 \times 10^{13} \text{ kN-m}^2$ ، ارتفاع سازه $H = 210 \text{ m}$ ، جرم واحد طول $m = 681408 \text{ kg.s}^2/\text{m}^2$. سه فرکانس اول سازه مبنا مطابق روش ارائه شده در این تحقیق به شرح زیر محاسبه شده است:

$$\Omega_{1bs} = 1.1041 \frac{\text{rad}}{\text{sec}}, \quad \Omega_{2bs} = 4.2 \frac{\text{rad}}{\text{sec}},$$

$$\Omega_{3bs} = 9.7388 \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

(۳۶)

در رابطه (۳۷) زیرنویس "bs" به معنای سازه مبنا می باشد. به منظور بررسی تأثیر تغییر سختی برشی، سختی خمشی، جرم و ارتفاع سازه بر فرکانس های طبیعی ارتعاش، نسبت های $\frac{K_B}{(K_B)_{bs}}, \frac{K_S}{(K_S)_{bs}}, \frac{m}{(m)_{bs}}, \frac{H}{(H)_{bs}}$ بین ۱ تا ۳ تغییر داده می شود. در این نسبت ها K_B ، K_S ، m ، H مشخصات سازه جدید می باشند. فرکانس های سازه جدید به صورت $\Omega_1, \Omega_2, \Omega_3$ در نظر گرفته می شود. اثر تغییر پارامترهای سختی برشی، سختی خمشی، جرم و ارتفاع سازه بر فرکانس طبیعی ارتعاش سازه مبنا به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\text{Diff} = \left(\frac{\Omega - \Omega_{bs}}{\Omega_{bs}} \right) \times 100 \quad \% \quad (37)$$

نتایج تحلیل در اشکال (۳) و (۴) ارائه شده است.

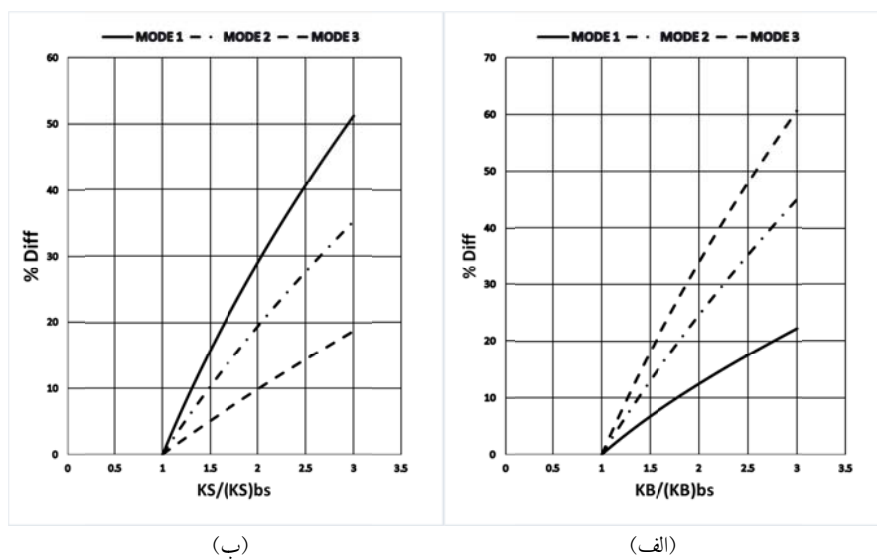
در نظر گرفتن $P=5$ فرکانس مد سوم همگرا شده و این اختلاف به ۱۰٪ کاهش پیدا کرده است. فرکانس مد چهارم با $P=8$ و فرکانس مد پنجم ارتعاش با $P=10$ همگرا شده اند.

سازه بلند با سختی برشی. در این قسمت یک سازه بلند ۲۵ طبقه با سیستم قاب محیطی تو در تو که پیش از این توسط سایر محققین بررسی شده است به کمک روش ارائه شده در این تحقیق تحلیل می گردد. سختی خمشی قاب محیطی خارجی و داخلی به ترتیب برابر $(K_B)_0 = 35.2872 \times 10^9 \text{ kN.m}^2$ و $(K_B)_i = 7.5538 \times 10^9 \text{ kN.m}^2$ در نظر گرفته شده است. سختی برشی، جرم واحد طول سازه و ارتفاع سازه به ترتیب برابر $K_S = 3.9888 \times 10^7 \text{ kN}$ ، $m = 3385.728 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ و $H = 75.9 \text{ m}$ در نظر گرفته شده است. دو فرکانس طبیعی اول ارتعاش سازه محاسبه شده و در جدول (۳) با نتایج سایر محققین مقایسه شده است.

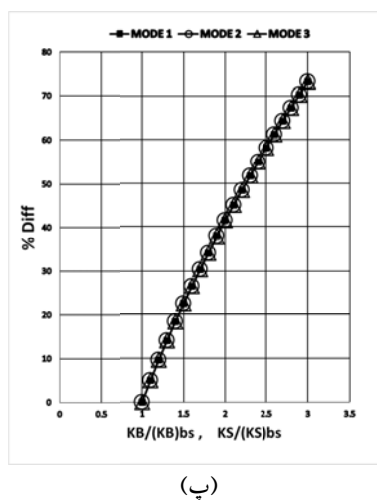
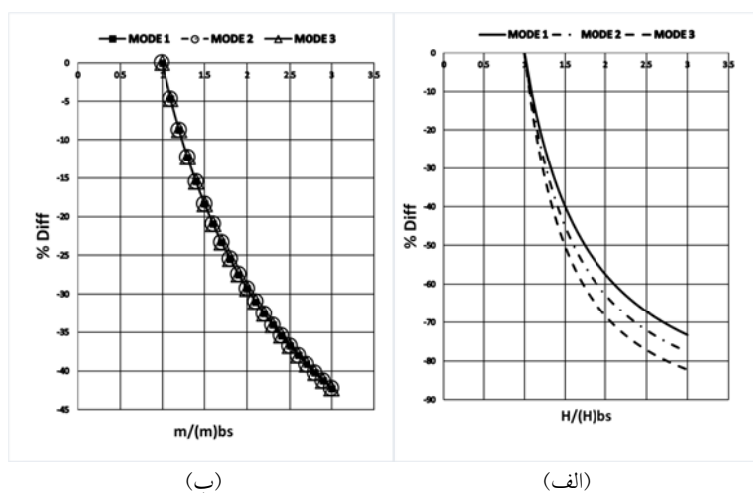
بررسی تأثیر تغییر سختی برشی و سختی خمشی بر فرکانس طبیعی ارتعاش. در این مثال یک سازه بلند ۷۰ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب محیطی مرکب شده با دیوار برشی به عنوان سازه مبنا معرفی می گردد. مشخصات سازه ای سیستم باربر جانبی سازه مبنا به شرح زیر می باشد:

جدول ۳ دو فرکانس طبیعی اول ارتعاش سازه مثال ۵-۲

	روش ارائه شده	Malekinejad and Rahgozar, 2014	Youlin, 1984 (Top displacemet method)	Youlin, 1984 (Mode superposition method)	
$\Omega_1 \text{ (rad/sec)}$	3.7056	3.705	3.157	3.279	
$\Omega_2 \text{ (rad/sec)}$	16.1326	16.127	-	17.921	
	Wang, 1996-a	Wang, 1996-b	Lashkari, 1988	Wang, 1989	Lee, 2007
$\Omega_1 \text{ (rad/sec)}$	3.462	3.461	3.715	3.462	3.518
$\Omega_2 \text{ (rad/sec)}$	21.525	19.239	21.200	21.20	20.763



شکل ۳ تغییرات فرکانس سازه مبنا بر حسب تغییر پارامترهای سازه ای الف: تغییر سختی خمشی، ب: تغییر سختی برشی



شکل ۴ تغییرات فرکانس سازه مبنا بر حسب تغییر پارامترهای سازه ای. الف) تغییر همزمان سختی برشی و سختی خمشی. ب) تغییر جرم سازه. پ) تغییر ارتفاع سازه

دیفرانسیل داشته و به راحتی قابل کدنویسی در نرم افزارهای مختلف می باشد. نتایج تحلیل تقریبی بدست آمده به کمک روش ارائه شده می تواند در جهت کاهش خطاهای مدلسازی دقیق سازه در نرم افزار تحلیل اجزا محدود، تخمین ابعاد اولیه المان های سازه ای و مشخصات مصالح مورد بررسی و ... مفید واقع گردد.

در این تحقیق، معادلات انتگرالی تضعیف شده جهت محاسبه فرکانس های طبیعی ارتعاش سازه بلند با خصوصیات سختی و جرم متغیر در ارتفاع تحت تأثیر نیروی محوری ارائه شده است. از طریق چهار مرتبه انتگرال گیری پی در پی، معادله دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش تیر به فرم تضعیف شده آن تبدیل شده است. تابع مد شکل ارتعاش توسط یک سری توانی تقریب زده شده و به این طریق معادلات تضعیف شده تبدیل به دستگاه معادلات جبری خطی شده اند. فرکانس طبیعی ارتعاش سازه بلند با محاسبه جواب غیر بدیهی دستگاه معادلات محاسبه شده است. نتایج تحلیل نشان دهنده همگرایی سریع روش ارائه شده می باشد. به طوری که با در نظر گرفتن تنها ۴ جمله از سری توانی (۲۴)، فرکانس های اول و دوم ارتعاش به جواب تحلیل اجزا محدود همگرا شده است. با افزایش تعداد جملات در نظر گرفته شده برای سری توانی، دقت فرکانس های محاسبه شده افزایش یافته و فرکانس های طبیعی مدهای ارتعاشی بالاتر نیز محاسبه شده اند. نتایج تحلیل نشان می دهد که تغییرات سختی برشی یک سازه بیشترین تأثیر را بر مد اول ارتعاش و کمترین تأثیر را بر مد سوم ارتعاش سازه مبنا دارد و بالعکس، تغییرات سختی خمشی یک سازه بلند کمترین تأثیر را بر فرکانس مد اول و بیشترین تأثیر را بر فرکانس مد سوم ارتعاش سازه مبنا دارد.

نتایج شکل (۳-الف) نشان می دهد که تغییرات سختی خمشی یک سازه بلند کمترین تأثیر را بر فرکانس مد اول و بیشترین تأثیر را بر فرکانس مد سوم ارتعاش سازه مبنا دارد و بالعکس، نتایج شکل (۳-ب) نشان می دهد که تغییرات سختی برشی یک سازه بیشترین تأثیر را بر مد اول ارتعاش و کمترین تأثیر را بر مد سوم ارتعاش سازه مبنا دارد. نتایج شکل (۴-الف) حاکی از آن می باشد که تغییر همزمان سختی برشی و سختی خمشی اثر کاملاً یکسان بر تغییر هر سه فرکانس اول سازه دارد. نتایج شکل (۴-ب) نشان می دهد که تغییر جرم سازه نیز تأثیر یکسان بر تغییر هر سه مد اول ارتعاش سازه داشته است. و در نهایت، نتایج شکل (۴-پ) نشان می دهد که تغییر ارتفاع سازه بیشترین تأثیر را بر تغییر فرکانس سوم و کمترین تأثیر را بر فرکانس اول ارتعاش سازه دارد.

نتیجه گیری

روش های تحلیل اجزا محدود بر پایه مدلسازی گسسته استوار است و نیاز به حل همزمان هزاران معادله خطی به منظور ارائه نتایج عددی و کاربردی تحلیل سازه دارد. همچنین مدلسازی یک سازه بلند در نرم افزار تحلیل اجزا محدود بدلیل داشتن المان های سازه ای زیاد، بسیار وقت گیر می باشد. بنابراین روش تحلیل اجزا محدود برای مراحل نهایی و تحلیل دقیق یک سازه بلند مناسب می باشد. روش ارائه شده در این تحقیق یک دید روشن از تحلیل ارتعاش آزاد سازه بلند ارائه می کند. سادگی و دقت بالای روش ارائه شده در این تحقیق موجب می شود که در تحلیل تقریبی و مراحل مقدماتی طراحی یک سازه بلند (که نیازی به مدلسازی دقیق نرم افزاری وجود ندارد) قابل استفاده باشد. در این تحقیق، سازه بلند در یک محیط پیوسته مدلسازی شده است که این مساله به واقعیت سازه نزدیک تر است. همچنین روش ارائه شده تنها نیاز به حل یک معادله

مراجع

1. Kazaz, İ. and Güllan P., "An Alternative Frame-shear Wall Model: Continuum Formulation", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, Vol. 21, pp. 524–542, (2012).
2. Park, YK, Kim, HS. and Lee, DG., "Efficient Structural Analysis of Wall-frame Structures", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, Vol. 23, pp. 740–759, (2014).
3. Rahgozar, R., Mahmoudzadeh, Z. and Malekinejad, M., "Dynamic Analysis of Combined System of Framed Tube and Shear Walls by Galerkin Method Using B-spline Functions", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, DOI: 10.1002/tal.1201. (2014).
4. Kamgar, R. and Saadatpour, MM., "A Simple Mathematical Model for Free Vibration Analysis of Combined System Consisting of Framed Tube, Shear Core, Belt Truss and Outrigger System with Geometrical Discontinuities", *Journal of Applied Mathematical Modeling*, Vol. 36, pp. 4918–30, (2012).
5. Malekinejad, M. and Rahgozar, R., "A Simple Analytic Method for Computing the Natural Frequencies and Mode Shapes of Tall Buildings", *Journal of Applied Mathematical Modeling*, Vol. 36, pp. 3419–32, (2012).
6. Malekinejad, M. and Rahgozar, R., "An Analytical Model for Dynamic Response Analysis of Tubular Tall Buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23, pp. 67-80, (2014).
7. Zalka, KA., "Torsional Analysis of Multi-storey Building Structures under Horizontal Load", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, Vol. 22, pp. 126–43, (2013).
8. Mohammadnejad, M., "A New Analytical Approach for Determination of Flexural, Axial and Torsional Natural Frequencies of Beams", *Structural Engineering and Mechanics an International Journal*, Vol. 55, pp. 655-674, (2015).
9. Mohammadnejad, M., Saffari, H. and Bagheripour, MH., "An Analytical Approach to Vibration Analysis of Beams with Variable Properties", *Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol. 39, pp. 2561-2572, (2014).
10. Saffari, H. and Mohammadnejad, M., "On the application of weak form integral equations to free vibration analysis of tall structures", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, Vol. 16, pp. 977-999, (2015).
11. Saffari, H., Mohammadnejad, M. and Bagheripour, MH., "Free vibration analysis of non-prismatic beams under variable axial forces", *Structural Engineering and Mechanics An International Journal*, Vol. 43, pp. 561-82, (2012).
12. Lee, WH., "Free vibration analysis for tube-in-tube tall buildings", *J. Sound Vib.*, Vol. 303, pp. 287–304, (2007).

13. Kaviani, P., Rahgozar, R. and Saffari, H., "Approximate analysis of tall buildings using sandwich beam models with variable cross section", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 17, pp. 401-418, (2008).
14. Tarjan, G. and Kollar, LP., "Approximate analysis of building structures with identical stories subjected to earthquakes", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 41, pp. 1411-1433, (2004).
15. Potzta, G. and Kollar, LP., "Analysis of building structures by replacement sandwich beams", *International journal of solid and structures*, Vol. 40, pp. 535-553, (2003).
16. Li, QS., Fang, JQ. And Jeary, AP., "Free vibration analysis of cantilevered tall structures under various axial loads", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 525-534, (2000).
17. Lee, J., Bang, M. and Kim, JY., "An analytical model for high-rise wall-frame structures with outriggers", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 17, pp. 839-851, (2008).
18. Kwan, AKH., "Simple method for approximate analysis of framed tube structures", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, pp. 1221-1239, (1994).
19. Stafford Smith, B. and Coull, A., "Tall Building Structures: Analysis and Design", Wiley, New York, (1991).
20. Taranath, BS., "Structural Analysis and Design of Tall Buildings", McGraw-Hill, New York, (1988).
21. Bozdogan, KB., "An approximate method for static and dynamic analysis of symmetric wall-frame buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 18, pp. 279-290, (2009).
22. Li, QS., "A new exact approach for determining natural frequencies and mode shapes of non-uniform shear beams with arbitrary distribution of mass or stiffness", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 37, pp. 5123-41, (2000).
23. Kamgar, R. and Rahgozar, R. "A simple approximate method for free vibration analysis of framed tube structures", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 22, pp. 217-234, doi:10.1002/tal.680, (2013).
24. Clough, RW. and Penzien, J., "Dynamics of Structures", McGraw-Hill Book Company, New York, (1975).
25. Chopra, AK., "Dynamics of Structures Theory and Application to Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey, (1995).

بررسی تأثیر روش‌های مختلف اتصال صفحات GFRP بر شکل پذیری و رفتار درون صفحه‌ای دیوارهای بنایی *

محمدرضا افتخار^(۱)مهران امامی^(۲)

چکیده یکی از روش‌هایی که اخیراً برای مقاوم سازی و بهسازی لرزه‌ای اعضای سازه‌های بنایی و بتنی متداول شده است، استفاده از انواع الیاف پلیمری (FRP) است. از جمله مسائل مهم در تقویت دیوارهای بنایی توسط FRP، جداشدگی ورقه‌های مذکور از سطح دیوار می‌باشد. در این تحقیق به بررسی تأثیر روش‌های آماده سازی سطح دیوار بر ظرفیت باربری و شکل پذیری دیوارهای بنایی تقویت شده با ورقه‌های FRP پرداخته شده است. برای اتصال صفحات تقویتی به سطح دیوار، از روش‌های نظیر سوراخ زنی، شیار زنی، آماده سازی سطحی و میخ گذاری استفاده شده است. در این تحقیق، ۱۱ نمونه دیوار بنایی ساخته شده و تحت بارگذاری کشش قطری قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که شکل‌پذیری نمونه‌های تقویتی نسبت به نمونه‌های بدون تقویت تا حدود ۱۱۰ درصد افزایش یافته است.

واژه‌های کلیدی دیوار بنایی، کامپوزیت FRP، روش‌های جای‌گزین آماده سازی سطح، جداشدگی الیاف، آزمایش کشش قطری.

Investigation the Different Methods of Connecting GFRP Sheets to Ductility and In-Plane Behavior of Masonry Walls

M.R. Eftekhari

M. Emami

Abstract One of the ways that is conventional in the last two decades for seismic improvement and retrofit of concrete and masonry structures is using the various fiber reinforced polymers (FRP). Among the most important issues in reinforcement of masonry walls by FRP composites, there is debonding of FRP sheets from the surface of the wall. Therefore in the current study the effect of wall surface preparation methods on the bearing capacity and ductility of masonry walls strengthened with FRP sheets have been investigated specifically. While using alternative methods of surface preparation such as grooving, holes and nailing, indices of strength and behavior of reinforced wall under alternative methods of surface preparation have been studied. To achieve this aims, the number of 11 unreinforced masonry walls was constructed in the laboratory. These results show ductility index for reinforcement wall increased 110 relative to unreinforced wall.

Key Words Masonry Wall, GFRP Composite, Alternative Methods of Surface Preparation, Debonding, Diagonal Tensile Test.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۳/۳۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۳/۲۸ می‌باشد.

(۱) استادیار دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

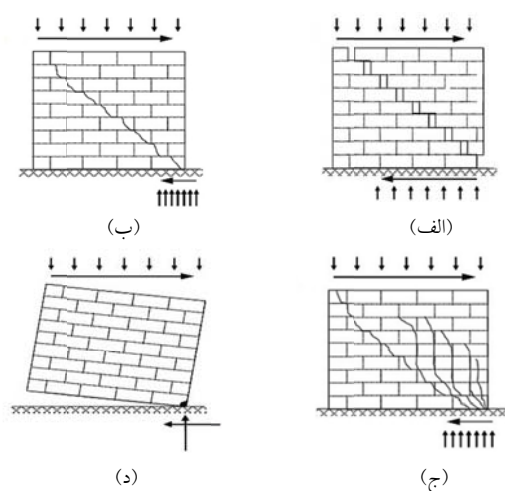
(۲) نویسنده مسئول دانشجوی کارشناسی ارشد دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

مقدمه

ساختمان‌های بنایی غیر مسلح URM (Unreinforced Masonry) که شامل ساختمان‌های باستانی و فرهنگی نیز می‌شوند، بخش عمده‌ای از ساختمان‌های موجود در دنیا را تشکیل می‌دهند [1,2]. بررسی زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که علاوه بر آسیب پذیری شدید، احتمال بروز تلفات جانی نیز در این ساختمان‌ها بسیار زیاد است [3,4]. دیوارهای بنایی به عنوان عناصر اصلی ساختمان‌های بنایی، نقش بسیار مهمی در باربری این نوع سازه‌ها ایفا می‌کنند. دیوارهای ساخته شده از مصالح آجری و مانند آن (بلوک بتنی، سنگ، خشت) از مقاومت فشاری نسبتاً مناسبی برخوردارند اما در برابر برش و کشش ضعیف بوده و معمولاً عملکردی ترد و شکننده دارند. از این رو مقاوم سازی این دیوارها برای مقابله با نیروهای جانبی امری ضروری می‌باشد [5]. برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بنایی غیر مسلح روش‌های تقویتی زیادی وجود دارد. از جمله‌ی این روش‌ها می‌توان به استفاده از بادبندهای فولادی، استفاده از توری مرغی و بتن پاشی سطح دیوار (شاتکریت)، تعبیه‌ی دیوار برشی بتنی، تزریق ملات (گروت) و ... اشاره کرد. روش‌های مرسوم تقویت عمدتاً منجر به معایبی از قبیل کاهش فضاها، مفید ساختمان، افزایش جرم سازه، تأثیر بر معماری و ظاهر سازه و ... می‌شوند؛ اما یکی از روش‌هایی که اخیراً برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی و بتنی متداول شده است، استفاده از انواع الیاف مسلح پلیمری یا FRP (Fiber Reinforced Polymers) است. کامپوزیت‌های FRP با دارا بودن مقاومت کششی بالا، شکل پذیری مناسب، نسبت مقاومت به وزن زیاد و سهولت اجرا می‌توانند بسیاری از معایب دیگر روش‌های تقویت را برطرف کنند. از جمله مهمترین معایب استفاده از الیاف FRP می‌توان به آسیب‌پذیر بودن رزین موجود در کامپوزیت FRP به اشعه فرابنفش و فروپاشی الیاف FRP در برابر گرمای زیاد اشاره نمود. برای اتصال ورق‌های کامپوزیتی بر

سطح دیوار از الگوهای مختلفی استفاده می‌شود. از جمله این الگوها می‌توان به نوارهای افقی، قائم، شبکه‌ای و قطری اشاره کرد. بر اساس مطالعه تحقیقاتی صورت گرفته، در بین الگوهای مختلف اتصال الیاف به سطح دیوار پیکربندی قطری نتایج بهتری نسبت به دیگر پیکربندی‌ها دارد [6-11].

به طور کلی می‌توان مکانیزم‌های گسیختگی دیوارهای بنایی غیرمسلح را به دو دسته گسیختگی برون صفحه و گسیختگی درون صفحه تقسیم بندی نمود [۱۲]. مدهای رایج شکست دیوارهای بنایی غیر مسلح تحت بارگذاری درون صفحه‌ای شامل گسیختگی در اثر لغزش بندهای ملات، ترک خوردگی قطری، حرکت گهواره‌ای یا بلند شدگی دیوار و هم‌چنین شکست فشاری پاشنه‌ی دیوار می‌باشد (شکل ۱). مکانیزم شکست در این حالت‌ها به ابعاد دیوار، شرایط تکیه‌گاهی، مقادیر بارهای قائم و افقی و مشخصات آجر و ملات بستگی دارد [13,14].



شکل ۱ حالت‌های مختلف شکست درون صفحه‌ی دیوار؛ الف) لغزش بندهای ملات؛ ب) ترک خوردگی قطری؛ ج) خردشدگی پنجه؛ د) بلند شدگی [14]

تحقیقات آزمایشگاهی بر روی دیوارهای بنایی در دو بخش برش درون صفحه و خمش برون صفحه انجام می‌گیرد. در بخش خمش برون صفحه معمولاً

والوزی و همکاران [19]، تأثیر پیکربندی‌های مختلف اتصال FRP در یک و دو طرف سطح دیوار را تحت بارگذاری کشش قطری مورد بررسی قرار دادند. نتایج آزمایشگاهی مشخص کرد که استفاده از FRP تنها در یک سطح دیوار (تقویت به صورت نامتقارن)، نه تنها مقاومت برشی نهایی دیوار را افزایش نداده، بلکه در بعضی نمونه‌ها کاهش مقاومت نیز مشاهده شده است.

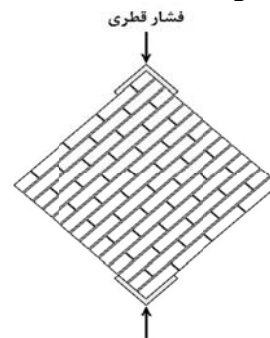
استراتفورد و همکاران [9]، پانل‌های بنایی تقویت شده با استفاده از صفحات GFRP در یک وجه دیوار را تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. نتایج این آزمایشات نشان داده است که همه‌ی نمونه‌ها به جز نمونه پانل آجری بدون تقویت، با گسترش سریع ترک‌های قطری به صورت پله‌ای در امتداد بندهای ملات گسیخته شدند. همچنین گسیختگی در نمونه‌های تقویت شده، با جداشدگی الیاف GFRP از سطح دیوار گزارش شده است.

مارکاری و همکاران [7]، پانل تقویت نشده و پانل‌های تقویت شده به وسیله‌ی دو نوع الیاف شیشه و کربن را تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. هدف از این تحقیق آزمایشگاهی، بررسی اثر الیاف پلیمری بر افزایش ظرفیت جابه‌جایی افقی دیوارهای بنایی گزارش شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، تغییر شکل جانبی نهایی در نمونه‌های تقویت شده با الیاف کربن ۱۵۰ درصد افزایش داشته؛ اما این افزایش در نمونه‌های تقویت شده با الیاف شیشه بین ۹۰ تا ۱۶۰ درصد متغیر بوده است. همچنین جداشدگی نوارهای تحت کشش، با ظهور ترک‌های زیادی در سطح دیوار نیز گزارش شده است.

پترسن و همکاران [20]، رفتار درون صفحه پانل-های بنایی تقویت شده به وسیله نوارهای CFRP قالب تکنیک NSM را مطالعه نمودند. هدف از تحقیق صورت گرفته بررسی راستهای مختلف اتصال الیاف (افقی، عمودی و ترکیبی) روی سطح دیوار بر ظرفیت باربری و شکل پذیری دیوارهای بنایی تقویت شده

بارگذاری با اعمال یک بار عمودی در وسط صفحه دیوار، و در بخش برش درون صفحه بارگذاری موازی با صفحه‌ی دیوار و به سه صورت: یکنواخت (Monotonic)، چرخه‌ای (Cyclic) و لرزه‌ای (Seismic) به دیوار اعمال می‌شود [15-17]. در این تحقیق به منظور آزمایش دیوارهای بنایی از بارگذاری یکنواخت (کشش قطری) مطابق با آیین‌نامه ASTM E 519 [18] استفاده شده است. در این نوع بارگذاری یک بار فشاری در راستای قطر دیوار مربعی شکل به آن اعمال می‌گردد (شکل ۲).

در تحقیق حاضر ورقه‌های FRP به شکل ضربدری (x) و تنها در قطر کششی بر روی نمونه‌ها نصب می‌شود. از جمله مسائل مهم در تقویت دیوارهای بنایی با استفاده از FRP نحوه آماده سازی سطح دیوار به منظور اتصال الیاف می‌باشد. در روش‌های متداول اتصال الیاف FRP به سطح دیوار، ابتدا تورفتگی بندهای ملات به وسیله مصالح مناسب پر می‌گردد. سپس با استفاده از سنگ فرز سطح دیوار صاف شده و در مرحله‌ی بعد گرد و غبار موجود بر روی سطح دیوار به وسیله فشار هوا تمیز می‌شود و در ادامه، الیاف به کمک رزین‌های اپوکسی بر سطح دیوار نصب می‌شود. تحقیقات مختلف نشان می‌دهد که این شیوه‌ی اتصال الیاف، جداشدگی زودرس مصالح کامپوزیتی را از سطح دیوار در بر دارد [6-11]. در ادامه به عمده تحقیقات انجام شده در زمینه‌ی پانل‌های بنایی تقویت شده با ورقه‌های کامپوزیتی اشاره خواهد شد.



شکل ۲ بارگذاری کشش قطری مطابق با ASTM E 519 [15]

اعلام شده است.

کلالی و کبیر [21]، پانل‌های بنایی تقویتی و غیر مسلح را در معرض بارگذاری کشش قطری قرار دادند. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که علی‌رغم میزان یکسان الیاف GFRP مورد استفاده در هر دو پیکربندی قطری و شبکه‌ای، استفاده از پیکربندی قطری نسبت به پیکربندی شبکه‌ای تأثیر بیشتری در افزایش ظرفیت باربری و شکل پذیری دیوارهای بنایی دارد.

در خصوص نحوه اتصال الیاف FRP به سطح دیوارهای با مصالح بنایی و اثرات آماده سازی سطح اتصال بر عملکرد دیوارهای تقویت شده مطالب قابل توجهی در ادبیات موضوع دیده نمی‌شود؛ ولی به نظر می‌رسد که موضوع فوق از جهات زیادی مشابه با تأثیر آماده سازی سطوح بتنی نظیر تیرها و دال‌های بتن آرمه برای اتصال با صفحات تقویتی است. از جدیدترین راه-کارهای ارائه شده برای سطوح بتنی می‌توان به روش شیار زنی، توسط مستوفی نژاد و محمودآبادی [22] و روش سوراخ زنی، توسط افتخار و یعقوبی [23] به عنوان جایگزین‌هایی در آماده‌سازی سطح بتن جهت جلوگیری از جدا شدگی ورق FRP، اشاره کرد.

هدف این تحقیق، بررسی انواع روش‌های اتصال صفحات FRP به سطح دیوار به منظور جلوگیری و یا به تعویق انداختن پدیده‌ی جدا شدگی می‌باشد. آماده سازی سطحی، سوراخ زنی، سوراخ زنی به همراه میخ-گذاری درون سوراخ‌ها و شیار زنی از جمله روش‌هایی است که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است.

برنامه آزمایشگاهی

مشخات مصالح مورد استفاده و نحوه ساخت نمونه‌ها

آجر مورد استفاده برای ساخت نمونه‌ها از نوع مجوف (سوراخ دار)، و ملات مصرفی از نوع ملات ماسه سیمان با نسبت حجمی ۳ به ۱ مطابق آیین‌نامه ایران [24] و با نسبت آب به سیمان ۰/۵ انتخاب شده است.

مشخصات مکانیکی مصالح بنایی مورد استفاده برای ساخت نمونه‌ها در جدول (۱) آورده شده است. الگوی ساخت نمونه‌ها بر اساس الگوی رایج کشور مطابق شکل (۳) انتخاب شده است. با توجه به محدودیت حداکثر باز شدگی دهانه ی جک به میزان ۱۷۰۰ میلی متر در آزمایشگاه، ابعاد نمونه های آزمایشی ۱۰۰*۷۸۰*۷۸۰ میلی متر انتخاب شد تا ضمن سهولت حمل و جا به جایی نمونه ها، مجموع قطر دیوار و تجهیزات قرار گرفته بر روی آن ها از عدد ۱۷۰۰ میلی متر تجاوز ننماید. ابعاد آجر مصرفی در این تحقیق در ساخت پانل های بنایی ۵۵*۱۰۰*۲۱۵ میلی متر می باشد که قبل از استفاده، به مدت ۲۰ دقیقه درون آب قرار گرفته اند. ضخامت بندهای افقی ملات ۸ میلی‌متر و ضخامت بندهای عمودی ۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. برای یکنواخت بودن بندهای افقی ملات از یک شابلون با جزئیات نشان داده شده در شکل (۴)، استفاده شده است. بر اساس استاندارد ASTM E 519 دیوارها بایستی به مدت ۲۸ روز در شرایط آزمایشگاهی با درجه حرارتی بین ۱۶ تا ۳۲ درجه‌ی سانتی‌گراد و درصد رطوبت بین ۲۵ تا ۷۵ نگهداری شوند [18].

جدول ۱ مشخصات مصالح مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها

نوع مصالح	مشخصه	کد آیین‌نامه ASTM	مقدار (MPa)
آجر	مقاومت فشاری	[25] C 67	۱۶/۴
	مقاومت کششی		۶/۹۲
ملات	مقاومت فشاری بدون عمل‌آوری	C 109 [26]	۶/۸
	مقاومت فشاری ۷ روزه		۱۶/۳
	مقاومت فشاری ۲۸ روزه		۲۲/۹
منشور بنایی	مقاومت فشاری	C 1314 [27]	۲۲/۹
	مدول الاستیسیته		۳۹۹۸

جدول ۲ مشخصات الیاف FRP مورد استفاده برای تقویت نمونه‌ها

نام	مقاومت کششی نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته کششی (GPa)	ضخامت ورق (mm)	کرنش نهایی ورق (%)
الیاف شیشه نوع I	۲۹۰۰	N.A.	۰/۱۷	۲/۱
الیاف شیشه نوع II	۳۴۰۰	۷۶	۰/۱۷	۲/۸

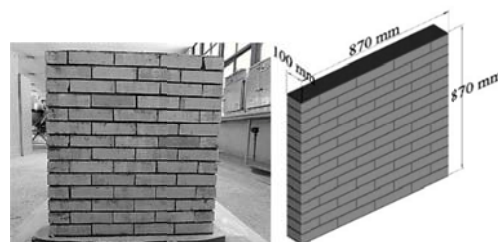
جدول ۳ مشخصات چسب مورد استفاده برای تقویت نمونه‌ها

نام	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته کششی (MPa)
اپوکسی Sikadur-330	۳۰	۴۵۰۰

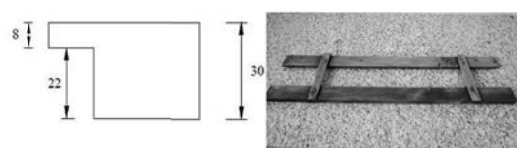
به منظور بررسی اهداف تحقیق، ۱۱ عدد دیوار بنایی ساخته شده در ۶ گروه تقسیم‌بندی شده‌اند. گروه اول شامل ۴ عدد دیوار بنایی غیرمسلح (بدون تقویت) می‌باشد. گروه دوم شامل ۲ عدد دیوار تقویت شده با استفاده از دو نوع الیاف شیشه، به روش بدون آماده سازی سطحی (Without Surface Preparation) WS می‌باشد. گروه سوم در بر دارنده‌ی یک دیوار بنایی است، که با استفاده از الیاف شیشه‌ی نوع II و به روش آماده سازی سطحی EBR (Externally Bonded Reinforcing) تقویت شده است. در گروه چهارم تعداد دو دیوار بنایی به روش سوراخ زنی تقویت شده است. در این گروه دیوارها با استفاده از دو نوع الیاف شیشه تقویت شده‌اند. قطر و عمق سوراخ‌ها به ترتیب ۸ و ۷ میلی‌متر بوده و در دو ردیف ۲۲ تایی و با فاصله‌های طولی و عرضی ۵۰ و ۴۰ میلی‌متر در راستای قطر کششی دیوار ایجاد شده‌اند. در هر یک از گروه‌های پنجم و ششم نیز یک نمونه دیوار بنایی وجود دارد که با استفاده از روش میخ گذاری (میخ‌های فولادی) و شیار زنی تقویت شده‌اند. طرح کلی نمونه‌های آزمایش شده در این تحقیق در جدول (۴) آورده شده است.

نحوه تقویت، طبقه‌بندی و آزمایش نمونه‌ها

به منظور راحتی حمل و اطمینان از عدم فروپاشی دیوارها در هنگام جابه‌جایی، یک سیستم نگهدارنده برای حمل آن‌ها ساخته شده است. این سیستم نگهدارنده شامل دو عدد ناودانی نمره ۱۲ با طول‌های ۱۰۰۰ و ۵۰۰ میلی‌متر و ۴ عدد میله‌ی فولادی با طول ۱۰۰۰ میلی‌متر می‌باشد (شکل ۵). طول و عرض نوارهای FRP به کار رفته در تقویت همه‌ی نمونه‌ها یکسان و به ترتیب برابر ۱۱۰۰ و ۷۵ میلی‌متر می‌باشد. هم‌چنین در همه‌ی نمونه‌های تقویتی، الیاف FRP تنها در قطر کششی دیوار و در هر دو وجه استفاده شده است. در این تحقیق الیاف FRP به روش لایه‌ای مرطوب (Wet Layup) بر روی سطح دیوار نصب شده است. در جداول (۲) و (۳) مشخصات مصالح مورد استفاده در تقویت نمونه‌ها آورده شده است.



شکل ۳ الگوی ساخت نمونه‌ها

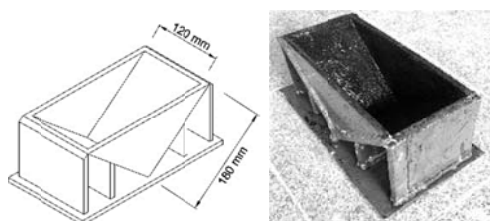


شکل ۴ شابلون بندکشی و جزئیات سطح مقطع آن

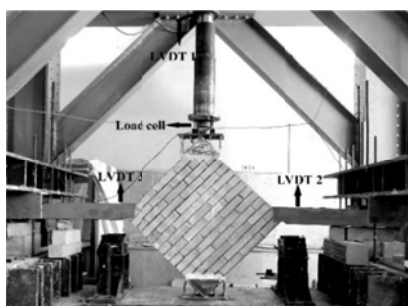


شکل ۵ سیستم حمل دیوار

به منظور محافظت از LVDT در راستای قطر کششی در برابر خطر ریزش دیوار، محفظه‌ای از قوطی-های فولادی اطراف آن‌ها قرار داده شده است. علاوه بر سه تغییر طول سنچ فوق، یک عدد LVDT جهت اطمینان از عدم تغییر شکل برون صفحه، در مرکز دیوار و عمود بر آن نصب شده است. همچنین برای سنجش میزان بار وارده از یک عدد بارسنج (Load Cell) استفاده شده است. نمای کلی سیستم بارگذاری و نحوه استقرار دیوار در درون دستگاه و همچنین طرز قرار گرفتن LVDT ها و بارسنج در شکل (۶-ب) نشان داده شده است.



(الف)



(ب)



(ج)

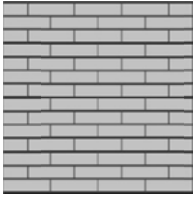
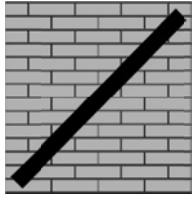
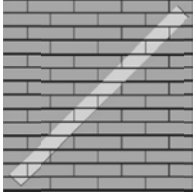
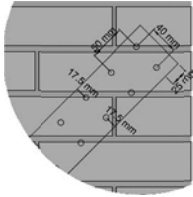
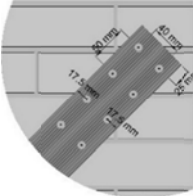
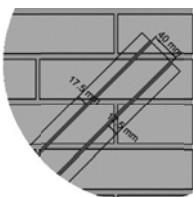
شکل ۶ (الف) کفشک بارگذاری؛ (ب) چیدمان دستگاه، نحوه قرارگیری نمونه و تجهیزات متصل به دیوار؛ (ج) LVDT کار گذاشته شده جهت تعیین تغییر مکان برون صفحه

این جدول نمونه‌های تقویت نشده با نام URM، و نمونه‌های تقویت شده با حروف RM (Reinforced Masonry) نشان داده شده است. همچنین حرف G در نمونه‌های تقویت شده برای نوع الیاف شیشه، حرف E برای حالت آماده سازی سطحی، حرف h برای روش سوراخ زنی و حرف N برای روش میخ گذاری و حرف g معرف روش شیار زنی است. نمادهای I و II نیز برای نوع الیاف شیشه‌ی I و نوع الیاف شیشه‌ی II استفاده شده است.

دستگاه و تجهیزات آزمایش نمونه‌ها

همان‌طور که در بخش‌های گذشته نیز اشاره شد، در این تحقیق، دیوارهای بنایی تحت بارگذاری کشش قطری آزمایش می‌شوند. بنابراین برای اعمال این نوع بارگذاری، قطعاتی فولادی تحت نام کفشک بارگذاری (شکل ۶-الف) مطابق با آیین‌نامه‌ی ASTM E 519 ساخته شده است [18]. دستگاه مورد استفاده جهت آزمایش نمونه‌ها، از یک قاب باربر، یک جک قائم با ظرفیت ۲۵۰۰ کیلو نیوتن، یک محور اعمال بار دو قسمتی و یک سیستم هیدرولیک تشکیل شده است. سیستم کنترلی دستگاه به یک رایانه متصل شده است. پردازش اطلاعات در این دستگاه توسط نرم‌افزار (Data Acquisition & Control System) DACS انجام می‌گیرد. این نرم‌افزار قابلیت هدایت آزمایش با دو رویکرد کنترل نیرو یا کنترل تغییر مکان و پردازش هر گونه گزارش مربوط به سنجش نیرو، کرنش و تغییر طول را داراست. در این تحقیق بار توسط جک هیدرولیکی به صورت کنترل تغییر مکان و با سرعت ۱ میلی‌متر بر دقیقه عمود بر راستای ورق تقویتی به گوشه‌ی دیوار اعمال می‌شود. در این حالت در راستای طولی الیاف نیروی کششی ایجاد خواهد شد. برای سنجش تغییر طول قائم دیوار (در راستای قطر فشاری) از یک LVDT، و برای سنجش میزان افزایش طول دیوارها (در امتداد قطر کششی) از دو عدد LVDT در گوشه‌های سمت چپ و راست دیوار استفاده شده است.

جدول ۴ طرح کلی نمونه‌ها

گروه	کد نمونه	روش تقویت	تصویر
۱	URM-1 URM-2 URM-3 URM-4	بدون تقویت	
۲	RM-G-I RM-G-II	با استفاده از روش بدون آماده سازی سطح (WS) و به وسیله دو نوع الیاف شیشه نوع I و نوع II	
۳	RM-GE	با استفاده از روش آماده سازی سطحی (EBR) و به وسیله الیاف شیشه نوع II	
۴	RM-Gh-I RM-Gh-II	با استفاده از روش سوراخ زنی (HM) و به وسیله الیاف شیشه نوع II، قطر و عمق سوراخ‌ها ۸ و ۷ میلی‌متر	
۵	RM-GhN	با استفاده از روش سوراخ زنی به همراه میخ گذاری (N) و به وسیله الیاف شیشه نوع II، قطر و عمق سوراخ‌ها ۸ و ۷ میلی‌متر	
۶	RM-Gg	با استفاده از روش شیار زنی طولی (GM) و به وسیله الیاف شیشه نوع II، عرض و عمق شیارها ۴ و ۷ میلی‌متر	

نتایج آزمایشات

در این بخش، تحلیل و ارزیابی نتایج گروه‌های شش-گانه در قالب ظرفیت یاربری در لحظه حداکثر و نهایی، شکل پذیری، قابلیت اتلاف انرژی، نوع گسیختگی و ظرفیت تغییر طول قطره‌های فشاری و کششی در باربری

حداکثر و نهایی نمونه‌ها آورده شده است.

نمونه‌های بدون تقویت

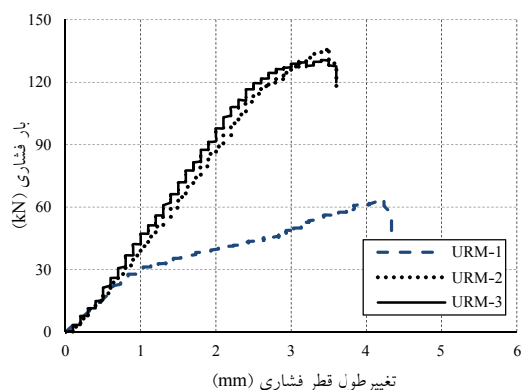
نتایج مربوط به بار حداکثر قابل تحمل در دیوارهای بنایی تقویت نشده (نمونه‌های شاهد) به همراه

اجرای دیوار سبب شد تا در برخی از ردیف‌های آجرکاری در نمونه‌های URM-1 و UMR-2 پدیده اتصال سرد در درزهای ملات ایجاد شود. وجود اتصال سرد در این درزها، مقدمات شکست لغزشی را در این دو نمونه دیوارهای بنایی فراهم ساخت. مقایسه‌ی نمونه‌های گسیخته شده با شکست لغزشی (نمونه‌های URM-1 و URM-4) با نمونه‌های گسیخته شده با شکست قطری (دیوارهای URM-2 و URM-3) در جدول (۵) نشان می‌دهد که بار حداکثر قابل تحمل در نمونه‌های با شکست لغزشی به مراتب کمتر از نمونه‌های با شکست قطری است. علاوه بر آن علی‌رغم کاهش میزان باربری در نمونه‌های با شکست لغزشی، تغییر طول قطر در این نمونه‌ها بیشتر از نمونه‌های با شکست قطری است که می‌تواند بیانگر شکل پذیری بیشتر نمونه‌های با شکست لغزشی باشد. مقایسه‌ی تغییر طول‌های قطر فشاری و کششی در باربری‌های حداکثر و نهایی برای نمونه‌های با شکست لغزشی نشان می‌دهد که نرخ افزایش تغییر طول قطر کششی نسبت به قطر فشاری بیشتر است. این مطلب به نوعی نشان دهنده‌ی وقوع لغزش بندهای افقی ملات در فاصله بین باربری حداکثر و نهایی است. علاوه بر آن مقادیر تغییر طول قطر فشاری نسبت به مقادیر متناظر برای قطر کششی در تمام نمونه‌ها بیشتر است. در این تحقیق متوسط باربری حداکثر نمونه‌هایی که به صورت لغزش بندهای افقی ملات گسیخته شده‌اند برابر $73/1$ کیلو نیوتن و متوسط باربری حداکثر، برای نمونه‌هایی که با شکست قطری گسیخته شده‌اند معادل $133/6$ کیلو نیوتن می‌باشد.

نمودار بار- تغییر طول قطر فشاری برای سه نمونه از دیوارهای گروه اول در شکل (۸) رسم شده است. به دلیل اشکال به وجود آمده در ثبت اطلاعات مربوط به نمونه‌ی URM-4، منحنی بار- تغییر طول قطر فشاری این نمونه ترسیم نشده است. با توجه به نمودار شکل (۸) ملاحظه می‌شود که نمونه‌های گسیخته شده با شکست قطری، رفتار بار- تغییر طول مشابهی را تجربه نموده‌اند. این دو نمونه تا لحظه‌ی اولین ترک خوردگی،

تغییر طول اقطار فشاری و کششی متناظر با این ظرفیت باربری در جدول ۵ نشان داده شده است. معمولاً نمونه‌های آزمایشگاهی پس از رسیدن به نقطه‌ی حداکثر باربری، در شاخه‌ی نزولی منحنی بار- تغییر مکان با دو رفتار متفاوت به زوال و گسیختگی نهایی می‌رسند. در برخی نمونه‌ها افت و کاهش باربری در یک تغییر مکان بسیار کوچک حادث می‌شود که این حالت می‌تواند نشان دهنده‌ی رفتار ترد و شکست ناگهانی نمونه باشد. مد گسیختگی شکاف خوردگی قطر فشاری و خردشدگی پنجه‌ی فشاری در دیوارهای بنایی معمولاً در قالب این نوع شکست دسته‌بندی می‌شوند. این دسته از نمونه‌ها دارای نقطه‌ی شکست و زوال آزمایشگاهی می‌باشند و نقطه‌ی افت ناگهانی بار به عنوان نقطه باربری نهایی برای آن‌ها محسوب می‌شود. حالت زوال دیگر مربوط به نمونه‌هایی است که کاهش بار در شاخه‌ی نزولی منحنی بار- تغییر مکان به تدریج و همراه با تغییرات مرحله‌ای در ابعاد نمونه صورت می‌پذیرد. بلندشدگی دیوار و لغزش بندهای ملات در این تقسیم‌بندی قرار می‌گیرند. در برخی از نمونه‌ها که نمودار فاقد نقطه شکست آزمایشگاهی است، نقطه‌ی متناظر با ۸۰ درصد حداکثر باربری نمونه در شاخه‌ی نزولی نمودار، مطابق با آیین‌نامه‌ی ASTM E 2126، به عنوان نقطه‌ی نهایی در نظر گرفته شده است. با توجه به توضیحات ارائه شده در بخش مقدمه، به نظر می‌رسد که نوع زوال در نمونه‌های تقویت نشده‌ی به صورت یکی از دو مد لغزش برشی در راستای بندهای افقی ملات و یا شکست قطری حادث می‌شود. بدیهی است وجود اتصال سرد در دیوار و یا عدم چسبندگی ملات و آجر که می‌تواند در اثر ضعف مسائل اجرایی و یا سوختگی ملات ایجاد شود، می‌تواند دلایلی بر گسیختگی دیوار به صورت لغزش در راستای بندهای افقی ملات باشد (شکل ۷- الف). هم‌چنین اجرای مناسب دیوار، استفاده از ملات مناسب و ایجاد چسبندگی مناسب بین آجر و ملات می‌تواند منجر به شکست قطری دیوار گردد (شکل ۷- ب). عدم حصول شرایط مناسب برای پیوستگی بین مراحل مختلف

شکل ۷ الف) گسیختگی لغزشی در دیوار URM-1؛ ب) گسیختگی قطری در دیوار URM-2



شکل ۸ نمودار بار- تغییر طول قطر فشاری ترسیم شده برای نمونه های بدون تقویت

جدول ۵ نتایج مربوط به نمونه های بدون تقویت (گروه اول)

نمونه	بار حداکثر			مد گسیختگی
	مقدار بار (kN)	تغییر طول قطر فشاری (mm)	تغییر طول قطر کششی (mm)	
URM-1	۶۳/۱	۴/۲	۲/۲	لغزشی
URM-2	۱۳۶/۳	۳/۵	۰/۸	قطری
URM-3	۱۳۰/۹	۳/۵	۱/۶	قطری
URM-4	۷۹/۵	-	-	لغزشی

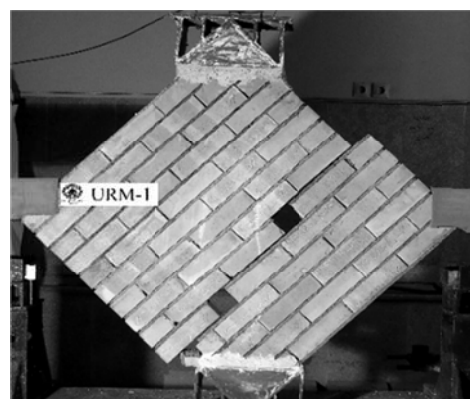
نمونه های تقویت شده

مقادیر شاخص های لرزه ای دیوار نظیر ظرفیت باربری حداکثر، جذب انرژی، شکل پذیری و کرنش برشی نمونه های تقویت شده، به همراه درصد افزایش این مقادیر نسبت به متوسط این شاخص ها در نمونه های بدون تقویت در جدول (۶) آورده شده است. در ادامه به هر یک از این شاخص ها به صورت مجزا پرداخته می شود.

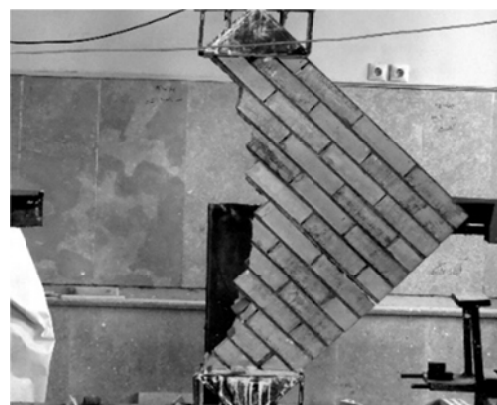
نحوه زوال

مد گسیختگی مشاهده شده برای اغلب نمونه های

دارای رفتاری نسبتاً خطی می باشند. اما در میزان بار حدود ۱۲۰ کیلو نیوتن ($0.9 P_{max}$)، با ایجاد ترک هایی قائم در راستای قطر فشاری، سختی نمونه ها کاهش یافته و دیوارها با سختی کمتر تا لحظه ی گسیختگی به باربری ادامه داده اند. علی رغم شباهت رفتاری دو دیوار URM-2 و URM-3، مد گسیختگی لغزشی موجب رفتاری متفاوت در دیوار URM-1 نسبت به دو نمونه ی دیگر شده است. دیوار URM-1 در بار حدود ۳۰ کیلو نیوتن با لغزش در امتداد سه بند متوالی دچار کاهش سختی شده است. در حالت بروز لغزش، با وجود اعمال فشار از طرف جک به نمونه، دیوار به جای مقاومت در برابر فشار وارده، با لغزش در امتداد بندهای ملات، خود را از زیر فشار دستگاه رها می کند. این پدیده سبب افزایش تغییر طول قطره های کششی و فشاری و نیز کاهش میزان باربری نمونه می شود.



(الف)



(ب)

دیگر را در نمونه، تحت تداوم بارگذاری فراهم می‌کند. در شکل (۹) تصاویری از گسیختگی نهایی دیوارهای تقویتی و نوار FRP جدا شده از سطح دیوار نشان داده شده است.

شاخص شکل پذیری

معیار به کار گرفته شده در این تحقیق برای مقایسه شکل پذیری نمونه‌ها، استفاده از شاخص شکل پذیری جابه‌جایی است. بر اساس تعریف، این شاخص از نسبت جابه‌جایی نهایی به مقدار جابه‌جایی در لحظه تسلیم نمونه به دست می‌آید. رابطه‌ی (۱) برای محاسبه این شاخص به کار گرفته می‌شود.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_{yield}} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، Δ_u جابه‌جایی در لحظه باربری نهایی، و Δ_{yield} میزان جابه‌جایی در لحظه تسلیم می‌باشد. در تحقیق حاضر برای تعریف نقطه تسلیم، از دستورالعمل آیین‌نامه‌ی ASTM E 2126 [28] استفاده شده است. همان‌طور که در جدول (۶) مشخص است نمونه‌ی تقویت شده با استفاده از روش میخ‌گذاری (RM-GhN) و نمونه‌ی تقویتی با استفاده از روش شیار زنی (RM-Gg) شاخص شکل پذیری نمونه‌های بدون تقویت را به میزانی حدود ۱۱۰ درصد افزایش داده‌اند. این میزان افزایش شکل پذیری نشان دهنده‌ی عمل‌کرد مناسب دو روش مذکور در انتقال تنش‌های بین دیوار و کامپوزیت FRP می‌باشد. از بین نمونه‌های تقویت شده در این تحقیق نمونه‌ی تقویت شده با استفاده از روش بدون آماده سازی (RM-G-I)، کمترین تأثیر در افزایش شکل پذیری دیوارهای بنایی را به خود اختصاص داده است.

تقویت شده به صورت شکاف خوردگی قطر فشاری به همراه جداشدگی الیاف کامپوزیتی از سطح دیوار می‌باشد. در دو نمونه‌ی RM-G-II و RM-Gh-I که به ترتیب با استفاده از روش‌های بدون آماده سازی سطح و سوراخ زنی تقویت شده‌اند، گسیختگی به صورت لغزش بندهای افقی ملات همراه با جداشدگی الیاف FRP حادث شده است. به طور کلی بر اساس آنچه در هنگام آزمایش نمونه‌های تقویتی مشاهده شد، در میزان باربری بین ۷۰ تا ۸۰ درصد بار حداکثر، جدا شدگی موضعی نوارهای GFRP در وسط دیوار آغاز شده و با افزایش بار وارده، همراه با افزایش عرض ترک‌ها، جدا شدگی نیز به آرامی به طرف یکی از دو انتهای نوار تقویتی حرکت می‌کند. سرانجام زوال نهایی دیوار در اکثر نمونه‌ها، با جدا شدگی کامل نوارهای تقویتی در یک انتها عملی شده است. با بررسی نوارهای تقویتی جدا شده از سطح دیوار، لایه‌ای نازک از آجر و ملات در سطح الیاف دیده می‌شود. این مسئله نشان می‌دهد که چسب استفاده شده برای اتصال الیاف FRP به سطح دیوار مناسب بوده و تنش‌های برشی ایجاد شده در سطح دیوار را به خوبی به الیاف منتقل کرده است. هم‌چنین وجود لایه‌ای از آجر و ملات بر سطح نوارهای تقویتی بیانگر ضعف نسبی آجر در تحمل تنش‌های برشی یا کششی نسبت به سایر مصالح ناحیه‌ی اتصال نظیر چسب یا ورق تقویتی است. از این‌رو به نظر می‌رسد برای تقویت دیوار و اتصال بهتر نوارهای کامپوزیتی به سطح، انتقال تنش‌های بین سطحی به لایه‌های درونی‌تر آجر به عنوان یک گزینه‌ی مطرح، می‌تواند اثرات مثبتی را در نمونه‌های با سوراخ زنی، شیار زنی و سوراخ زنی با میخ‌گذاری به دنبال داشته باشد. از دیگر نکات تمایز در نحوه‌ی زوال دیوارهای تقویت شده و تقویت نشده می‌توان به تعدد ترک‌های ایجاد شده در نمونه‌های تقویتی اشاره کرد. وجود الیاف تقویتی باعث می‌شود که به محض بروز ترک در دیوارهای بنایی، الیاف وارد عمل شده و از بازشدگی ترک ممانعت کند. مقاومت اضافی ایجاد شده در اثر وجود ورقه‌ی تقویتی، شرایط لازم برای ایجاد ترک‌های

جدول ۶ مقادیر شاخص‌های لرزه‌ای مربوط به نمونه‌های تقویت شده و درصد افزایش آن‌ها نسبت به نمونه‌های بدون تقویت

نوع گسیختگی	شکل پذیری		جذب انرژی (N.m)		ظرفیت باربری (kN)		کد نمونه	شماره گروه
	درصد	مقدار	درصد	مقدار	درصد	مقدار		
شکست لغزشی	-	۱/۳۸	-	۱۶۴/۸	-	۷۳/۱	AVE-URM-1	۱
شکست قطری	-	۱/۵۱	-	۲۳۸/۴	-	۱۳۳/۶	AVE-URM-2	
شکست قطری+ جاشدگی FRP	۳۳/۸	۲/۰۲	۱۱۷	۵۱۷/۳	۲/۸	۱۳۷/۳	RM-G-I	۲
شکست لغزشی+ جاشدگی FRP	۷۰/۹	۲/۵۸	۱۲۸	۵۴۴/۱	۶۳/۸	۱۱۹/۸	RM-G-II	
شکست قطری+ جاشدگی FRP	۹۳/۴	۲/۹۲	۲۲۳	۷۶۹/۵	۶	۱۴۱/۶	RM-GE	۳
شکست لغزشی+ پارگی FRP	۳۴/۳	۲/۰۳	۸۳	۴۳۴/۹	۵۳	۱۱۱/۸	RM-Gh-I	۴
جاشدگی FRP+ فروپاش دیوار	۹۲/۱	۲/۹	۱۵۵	۶۰۸/۶	-۲/۷	۱۲۹/۹	RM-Gh-II	
شکست قطری+ جاشدگی FRP	۱۱۰	۳/۱۷	۲۲۷	۷۷۸/۹	۳	۱۲۹/۶	RM-GhN	۵
شکست قطری+ جاشدگی FRP	۱۰۷/۳	۳/۱۳	۲۰۳	۷۲۳/۲	۰	۱۳۳/۴	RM-Gg	۶

سطح مقطع آن مطابق رابطه‌ی (۲) تقسیم می‌گردد.

$$\tau = \frac{P \times \cos \theta}{A_n} \quad (۲)$$

در این فرمول P میزان بار وارد شده، θ زاویه بندهای ملات با افق و A_n سطح مقطع خالص دیوار می‌باشد که از رابطه‌ی (۳) به دست می‌آید.

$$A_n = \left(\frac{L+h}{2} \right) t \quad (۳)$$

در رابطه (۳) L و h به ترتیب عرض و ارتفاع دیوار و t ضخامت دیوار می‌باشد.

کرنش برشی نیز بر اساس مفاهیم مقاومت مصالح از رابطه (۴) به دست می‌آید.

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (۴)$$

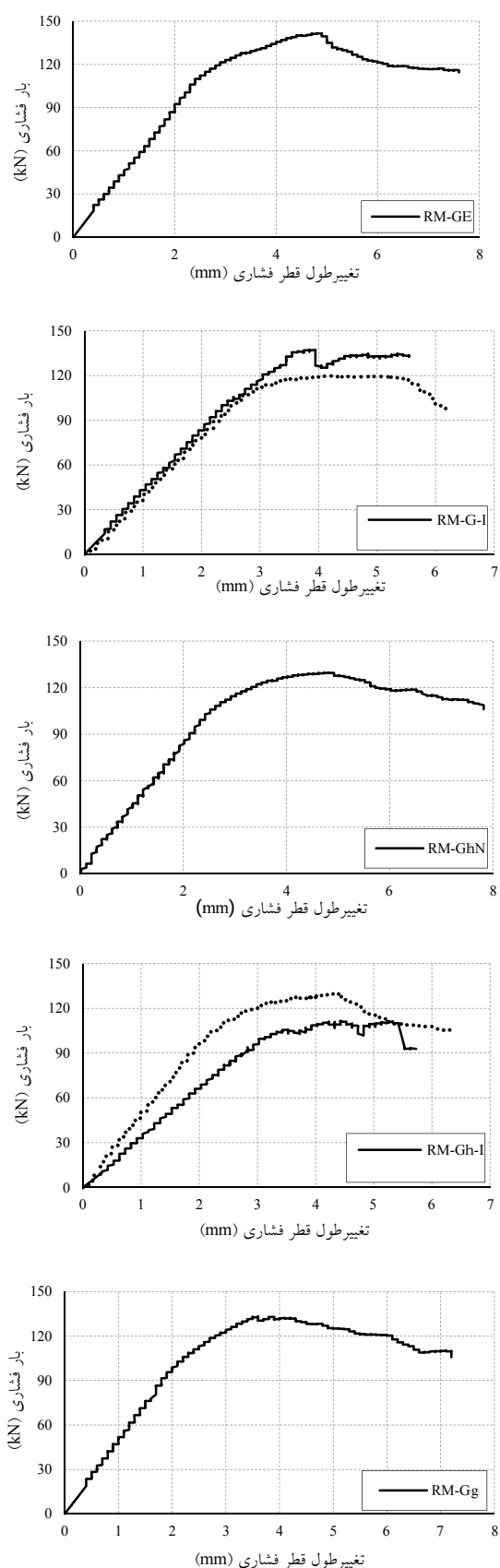
در رابطه فوق ΔV و ΔH به ترتیب تغییر طول در راستای قطره‌های کششی و فشاری و g طول یکی از اقطار دیوار می‌باشد. همان‌طور که در نمودارها نیز ملاحظه می‌شود با وجودی که از دو نوع الیاف شیشه با خواص مکانیکی متفاوت در تقویت نمونه‌ها استفاده شده است، تفاوت چندانی در ظرفیت باربری نمونه‌ها حاصل نشده است؛ اما از نقطه نظر جابه‌جایی در

شاخص جذب انرژی

به نظر می‌رسد که شاخص شکل‌پذیری به تنهایی نمی‌تواند گویای عملکرد واقعی دیوار در بحث شکل‌پذیری باشد. از این‌رو در ادامه شکل‌پذیری نمونه‌ها از منظر شاخص جذب انرژی نیز مورد بررسی قرار گرفته است. برای مقایسه این شاخص، سطح زیر نمودار بار-تغییر مکان نمونه‌ها اندازه‌گیری شده است. در بین نمونه‌ها، نمونه‌ی تقویت شده به روش میخ‌گذاری درون سوراخ‌ها (RM-GhN) با افزایش ۲۲۷ درصدی، بیشترین تأثیر را در افزایش این پارامتر لرزه‌ای کسب کرده است. نمونه‌ی تقویت شده به روش شیار زنی طولی RM-Gg، تأثیر به سزایی بر شاخص جذب انرژی نمونه‌های بدون تقویت داشته و به میزان ۲۰۳ درصد این شاخص را افزایش داده است.

نمودارهای بار-تغییر مکان و تنش-کرنش

در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) به ترتیب نمودار بار-تغییر مکان برای قطر فشاری و تنش برشی در مقابل کرنش برشی برای دیوارهای تقویت شده نشان داده شده است. برای محاسبه‌ی تنش برشی مطابق آیین‌نامه ASTM E 519، مؤلفه افقی نیروی وارده به دیوار بر



شکل ۱۰ نمودار بار- تغییر مکان مربوط به نمونه‌های تقویت شده

راستای اقطار فشاری و کششی، تمایزاتی بین نمونه‌های تقویتی با این دو نوع الیاف وجود دارد. به نظر می‌رسد برای تقویت دیوارهای بنایی، استفاده از کامپوزیت‌های با کرنش نهایی قابل تحمل بزرگتر ضعف شکل پذیری دیوارهای بنایی را بهتر برطرف خواهند نمود. از دلایل آن می‌توان به جداشدگی دیرتر الیاف با کرنش نهایی بیشتر از سطح دیوار بنایی اشاره نمود. با دقت در نمودارهای بار- تغییر مکان و تنش- کرنش می‌توان پی برد که تغییر طول اقطار فشاری و کششی در نمونه‌هایی که با استفاده از روش‌های آماده سازی سطحی، سوراخ زنی، شیار زنی و سوراخ زنی به همراه میخ گذاری تقویت شده‌اند، نسبت به نمونه‌های تقویت شده به روش بدون آماده سازی سطح افزایش داشته‌اند.



نمونه RM-G-I



نمونه RM-Gh-I



نمونه RM-Gh-N

لایه‌ی آجر روی سطح الیاف جدا شده از سطح دیوار
شکل ۹ تصویر نمونه‌های تقویتی پس از گسیختگی

خلاصه و نتیجه گیری

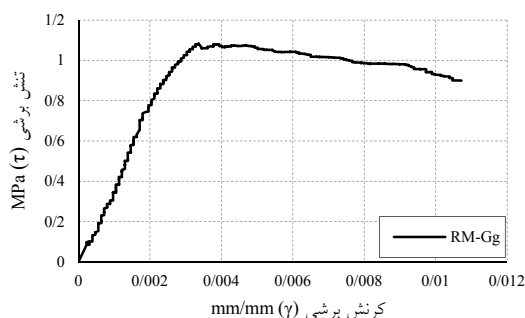
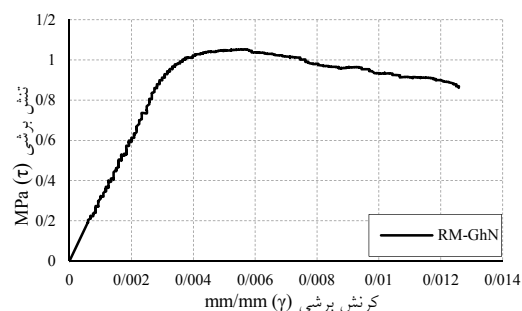
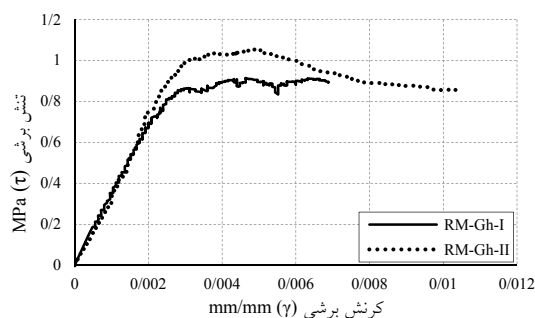
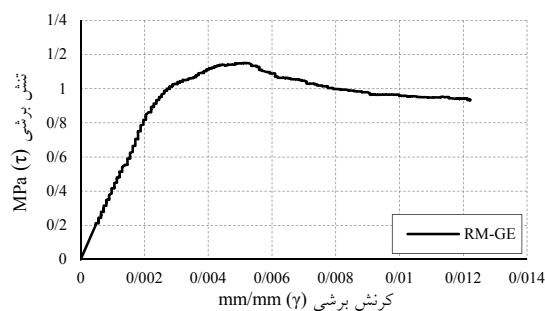
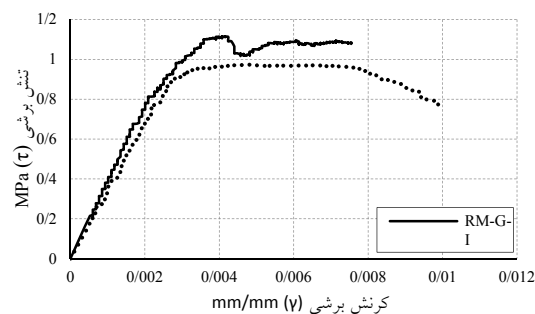
به منظور بررسی میزان تأثیر روش‌های مختلف اتصال الیاف FRP به سطح دیوارهای بنایی نظیر روش آماده سازی سطحی، سوراخ زنی، سوراخ زنی به همراه میخ گذاری و شیار زنی طولی، بر پارامترهای لرزه‌ای دیوارهای بنایی، تعداد ۱۱ نمونه دیوار بنایی غیرمسلح با ابعاد ۸۷۰ * ۸۷۰ * ۱۰۰ میلی‌متر ساخته و تحت بارگذاری فشار قطری مورد آزمایش قرار گرفت. در برخی از روش‌های استفاده شده در این تحقیق نظیر سوراخ زنی، میخ گذاری و شیار زنی در میزان شکل پذیری و اتلاف انرژی دیوارها، نسبت به شیوه آماده سازی سطحی، افزایش حاصل شده است. برخی از مهم‌ترین نتایج به دست آمده از انجام آزمایش فشار قطری بر روی دیوارهای بنایی تقویت شده و بدون تقویت را می‌توان در موارد زیر خلاصه کرد.

۱. ظرفیت باربری پانل‌های بنایی تقویت شده متأثر از نحوه شکست و نوع زوال نمونه است، به طوری که در حالت شکست لغزشی، ظرفیت باربری نهایی دیوار بسیار کمتر از شکست قطری است.

۲. استفاده از کامپوزیت‌های FRP، ظرفیت باربری دیوارهای با مد گسیختگی لغزشی را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد. در این تحقیق علی‌رغم میزان کم کامپوزیت مصرفی، متوسط افزایش ظرفیت باربری حدود ۶۴ درصد می‌باشد.

۳. استفاده از روش سوراخ زنی به همراه میخ گذاری درون سوراخ‌ها در کل طول نوارهای GFRP، باعث بهبود پارامترهای لرزه‌ای دیوارهای بنایی می‌شود به گونه‌ای که شکل پذیری، اتلاف انرژی و کرنش نهایی در نمونه‌ی تقویت شده با این روش نسبت به نمونه‌ی بدون آماده سازی سطحی به ترتیب به میزان ۲۳، ۴۳ و ۲۷ درصد افزایش یافته است.

۴. ایجاد شیار طولی به عرض ۴ و عمق ۷ میلی‌متر بر سطح دیوار بنایی برای اتصال الیاف GFRP، یکی از



شکل ۱۱ نمودار تنش-کرنش برشی مربوط به نمونه‌های تقویت شده

شیوه‌های مؤثر در افزایش پارامترهای لرزه‌ای دیوارهای بنایی بوده که باعث افزایشی ۲۱/۳ درصدی در شکل پذیری، ۳۳ درصدی در اتلاف انرژی و ۲۱/۲ درصدی در کرنش نهایی دیوارهای بنایی نسبت به روش بدون آماده سازی سطحی، شده است.

۵. روش سوراخ زنی برای اتصال بهتر ورق‌های تقویتی، ضمن داشتن نتایج مناسب در افزایش مقاومت و شکل پذیری از آلودگی زیست محیطی بسیار کمتری نسبت به سایر روش‌های آماده سازی برخوردار است.

مراجع

1. Li, T., Galati, N., Tumialan, J.G., and Nanni, A., "Analysis of unreinforced masonry concrete walls strengthened with glass fiber-reinforced polymer bars", *ACI Structural Journal-American Concrete Institute*, Vol. 102, No. 4, pp. 569-577, (2005).
2. Zhuge, Y., "FRP-retrofitted URM walls under in-plane shear: review and assessment of available models", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 14, No. 6, pp. 743-753, (2010).
3. ElGawady, M.A., Lestuzzi, P., and Badoux, M., "Aseismic retrofitting of unreinforced masonry walls using FRP", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 37, No. 2, pp. 148-162, (2006).
۴. مقدم، ح.، "طرح لرزه‌ای سازه‌های بنایی"، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف، (۱۳۸۱).
5. Lang, K., "Seismic vulnerability of existing buildings", SWISS FEDERAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY ZURICH, (2002).
6. Tinazzi, D., and Nanni, A., "Assessment of technologies of masonry retrofitting with FRP", Center for Infrastructure Engineering Studies, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, (2012).
7. Marcari, G., Manfredi, G., Prota, A., and Pecce, M., "In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP", *Composites Part B Engineering*, Vol. 38, No. 7, pp. 887-901, (2007).
8. Alcaino, P., and Santa-Maria, H., "Experimental response of externally retrofitted masonry walls subjected to shear loading", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 12, No. 5, pp. 489-498, (2008).
9. Stratford, T., Pascale, G., Manfroni, O., and Bonfiglioli, B., "Shear strengthening masonry panels with sheet glass-fiber reinforced polymer", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, No. 5, pp. 434-443, (2004).
10. Mahmood, H., and Ingham, J.M., "Diagonal compression testing of FRP-retrofitted unreinforced clay brick masonry wallettes", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 15, No. 5, pp. 810-820, (2011).
11. Santa-Maria, H., Duarte, G., and Garib, A., "Experimental investigation of masonry panels externally strengthened with CFRP laminates and fabric subjected to in-plane shear load", *Thirteenth World*

- conference Earthquake Engineering (13WCEE), Canadian Association for Earthquake Engineering and International Association for Earthquake Engineering (IAEE) Vancouver, Canada, (2004).
۱۲. نشریه شماره ۳۷۶، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح موجود"، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، (۱۳۸۶).
13. Ehsani, M., Saadatmanesh, H., and Al-Saidy, A., "Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 1, No. 1, pp. 17-25, (1997).
14. Roca, P., and Araiza, G., "Shear response of brick masonry small assemblages strengthened with bonded FRP laminates for in-plane reinforcement", *Construction and Building Materials*, Vol. 24, No. 5, pp. 1372-1384, (2010).
15. Zhou, D., Wang, J., and Lei, Z., "In-plane behavior of seismically damaged masonry walls repaired with external BFRP", *Composite Structures*, Vol. 102, pp. 9-19, (2013).
16. Borri, A., Castori, G., Corradi, M., and Sisti, R., "Masonry wall panels with GFRP and steel-cord strengthening subjected to cyclic shear: An experimental study", *Construction and Building Materials*, Vol. 56, pp. 63-73, (2014).
17. Mansouri, I., and Kisi, O., "Prediction of debonding strength for masonry elements retrofitted with FRP composites using neuro fuzzy and neural network approaches", *Composites: Part B*, Vol. 70, pp. 247-255, (2015).
18. American Society for Testing and Materials (ASTM), "Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages", ASTM E 519-02, (2002).
19. Valluzzi, M., Tinazzi, D., and Modena, C., "Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates", *Construction and Building Materials*, Vol. 16, No. 7, pp. 409-416, (2002).
20. Petersen, R.B., Masia, M.J., and Seracino, R., "In-plane shear behavior of masonry panels strengthened with NSM CFRP strips. I: experimental investigation", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 14, No. 6, pp. 754-763, (2010).
21. Kalali, A., and Kabir, M.Z., "Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests", *Engineering Structures*, Vol. 39, pp. 24-37, (2012).
۲۲. محمودآبادی، ا.، شیار زنی به عنوان یک روش جایگزین آماده سازی سطحی بتن جهت جلوگیری از جداشدگی سطحی ورق FRP. پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، (۱۳۸۸).
۲۳. یعقوبی، م.، سوراخ زنی به عنوان روشی جایگزین آماده سازی سطح در تیرهای بتنی تقویت شده با کامپوزیت‌های CFRP. پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، (۱۳۹۱).
۲۴. مقررات ملی ایران مبحث هشتم، "طرح و اجرای ساختمان‌های با مصالح بنایی"، وزارت مسکن و شهرسازی معاونت امور مسکن و ساختمان، (۱۳۸۸).
25. American Society for Testing and Materials (ASTM)., "tandard test methods for sampling and testing

- brick and structural clay tile", ASTM C 67, (2000).
26. American Society for Testing and Materials (ASTM)., "Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars", ASTM C 109/C 109M, (1999).
27. American Society for Testing and Materials (ASTM)., "Standard test method for compressive strength of masonry prisms", ASTM C 1314-03a, (2003).
28. American Society for Testing and Materials (ASTM)., "Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of walls for building", ASTM E 2126, (2005).

بررسی آزمایشگاهی تأثیر مشخصات هندسی و تسلیح ستون‌های سنگی شناور بر ظرفیت باربری*

نیما مهران نیا^(۱) جواد نظری افشار^(۲) فرزین کلانتری^(۳)

چکیده استفاده از ستون‌های سنگی در افزایش ظرفیت باربری خاک‌های ضعیف یکی از روش‌های متداول در بهسازی خاک‌ها می‌باشد. در این تحقیق با استفاده از آزمایش‌های بزرگ مقیاس ظرفیت باربری ستون‌های سنگی شناور در دو حالت مسلح و غیر مسلح مورد بررسی قرار گرفته است. ستون‌های سنگی مورد استفاده در این تحقیق دارای قطر ۶۰ میلی‌متر با طول ۲۰۰ و ۳۵۰ میلی‌متر و قطر ۸۰ میلی‌متر با طول ۴۰۰ میلی‌متر بوده و در تسلیح آنها از ژئوتکستایل بافته نشده استفاده شده است. نتایج بیانگر آن است که افزایش قطر و طول ستون سنگی و همچنین استفاده از ژئوتکستایل به عنوان غلاف ستون سنگی باعث افزایش ظرفیت باربری ستون سنگی شده است. افزایش قطر ستون سنگی موثرتر از افزایش طول آن است در واقع بهتر است به جای استفاده از ستون سنگی با طول زیاد و قطر کم، از ستون سنگی با قطر زیاد و طول مناسب استفاده نمود (نسبت طول به قطر بیشتر از ۵). با استفاده از غلاف ژئوتکستایل نسبت تمرکز تنش در ستون سنگی افزایش یافته و ظرفیت باربری افزایش پیدا می‌کند. مسلح نمودن ستون سنگی با قطر بیشتر، موثرتر از مسلح نمودن ستون سنگی با طول بیشتر است.

واژه‌های کلیدی ستون سنگی، ظرفیت باربری، ژئوتکستایل، مسلح سازی، بهسازی زمین.

Experimental Investigation on the Effect of Geometry and Reinforced Floating Stone Columns on Bearing Capacity

N. Mehrannia

J. Nazariafshar

F. Kalantary

Abstract Using stone column is an efficient method to increase bearing capacity of soft soils. In this research, the bearing capacity of floating stone columns in reinforced and unreinforced modes were examined using large-scale laboratory tests. The stone columns used in this study are with 60mm diameter with 200 and 350mm length and 80mm diameter with 400mm length. These columns are reinforced with nonwoven geotextile. Results show that increasing in diameter and length of stone column and using geotextile as encased stone column increased bearing capacity of stone column. Increasing the diameter of stone column is more effective than increasing the length of stone column. In fact, it is better to use stone column with excessive diameter and proper length (length to diameter ratio more than 5) instead of excessive length and fewer diameters. By using geotextile encasement, stress concentration ratio increased and so bearing capacity improved. Encasing stone column with excessive diameter is more effective than excessive length.

Key Words Stone Column, Bearing Capacity, Geotextile, Reinforcing, Ground Improvement.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۳/۳۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۳/۲۸ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری ژئوتکنیک، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران، گروه مهندسی عمران، تهران، ایران.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار گروه مهندسی عمران، واحد شهرقدس، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

Email: j.nazariafshar@qodsiau.ac.ir

(۳) استادیار، عضو هیأت علمی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

مقدمه

(Raju [8]).

اولین بار [9] Van Impe برای افزایش ظرفیت باربری ستونهای سنگی ایده استفاده از غلاف ژئوسینتیکی را ابداع نمود. در واقع با استفاده از ژئوتکستایل محصور شده به دور ستون سنگی فشار جانبی افزایش یافته و ژئوتکستایل مانع از فرو رفتن مصالح دانه ای ستون سنگی در خاک نرم میگردد و بنابراین ظرفیت باربری به طور چشمگیری افزایش می یابد. اگر خاک اطراف ستون سنگی دارای مقاومت برشی کمتر از ۱۵ کیلوپاسکال باشد استفاده از ستون سنگی معمولی مناسب نیست و باید از ستون سنگی مسلح استفاده شود [5] Gniel و [6] Bouazza Ghazavi و Nazari afshar. یکسری آزمایش مقیاس بزرگ توسط Christoulas et.al [10] روی ستونهای سنگی انجام شده است. نتایج حاصل مؤید آن است که شکم دادگی ستون سنگی در فاصله ۲/۵ تا ۳ برابر قطر ستون سنگی روی می‌دهد و بار نهایی در نشست تقریباً برابر با ۳۵٪ قطر ستون سنگی اتفاق می‌افتد. Malarvizhi و Ilamparuthi

[11] برای بررسی اثرات مسلح کردن ستونهای سنگی با استفاده از ژئوگرید روی ظرفیت باربری رس‌های نرم، یک سری آزمایش‌های آزمایشگاهی انجام دادند. نتایج ثابت کرد که مسلح کننده استوانه ای ژئوگریدی، ظرفیت باربری هر دو نوع ستونهای سنگی شناور و تکیه گاه انتهایی را افزایش می‌دهند. ظرفیت باربری نهایی درحالت ستون سنگی محصور شده با ژئوگرید ۲ تا ۳ برابر بیشتر از حالتی است که ستون سنگی بکار گرفته نمی‌شود.

Murugesan و Rajagopal [12] نشان دادند که وجود مسلح کننده استوانه ای اطراف ستون سنگی، در مقایسه با ستون سنگی معمولی، ظرفیت باربری و سختی ستون سنگی را بالا برده و شکم دادگی کمتری دارد. Ghazavi و Nazari Afshar [6] ظرفیت باربری ستونهای سنگی مسلح شده با ژئوسنتیک‌ها را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که گسیختگی ستون سنگی منفرد به علت شکم دادگی

از نظر مهندسین ژئوتکنیک، طبیعت ویژه نهشته های خاک نرم و خیلی نرم از مباحث مورد توجه برای تحقیق و بررسی می‌باشد. خاک‌های نرم در اکثر مناطق دنیا و همچنین در شهرهای مهم وجود دارند. برای ساخت یک سازه روی خاک نرم، مهندسین با نشست‌های زیاد و مقاومت برشی کم خاک مواجه هستند. به همین منظور، نیاز به بهبود پارامترهای مقاومتی چنین خاک‌هایی به شدت احساس می‌شود. استفاده از ستون‌های سنگی برای بهبود خاک نرم یکی از مؤثرترین شیوه‌های اصلاح ظرفیت باربری چنین خاک‌هایی می‌باشد. ستون سنگی ظرفیت باربری خاک نرم را افزایش می‌دهد، نشستها را کاهش می‌دهد، زهکشی را تسریع می‌بخشد و در نهایت فشار آب حفره‌ای اضافه را مستهلک می‌کند. مزیت دیگر این روش آن است که به راحتی قابل ساخت و اجرا می‌باشد و در ساخت آن نیز نیاز به آرماتور یا سیمان نیست تا به صورت مستقیم یا غیر مستقیم به محیط زیست آسیب برساند.

اولین تحقیقات انجام شده در ارتباط با ستون سنگی توسط محققینی چون Greenwood [1] Hughes و Withers [2] و Mckenna et. al [3] انجام شده است. این محققین عملکرد مثبت ستون سنگی در ارتباط با افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست را در مقالات خود ذکر نموده اند. ستونهای سنگی در خاک‌های نرم اجرا می‌شوند و تقریباً تمام ظرفیت باربری خود را از فشار محصورکننده جانبی به دست می‌آورند و در واقع به واسطه فشاری که خاک پیرامون ستون سنگی به آن اعمال می‌کند پایدار می‌ماند (Greenwood [1]). Barksdale و Bachus [5] و Bouazza [6] Ghazavi و Nazari afshar. در آیین نامه آلمان (FGSV) [7] استفاده از ستون های سنگی محدود به خاک های ریزدانه با مقاومت برشی زهکشی نشده بیشتر از ۲۵-۱۵ کیلوپاسکال شده است. با این حال در عمل در برخی موارد از ستون های سنگی در خاک های با مقاومت برشی کمتر از ۱۰ کیلوپاسکال نیز استفاده شده است

حالی که در ستون سنگی شناور بلند، عامل مهم طول باعث می شود که مکانیزم گسیختگی حاکم از نوع انبساط جانی بوده و تقریباً تمام بار از طریق اندرکنش بین جدار ستون سنگی و خاک اطراف منتقل شود و در نهایت ستون سنگی شناور بلند ظرفیت باربری بیشتری نسبت به ستون سنگی شناور کوتاه خواهد داشت.

در بیشتر تحقیقات گذشته ستون‌های سنگی بر روی بستر صلب قرار گرفته اند و تاثیر ستون‌های سنگی شناور کمتر بررسی شده است. این در حالی است که در بیشتر پروژه ها ستون‌های سنگی به صورت شناور اجرا می‌شوند. بنابراین در این تحقیق سعی شده است با استفاده از آزمایش‌های بزرگ مقیاس ظرفیت باربری ستون‌های سنگی شناور در دو حالت مسلح و غیر مسلح در طول و قطرهای مختلف مورد بررسی قرار گیرد. طول ستون‌های سنگی به گونه ای انتخاب شده است که اثر مسلح کننده ها روی هر دو نوع ستون سنگی کوتاه و بلند در حالت شناور مورد ارزیابی قرار گیرد.

روش انجام آزمایش و برنامه آزمایش‌ها

مطابق شکل (۱) برای انجام این تحقیق از یک مخزن بزرگ مقیاس به ابعاد $۱۲۰ \times ۱۲۰ \times ۹۰$ سانتیمتر به عنوان مخزن اصلی استفاده گردید. McKee و Seling [15] و Chummer [16] نشان دادند که گوه گسیختگی ایجاد شده در زیر پی تا فاصله حدود ۲-۲/۵ برابر عرض پی از مرکز پی به اطراف گسترده می‌شود. در تحقیق حاضر فاصله دیوارهای مخزن تا مرکز پی ۳ برابر عرض صفحه بارگذاری است بنابراین خطوط لغزش به دیواره های مخزن نمی‌رسد و ابعاد مخزن مناسب است. ستون‌های سنگی دارای قطر ۶۰ و طول‌های ۲۰۰، ۳۵۰ میلی‌متر (نسبت طول به قطر به ترتیب ۳/۳ و ۵/۸) و قطر ۸۰ و طول ۴۰۰ میلی‌متر (نسبت طول به قطر ۵) می‌باشد. ابعاد ستون سنگی به گونه ای انتخاب شده اند که علاوه بر بررسی اثرات طول و قطر ستون سنگی دو نوع کوتاه و بلند از ستون سنگی شناور داشته باشیم. برای جلوگیری از هرگونه تغییرشکل در مرزهای

اتفاق می افتد. این شکم دادگی عموماً در عمق D تا 2D (D قطر ستون سنگی) از سر ستون سنگی اتفاق می افتد و گسیختگی گروه ستون سنگی به صورت ترکیبی از شکم دادگی و تغییر شکل جانبی است. همچنین با بکارگیری ستون سنگی غیرمسلح ظرفیت باربری خاک نرم افزایش می یابد و در صورت به کارگیری ستون سنگی مسلح افزایش باربری و سختی خاک، افزایش بیشتری می یابد. همچنین با افزایش طول و مقاومت مسلح کننده ها ظرفیت باربری و سختی ستون‌های سنگی افزایش می یابد.

Ghazavi و Nazariafshar [13] به روش آزمایشگاهی به بررسی ظرفیت باربری ستون سنگی با مسلح کننده های ژئوسینتتیکي قائم و افقی پرداختند. نتایج نشان داد که با به کارگیری هر دو نوع مسلح کننده قائم و افقی مقدار انبساط جانبی ستون سنگی کاهش می‌یابد. هر دو مسلح کننده قائم و افقی باعث افزایش ظرفیت باربری ستون سنگی میشود ولی استفاده از مسلح کننده افقی مقرون به صرفه تر از مسلح کننده قائم است. یک روش تحلیل ساده برای محاسبه ظرفیت باربری ستون‌های سنگی توسط Ghazavi و Nazariafshar [14] ارائه شد. در این روش از دیوار حایل مجازی در لبه ستون سنگی استفاده شده است. نتایج این تحقیق نشان داد که با افزایش زاویه اصطکاک داخلی ستون سنگی ظرفیت باربری آن بیشتر میشود. بهترین نسبت فاصله به قطر در گروه ستون سنگی ۳ می باشد. همچنین کارایی ستون سنگی در خاکهای چسبنده نرم بیشتر است.

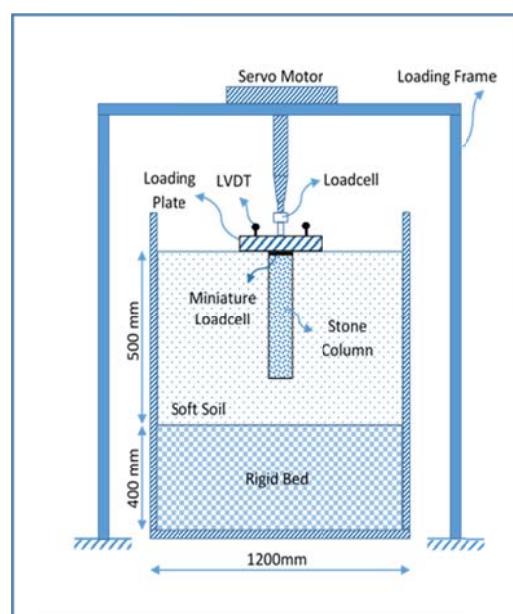
ستون‌های سنگی در نوع کوتاه و بلند تعریف میشوند و درواقع اگر نسبت طول به قطر ستون سنگی بیشتر از ۵ باشد ستون سنگی بلند است. در عمل بیشتر ستون‌های سنگی از نوع بلند هستند. حال اگر ضخامت لایه نرم کم باشد، انتهای ستون سنگی بر روی لایه مقاوم قرار میگیرد ولی در اکثر پروژه ها طول ستون‌های سنگی آنقدر زیاد نیست که به لایه مقاوم برسد و در بیشتر موارد ستون سنگی از نوع شناور است. در ستون سنگی شناور کوتاه بار اعمالی از طریق اصطکاک جدار ستون سنگی و خاک اطراف تحمل میشود در

محاسبه ضریب تمرکز تنش استفاده شده است بارگذاری بر اساس کنترل جابجایی بوده و سرعت آن ۱ میلی‌متر بر دقیقه انتخاب شده است. صفحه بارگذاری به قطر ۲۰ سانتیمتر و ضخامت ۳ سانتیمتر بوده و جنس آن از فولاد سخت میباشد. صفحه بارگذاری به گونه ای قرار میگیرد که مرکز آن روی مرکز ستون سنگی قرار گیرد. شکل (۲) مخزن، قاب بارگذاری، موتور سروو، صفحه بارگذاری و سنسورهای مربوطه را نشان می‌دهد. همه آزمایش‌ها تا نشست کامل صفحه بارگذاری به اندازه ۵۰ میلی‌متر ادامه یافته است. نسبت سطح ستون سنگی برابر مساحت افقی ستون سنگی به مساحت صفحه بارگذاری تعریف می‌شود. در تحقیق حاضر ۷ آزمایش بزرگ مقیاس انجام شده است. قابل ذکر است که آزمایش‌های کنترل برای اطمینان از تکرارپذیری و ثابت بودن نتایج نیز انجام شده است که نتایج مطابقت خوبی با یکدیگر داشتند. خلاصه برنامه آزمایش‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۲ مخزن و دستگاه بارگذاری و ثبت بار

انتهایی مدل جداره های مخزن در هر چهارطرف از نوع فلزی ضخیم بوده و صلب در نظر گرفته شده است. از آنجایی که ساخت رس نرم در مخزن به روش کنترل وزن مخصوص است، جداره های مخزن به فاصله ۵ سانتیمتر درجه بندی شده است و لایه های رس نرم پس از وزن کردن در لایه‌های ۵ سانتیمتری ریخته و کوبیده شده است.



شکل ۱ شماتیک قاب بارگذاری، مخزن و نمونه

سیستم بارگذاری شامل قاب بارگذاری، سیستم اعمال بار، صفحه بارگذاری و سیستم جمع آوری داده‌ها می‌باشد. سیستم جمع آوری اطلاعات شامل کامپیوتر، سیستم ثبت داده‌ها، ۲ عدد جابجایی سنج و ۲ عدد نیرو سنج است. ۲ عدد جابجایی سنج بر روی صفحه بارگذاری قرار میگیرند تا مقدار جابجایی را ثبت کرده و اگر چرخش احتمالی در صفحه بارگذاری اتفاق افتاد آن را مشخص کنند. یک نیروسنج به ظرفیت ۳۰۰۰ کیلوگرم نیروی کل وارد بر صفحه بارگذاری را نشان میدهد و یک نیروسنج مینیاتوری به ظرفیت ۵۰۰ کیلوگرم بر روی ستون سنگی قرار گرفته و نیروی موجود در ستون سنگی را ثبت کرده و از آن برای

جدول ۱ برنامه آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق

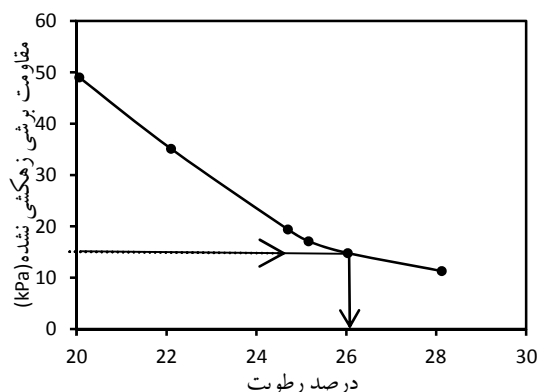
شماره آزمایش	نام آزمایش	نسبت طول به قطر	نسبت ناحیه اصلاح شده (%)	مشخصات آزمایش
۱	Clay	-----	-----	بدون ستون سنگی
۲	OSC6-20	۳/۳	۹	ستون سنگی معمولی با قطر ۶۰ میلی‌متر و طول ۲۰۰ میلی‌متر
۳	OSC6-35	۵/۸	۹	ستون سنگی معمولی با قطر ۶۰ میلی‌متر و طول ۳۵۰ میلی‌متر
۴	OSC8-40	۵/۰	۱۶	ستون سنگی معمولی با قطر ۸۰ میلی‌متر و طول ۴۰۰ میلی‌متر
۵	ESC6-20	۳/۳	۹	ستون سنگی مسلح با قطر ۶۰ میلی‌متر و طول ۲۰۰ میلی‌متر
۶	ESC6-35	۵/۸	۹	ستون سنگی مسلح با قطر ۶۰ میلی‌متر و طول ۳۵۰ میلی‌متر
۷	ESC8-40	۵/۰	۱۶	ستون سنگی مسلح با قطر ۸۰ میلی‌متر و طول ۴۰۰ میلی‌متر

جدول (۳) و نمودار دانه بندی رس و شن در شکل (۴)

نشان داده شده است.

جدول ۲ مشخصات رس

پارامتر	مقدار
چگالی ویژه	۲/۷
حد مایع	۳۱
حد خمیری	۱۸
شاخص خمیری	۱۳
درصد رطوبت بهینه	۱۷
حداکثر وزن مخصوص خشک	۱۶/۵ kN/m ³
وزن مخصوص مرطوب	۱۹/۵ kN/m ³
مقاومت برشی زهکشی نشده	۱۵ kPa
طبقه بندی خاک	CL



شکل ۳ تغییر مقاومت برشی زهکشی نشده رس در درصد

رطوبت‌های مختلف

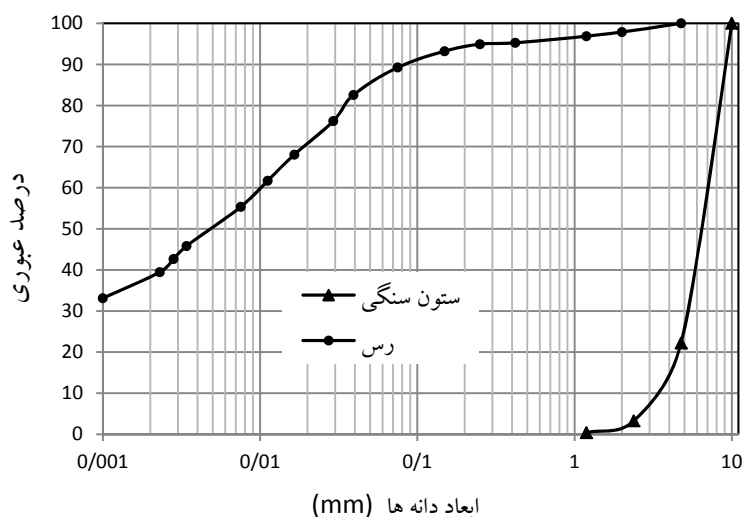
مصالح مصرفی

مصالح رسی و شنی. مشخصات رس مورد استفاده در این تحقیق در جدول (۲) نشان داده شده است. در کارهای واقعی معمولاً اگر خاک اطراف ستون سنگی دارای مقاومت برشی کمتر از ۱۵ کیلوپاسکال باشد مهندسین برای جلوگیری از انبساط جانبی از غلاف ژئوتکستایل استفاده می‌کنند. [5,6] بنابراین در این تحقیق مقاومت برشی ۱۵ کیلوپاسکال برای رس نرم در نظر گرفته شد. برای انتخاب درصد رطوبت مورد نیاز برای رسیدن به مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ کیلوپاسکال، آزمایش‌های فشاری محدود نشده (تک محوری) مطابق با استاندارد ASTM D 2166 روی درصد رطوبت‌های مختلف انجام گرفت. نمونه‌های استوانه‌ای آزمایش دارای قطر ۳۸ میلی‌متر و ارتفاع ۹۰ میلی‌متر بودند. همانطور که در شکل (۳) مشخص است برای رسیدن به مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ کیلوپاسکال درصد رطوبت ۲۶ مورد نیاز است.

برای انتخاب مصالح شنی ستون سنگی شن‌ها از الک ۲ و ۱۰ میلی‌متر گذرانده شدند. بعد از محاسبه حداقل و حداکثر وزن مخصوص خشک، مقدار وزن مخصوص برای مصالح ستون سنگی ۱۶ انتخاب گردید که دارای تراکم نسبی ۷۱ درصد می‌باشد. برای محاسبه زاویه اصطکاک داخلی مصالح دانه‌ای از آزمایش سه محوری استفاده گردید. مشخصات شن مورد استفاده در

جدول ۳ مشخصات مصالح ستون سنگی

مقدار	پارامتر
۲/۶	چگالی ویژه
۱۶/۷ kN/m ³	حداکثر وزن مخصوص خشک
۱۴/۵ kN/m ³	حداقل وزن مخصوص خشک
۱۶ kN/m ³	وزن مخصوص در تراکم نسبی ۰/۷۱
۴۷ درجه	زاویه اصطکاک داخلی در تراکم ۰/۷۱
۲	ضریب یکنواختی
۱/۲۳	ضریب انحنای
GP	طبقاً بندی در سیستم متحد



شکل ۴ نمودار دانه بندی رس و مصالح ستون سنگی

مشخصات مسلح کننده ها. انتخاب نوع مسلح کننده ها

با توجه به اثر مقیاس مدل تعیین می‌گردد. طبق قوانین اثر مقیاس که توسط Iai [17] ارائه شده است ارتباط سختی مسلح کننده‌های واقعی و مدل با توجه به رابطه (۱) بیان می‌شود.

$$J_p = J_m \lambda^2 \quad (1)$$

در این رابطه J_p سختی مسلح کننده های واقعی، J_m سختی مسلح کننده های مدل و $\frac{1}{\lambda}$ مقیاس مدل به

واقعیت می‌باشد.

همچنین Dash and Bora [18]، [6] Gazavi and Nazariafshar و Hong et al [19] در تحقیق خود نشان دادند که نسبت سختی مسلح کننده در مدل $(\frac{1}{\lambda})^2$ برابر سختی مسلح کننده واقعی باید باشد.

سختی ژئوتکستایل‌ها در واقعیت بین ۵۰ تا ۲۰۰۰ کیلونیوتن بر متر می‌باشد Hong et al [19] و در این تحقیق از مقیاس $\frac{1}{10}$ استفاده گردیده است. بنابراین طبق اثر مقیاس سختی مسلح کننده ها انتخاب و مورد استفاده قرار گرفت. مشخصات مسلح کننده ها در

جدول (۴) ارائه شده است.

جدول ۴ مشخصات مسلح کننده ها

پارامتر	ژئوتکستایل
نوع ماده kN/m	پلی پروپیلن
مقاومت کششی نهایی kN/m	۹
کرنش در مقاومت نهایی (درصد)	۵۵
سختی کششی kN/m	۱۶/۴
ضخامت mm	۱
وزن واحد سطح g/m^2	۱۴۰

ساخت نمونه ها

سانتی متری در مخزن اصلی کوبیده شد. با استفاده از یک چکش مخصوص به ابعاد ۱۵۰×۱۵۰ میلی متر و وزن ۱۰ کیلوگرم لایه ها برای رسیدن به ضخامت ۵ سانتی متر مورد تراکم قرار گرفت. برای تراکم بهتر واتصال مناسب لایه ها به یکدیگر و همچنین خروج بهتر هوا و کاهش تخلخل، در زیر چکش ۵ میلگرد فولادی به قطر ۱۰ میلی متر و طول ۲۰ میلی متر قرار داده شد. لایه ها برای رسیدن به ارتفاع کل ۵۰ سانتی متر مورد تراکم قرار گرفته و سطح نهایی رس نرم تسطیح شد تا سطحی کاملاً تراز و بدون حفره ایجاد شود. این روش ساخت برای تمام آزمایش ها به طور مشابه تکرار گردید. در تمام طول آزمایش ها کنترل رطوبت از مخزن انجام شده تا از مقدار رطوبت و یکنواختی آن اطمینان حاصل شود. نتایج آزمایش های رطوبت نشان داد که در تمام آزمایش ها تغییرات درصد رطوبت کمتر از یک درصد بوده است. برای اطمینان بیشتر از مقامت زهکشی نشده نمونه رس نرم بعد از انجام هر آزمایش، آزمایش فشاری محدود نشده بر روی نمونه های رسی مجدداً انجام گرفت. در تمام آزمایش های فشاری محدود نشده نتایج آزمایش ها موید وجود مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ کیلوپاسکال در درصد رطوبت ۲۶ درصد بود.

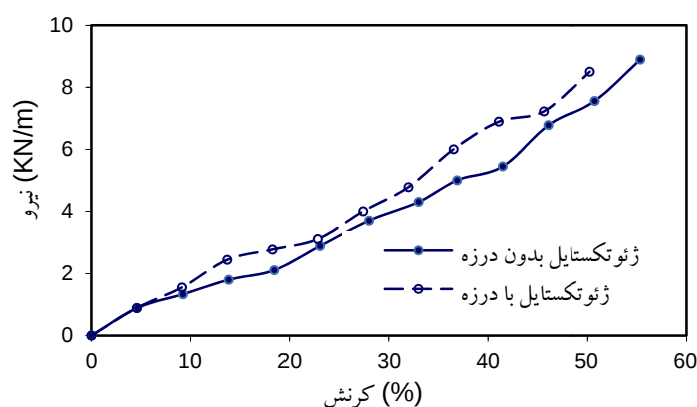
ساخت ستون سنگی مسلح و غیر مسلح. تمام ستونهای سنگی در مرکز مخزن اصلی بزرگ ساخته شده است. برای ساخت ستونهای سنگی از یک لوله بدون درز استیل تو خالی به قطر ۶ یا ۸ سانتی متر استفاده گردید. در تمام آزمایش ها سطح داخلی و خارجی لوله فولادی به روغن آغشته گردید تا از دستخوردگی خاک اطراف جلوگیری شود و خاک نیز به راحتی در درون لوله قرار گیرد. سپس لوله توخالی به صورت قائم بر روی خاک رس قرار گرفت و در درون آن فرو برده شد. بعد از رسیدن لوله به عمق مورد نظر با استفاده از یک اوگر ماریپچ فولادی، خاک درون لوله خالی شد. اوگر ماریپچ فولادی طوری طراحی شده است که قطر آن کمی کمتر از قطر داخلی لوله ساخت

ساخت مخزن رسی. ابتدا خاک رس مورد نظر از سرند با چشمه ۱ سانتی متر عبور داده شد تا هرگونه ناخالصی و کلوخه ها جداسازی شود رطوبت اولیه رس به دقت اندازه گیری شد تا میزان آب مورد نیاز برای رسیدن به رطوبت ۲۶ درصد اندازه گیری شود. خاک رس به صورت لایه های حدود یک سانتی متری در مخزن آماده سازی ریخته شد و آب مورد نیاز برای رسیدن به رطوبت ۲۶ درصد با آبیاش مخصوص به طور یکنواخت روی هر لایه پاشیده شد. سپس مخزن نمونه توسط نایلون پوشانده شده و یک هفته به آن زمان داده شد تا به رطوبت یکنواخت برسد. نایلون ها باعث می شوند تا از هرگونه تبادل رطوبت بین جداره های مخزن با هوا جلوگیری شود. برای اطمینان از رسیدن رطوبت خاک به ۲۶ درصد از نقاط مختلف خاک آزمایش رطوبت انجام شد. نتایج نشان داد که در تمام آزمایش ها تعیرات رطوبت کمتر از یک درصد بوده است. مخزن اصلی ساخت نمونهدر فواصل ۵ سانتی متر در عمق در هر چهار طرف مخزن درجه بندی شده است تا نمونه رس نرم در آن به روش کنترل وزن مخصوص و در لایه های به ضخامت ۵ سانتی متر کوبیده و ساخته شود. قبل از انجام هر آزمایش دیواره های مخزن با یک لایه نازک گریس پوشانده شد تا اصطکاک بین رس و دیواره مخزن تا حد ممکن کاسته شود. خاک رس برای رسیدن به وزن مخصوص ۱۹/۵ کیلونیوتن بر متر مکعب وزن شده و در لایه های ۵

به شکل مستطیل بریده شد و با چسب حرارتی از جنس پلی پروپیلن به صورت استوانه ساخته شد. مقدار روی هم قرار گرفتگی ژئوتکستایل در محل درز ۱/۵ سانتیمتر در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است آزمایش‌های کششی انجام شده کفایت این نوع اتصال را تایید کرده و نشان می‌دهد وجود درزه که برای ساخت غلاف ژئوتکستایل با چسب حرارتی پوشیده شده است اثر نامطلوبی روی مقاومت ژئوتکستایل ندارد (شکل ۵). پس از ساخت، مسلح کننده دور لوله استیل قرار داده شده و همراه با لوله به زمین رانده شد. برای جلوگیری از حرکت مسلح کننده، اتصال مناسبی در پایین ایجاد شد. سپس مصالح دانه ای مانند روش قبل ریخته و کوبیده شد. در شکل (۶-الف) ستون سنگی غیر مسلح و در شکل (۶-ب) ستون سنگی مسلح نمایش داده شده است.

ستون سنگی باشد. با هربار چرخش اوگر مقداری رس از درون لوله جدا می‌شود. برای تخلیه بهتر و راحت تر خاک درون لوله، در هر مرحله حداکثر ۵۰ میلی‌متر از خاک درون لوله خالی شد. پس از خالی نمودن خاک درون لوله، لوله به آرامی و بدون انحراف از حالت قائم بیرون کشیده شد و مصالح ستون سنگی در ضخامت‌هایی به اندازه $0.05D$ (D قطر ستون سنگی) در داخل حفره ریخته و کوبیده شد. در تمام آزمایش‌ها وزن مخصوص مصالح ستون سنگی ۱۶ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر گرفته شد. برای رسیدن به وزن مخصوص یکنواخت، یک چکش به وزن ۲ کیلوگرم از جنس فولاد و شکل استوانه ای با قطر ۲۰ میلی‌متر از ارتفاع ۱۰ سانتیمتری با ۲۰ ضربه برای تراکم هر لایه استفاده گردید.

برای ساخت ستون سنگی مسلح ابتدا ژئوتکستایل



شکل ۵ رفتار نیرو-کرنش ژئوتکستایل با و بدون درز



شکل ۶ الف) ستون سنگی غیرمسلح، ب) ستون سنگی مسلح

نتایج

رفتار بار- نشست نمونه‌ها. رفتار بار-نشست نمونه‌ها در نشست ۵۰ میلی‌متر بررسی شده است و حداکثر ظرفیت باربری در بررسی نسبت باربری بیان خواهد شد. ستونهای سنگی با قطر ۶۰ میلی‌متر با دو طول ۲۰۰ و ۳۵۰ میلی‌متر و ۸۰ میلی‌متر با طول ۴۰۰ میلی‌متر در دو حالت مسلح و غیر مسلح مورد آزمایش قرار گرفت. همانطور که در شکل (۷) مشخص است با بکارگیری ستونهای سنگی OSC6-20 و OSC6-35 ظرفیت باربری در نشست ۵۰ میلی‌متر به ترتیب ۱۱ و ۲۷ درصد افزایش می‌یابد. این در حالی است که نمونه OSC8-40 افزایش ۳۸ درصدی را نشان می‌دهد. در تحقیقات Ali et.al [20] بیان شده است که با افزایش طول ستون سنگی تا نسبت طول به قطر برابر با ۶ ظرفیت باربری ستون سنگی افزایش می‌یابد و برای نسبتهای طول به قطر بیشتر از ۶ افزایش ظرفیت باربری اتفاق نمی‌افتد. در این تحقیق نسبت طول به قطر نمونه OSC6-20 برابر ۳/۳ و نمونه OSC6-35 برابر ۵/۸ می‌باشد و تایید می‌کند که با افزایش نسبت‌های طول به قطر کوچکتر از ۶، ظرفیت باربری افزایش خواهد یافت ولی این نتیجه گیری برای ستون‌های سنگی با قطر ثابت درست می‌باشد زیرا نمونه OSC8-40 دارای نسبت طول به قطر ۵ است و ظرفیت باربری آن ۱۱ درصد از نمونه OSC6-35 با نسبت طول به قطر ۵٫۸۳ بیشتر است. نسبت ناحیه اصلاح شده (Area Ratio) در ستونهای سنگی به صورت نسبت مساحت افقی ستون سنگی به مساحت افقی سلول واحد (ستون سنگی به همراه بخشی از خاک اطراف آن) تعریف میشود. هرچه این نسبت بیشتر باشد ناحیه اصلاح شده توسط ستون سنگی بیشتر خواهد بود. این نسبت در نمونه OSC8-40، ۱/۷۸ برابر نمونه های OSC6-20 و OSC6-35 است و به همین دلیل اگرچه نسبت طول به قطر نمونه OSC8-40 کمتر از OSC6-35 است ولی ظرفیت باربری آن بیشتر

است. بنابراین چنین به نظر میرسد که افزایش قطر ستون سنگی موثرتر از افزایش طول آن است. درواقع بهتر است به جای استفاده از ستون سنگی با طول زیاد و قطر کم، از ستون سنگی با قطر زیاد و طول مناسبی استفاده نمود که در آن گسیختگی سوراخ شونده رخ ندهد و نسبت طول به قطر بین ۵ تا ۶ باشد.

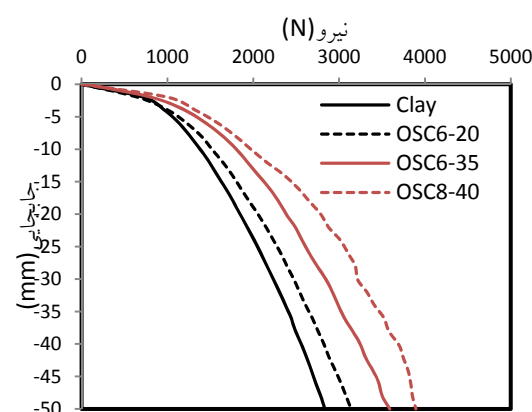
در صورت مسلح نمودن ستونهای سنگی ظرفیت باربری افزایش پیدا میکند به طوری که نمونه های OSC6-20، ESC6-35 و ESC8-40 به ترتیب افزایش ۲۰، ۳۸ و ۶۹ درصدی افزایش ظرفیت باربری در نشست ۵۰ میلی‌متر خواهند داشت (شکل ۸). در واقع با بکارگیری غلاف ژئوتکستایل در اطراف ستون سنگی فشار جانبی در اطراف ستون سنگی افزایش می‌یابد و این غلاف مانع از فرو رفتن مصالح ستون سنگی در رس نرم اطراف می‌شود. به علت وجود این غلاف ژئوستتیک، ستون سنگی یک تکیه گاه شعاعی خواهد داشت که با تحت کشش قرار گرفتن باعث افزایش ظرفیت باربری ستون سنگی میشود. در نشست ۵۰ میلی‌متر اختلاف درصد افزایش ظرفیت باربری نمونه های OSC6-20، OSC6-35 و OSC8-40 قبل و بعد از تسلیح به ترتیب ۹، ۱۱ و ۳۱ درصد است بنابراین به نظر می‌رسد که مسلح نمودن ستون سنگی با قطر بیشتر، موثرتر از مسلح نمودن ستون سنگی با طول بیشتر است زیرا با بیشتر شدن قطر ستون سنگی کرنش شعاعی مسلح کننده افزایش می‌یابد. بنابراین کرنش کششی بسیج شده در مسلح کننده بیشتر شده و فشار دورگیر افزایش می‌یابد.

بعد از انجام هر آزمایش دوغاب گچ درون نمونه‌ها ریخته شد و در هنگام خالی نمودن مخزن نمونه های ستون سنگی تغییر شکل یافته به لحاظ نحوه و شکل خرابی تحت اثر بارگذاری مورد بررسی قرار گرفت. مشاهدات عینی حاصل بیانگر آن بود که نحوه خرابی ستون سنگی OSC6-20 از نوع پانچ شدن

OSC6-35، 20 و OSC8-40 به ترتیب برابر با ۱.۱۱، ۱.۳۰ و ۱.۵۱ می‌باشد که نشان دهنده حداکثر میزان باربری در کل نشست است. همانطور که مشخص است نمونه OSC8-40 که دارای قطر ۸۰ میلی‌متر است بیشترین نسبت باربری را دارد. همچنین حداکثر نسبت باربری ستون سنگی OSC6-20 در نشست حدود ۸ میلی‌متر رخ می‌دهد و پس از آن تقریباً ثابت می‌ماند. حداکثر نسبت باربری ستون‌های سنگی OSC6-35 و OSC8-40 نیز به ترتیب در نشست حدود ۱۰ و ۱۶ میلی‌متر اتفاق می‌افتد.

شکل (۱۰) نمودار نسبت باربری نمونه ستون سنگی مسلح را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشخص است با به کارگیری مسلح کننده ژئوتکستایلی به دور ستون سنگی نسبت باربری افزایش می‌یابد به طوری که حداکثر نسبت باربری ستون‌های سنگی OSC6-20، ESC6-35 و ESC8-40 به ترتیب ۱.۲۰، ۱.۴۷ و ۱.۷۶ می‌باشد که افزایش ۸، ۱۳ و ۱۷ درصدی را نسبت به حالت غیر مسلح نشان می‌دهد. درواقع از آنجایی که گسیختگی ستون سنگی OSC6-20 از نوع سوراخ کننده است، تسلیح غلاف ژئوتکستایل به دور ستون سنگی اثر کمتری دارد و بیشترین اثر به کارگیری مسلح کننده دورگیر در نمونه‌هایی است که گسیختگی از نوع انبساط جانبی دارند. به نظر می‌رسد با استفاده از ستون سنگی مسلح به ژئوتکستایل، حداکثر مقدار نسبت باربری در جابجایی‌های بیشتری از صفحه بارگذاری اتفاق می‌افتد به طوری که برای نمونه‌های OSC6-20، ESC6-35 و ESC8-40 حداکثر مقدار نسبت باربری به ترتیب در جابجایی‌های ۱۴، ۲۰ و ۲۰ میلی‌متر روی می‌دهد. بنابراین با توجه به افزایش نسبت باربری نمونه‌های مسلح می‌توان نتیجه گرفت که نمونه‌های مسلح سختی بیشتری از نمونه‌های غیر مسلح دارند و علاوه بر تحمل بیشتر بار می‌توانند افزایش نسبت باربری خود را تا جابجایی‌های بیشتری حفظ نمایند.

می‌باشد. در این حالت ستون سنگی در داخل رس نرم فرو می‌رود به همین دلیل ظرفیت باربری ستون سنگی زیاد نخواهد بود و تنها ۱۱ درصد افزایش باربری وجود دارد. در ستون‌های سنگی OSC6-35 و OSC8-40 مشاهده شد که نحوه خرابی این ستون‌های سنگی از نوع انبساط جانبی است که در عمق ۲ تا ۲.۵ برابر قطر ستون سنگی اتفاق افتاد. در واقع با افزایش طول ستون سنگی، مصالحی که در قسمت پایینی ستون سنگی قرار دارند همچون بستری مناسب مانع از پانچ شدن قسمت بالایی مصالح ستون سنگی در رس نرم می‌شوند بنابراین ظرفیت باربری ستون سنگی افزایش می‌یابد و با نفوذ قسمت بالایی ستون سنگی در خاک رس نرم اطراف (انبساط جانبی)، ستون سنگی گسیخته می‌گردد.

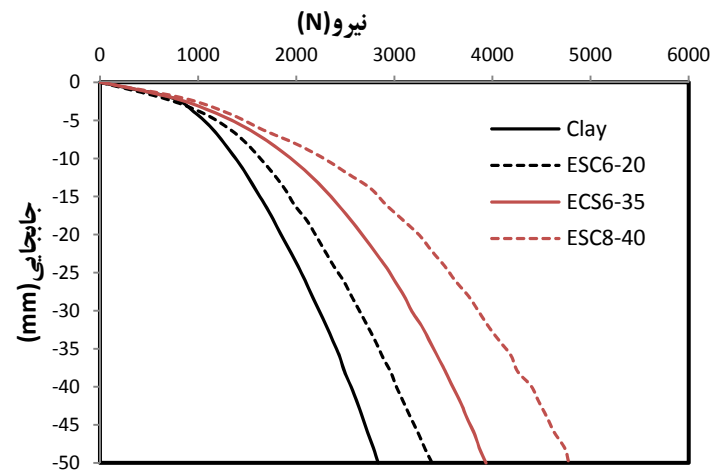


شکل ۷ منحنی بار نشست ستون سنگی معمولی

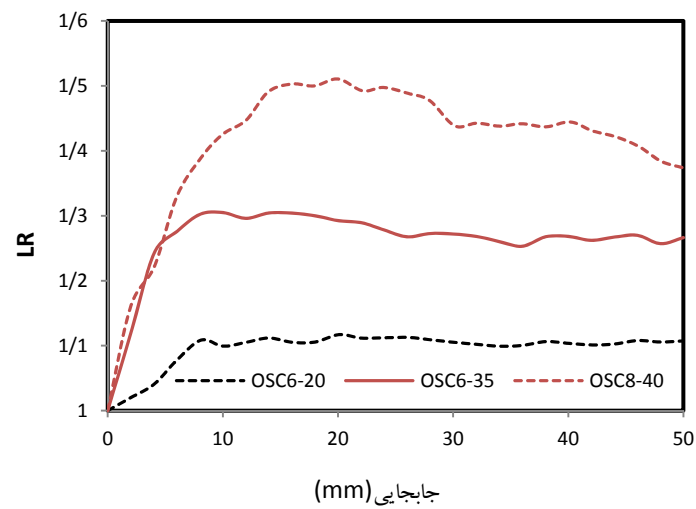
بررسی نسبت باربری. برای مقایسه بهتر رفتار نمونه‌ها، نمودار نسبت باربری (LR) در برابر نشست صفحه بارگذاری رسم شده است. نسبت باربری عبارت است از:

$$LR = \frac{\text{ظرفیت باربری خاک اصلاح شده در نشست‌های مختلف}}{\text{ظرفیت باربری رس نرم در نشست‌های مختلف}}$$

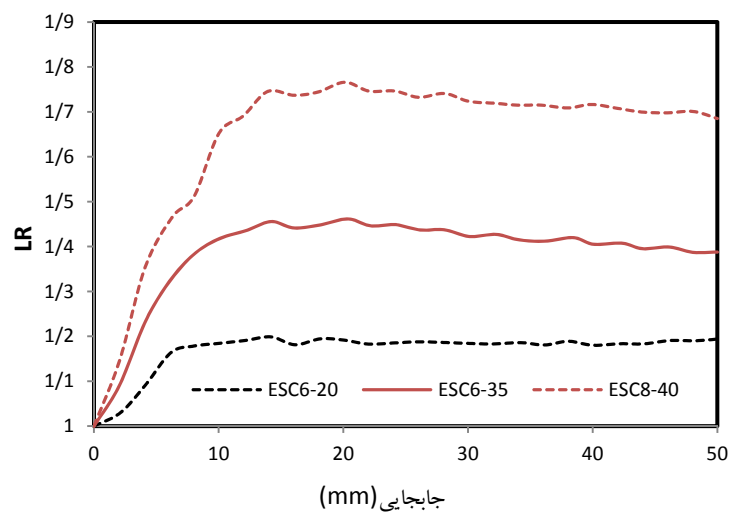
در شکل (۹) نمودار نسبت باربری ستون‌های سنگی غیر مسلح ارائه شده است. همانطور که مشخص است حداکثر مقدار این نسبت برای نمونه‌های OSC6-



شکل ۸ منحنی بار نشست ستون سنگی مسلح



شکل ۹ منحنی نسبت باربری (LR) ستون سنگی معمولی



شکل ۱۰ منحنی نسبت باربری (LR) ستون سنگی مسلح

است که بار موجود در خاک اطراف ستون سنگی از تفاضل بار اصلی و بار موجود در ستون سنگی در هر لحظه از نشست اندازه‌گیری می‌شود.

همانطور که در شکل (۱۱) مشخص است حداکثر نسبت تمرکز تنش در ستون‌های سنگی OSC6-20،

OSC6-35 و OSC8-40 به ترتیب $2/57$ ، $3/88$ و $4/83$ می‌باشد و نشان می‌دهد که با افزایش طول و قطر ستون سنگی سهم باربری ستون سنگی نسبت به خاک اطراف بیشتر می‌شود زیرا سختی ستون سنگی بیشتر شده است.

شکل (۱۲) تغییرات نسبت تمرکز تنش در مقابل

نسبت نفوذ ستون سنگی مسلح را نشان می‌دهد.

همانطور که مشخص است با مسلح نمودن ستون سنگی

نسبت تمرکز تنش در تمام نمونه‌ها افزایش می‌یابد به

طوری که این نسبت در نمونه‌های OSC6-20، ESC6-

35 و OSC8-40 به ترتیب به $3/41$ ، $4/91$ و $6/80$

میرسد. در واقع در صورت استفاده از غلاف ژئوتکستایل

مقدار انبساط جانبی کاهش می‌یابد و این عامل مهمی

در افزایش باربری ستون سنگی است. همچنین میزان

نسبت تمرکز تنش بعد از رسیدن به مقدار حداکثر، با

افزایش نشست صفحه بارگذاری کاهش می‌یابد. دلیل

کاهش نسبت تمرکز تنش در نشست‌های زیاد می‌تواند به

علت گسیخته شدن مصالح ستون سنگی به دلیل انبساط

جانبی یا فرو رفتن مصالح در خاک اطراف ستون سنگی

و همچنین سخت تر شدن خاک اطراف ستون سنگی با

افزایش نشست باشد.

نسبت تمرکز تنش. از آنجایی که نشست سطح زمین و

خاک اطراف تقریباً یکسان است بار با نسبت سختی

ستون سنگی و خاک اطراف آن پخش می‌شود. از

آنجایی که سختی ستون سنگی از سختی خاک رس نرم

اطراف آن بیشتر است سهم باربری ستون سنگی بیشتر

از خاک اطراف آن بوده و در نتیجه تنش موجود در

ستون سنگی بیشتر از خاک اطراف آن می‌باشد. در

ادبیات فنی تعدادی از محققین مانند Ghazavi and

Murugesan [6]، Fattah et al [21] و nazari afshar

and Rajagopal [22] با اندازه‌گیری تنش موجود در

ستون سنگی و خاک اطراف آن به بررسی نسبت تمرکز

تنش در ستون سنگی پرداخته‌اند. تعیین این پارامتر در

روش‌های طراحی ستون سنگی بسیار مهم است. مقدار

بار وارده به ستون سنگی ملاک و معیار مهمی از موثر

بودن روش ستون سنگی می‌باشد. در ادبیات فنی از

پارامتر نسبت تمرکز تنش در طراحی‌ها استفاده می‌گردد.

نسبت تمرکز تنش عبارت است از:

$$n = \frac{\text{تنش در ستون سنگی}}{\text{تنش در رس نرم اطراف ستون سنگی}}$$

در این تحقیق با قرار دادن یک حفره در پشت و

مرکز صفحه بارگذاری جهت قرارگیری یک نیروسنج

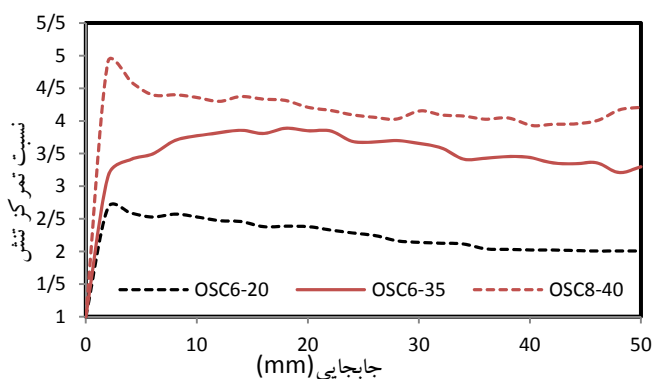
مینیا توری روی ستون سنگی میزان بار وارده به ستون

سنگی اندازه‌گیری شده و از آن برای اندازه‌گیری

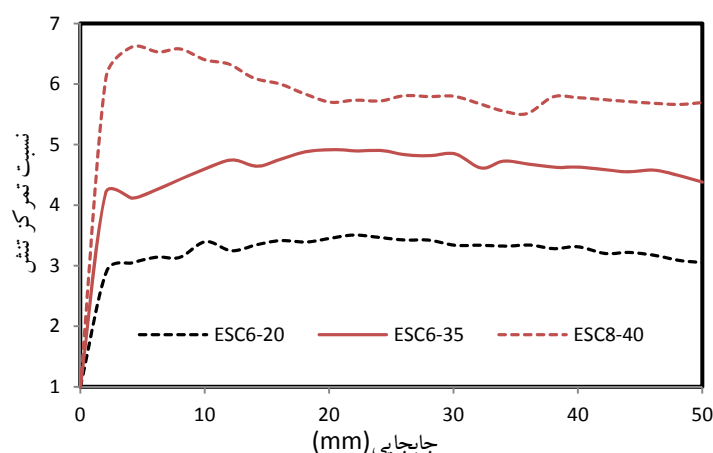
پارامتر نسبت تمرکز تنش استفاده شده است. به کمک

این نیروسنج مینیا توری بار موجود در ستون سنگی در

هر لحظه از نشست قابل اندازه‌گیری است. قابل ذکر



شکل ۱۱ تغییرات نسبت تمرکز تنش در مقابل نسبت نفوذ ستون سنگی معمولی



شکل ۱۲ تغییرات نسبت تمرکز تنش در مقابل نسبت نفوذ ستون سنگی مسلح

نتایج حاصل

تحقیق تایید می‌کند که با ثابت بودن قطر ستون سنگی و با افزایش نسبت‌های طول به قطر کوچکتر از ۶، ظرفیت باربری افزایش خواهد یافت.

۲. با وجود اینکه نمونه‌های OSC6-35 و ESC6-35 نسبت طول به قطر بیشتری از نمونه‌های مشابه ولی با قطر ۸۰ میلی‌متر دارند ولی دارای ظرفیت باربری کمتری هستند. بنابراین به نظر می‌رسد که افزایش قطر ستون سنگی موثرتر از افزایش طول آن است. در واقع بهتر است به جای استفاده از ستون سنگی با طول زیاد و قطر کم، از ستون سنگی با قطر زیاد و طول مناسب استفاده نمود که در آن گسیختگی سوراخ شونده رخ ندهد.

۳. مشاهدات بعد از آزمایش نشان داد که نحوه خرابی ستون سنگی OSC6-20 از نوع پانچ شدن و ستون سنگی OSC6-35 و OSC8-40 از نوع انبساط جانبی است. در واقع با افزایش طول ستون سنگی مصالحی که در قسمت پایینی ستون سنگی قرار دارند همچون بستری مناسب مانع از پانچ شدن قسمت بالایی مصالح ستون سنگی در رس نرم میشوند و گسیختگی از نوع انبساط جانبی خواهد بود.

۴. با بکارگیری غلاف ژئوتکستایل در اطراف ستون سنگی فشار جانبی در اطراف ستون سنگی افزایش می‌یابد و این غلاف مانع از فرو رفتن مصالح ستون

در این تحقیق سعی شده است با استفاده از آزمایش‌های بزرگ مقیاس آزمایشگاهی ظرفیت باربری ستونهای سنگی شناور در دو حالت مسلح و غیر مسلح در طول و قطرهای مختلف مورد بررسی قرار گیرد. در عمل طول ستونهای سنگی آنقدر زیاد نیست که به لایه مقاوم برسد و در بیشتر موارد ستون سنگی از نوع شناور است. در بیشتر تحقیقات گذشته ستونهای سنگی بر روی بستر صلب قرار گرفته اند و تاثیر ستونهای سنگی شناور کمتر بررسی شده است. برای انجام این تحقیق از یک مخزن بزرگ مقیاس به ابعاد ۱۲۰*۱۲۰*۹۰ سانتیمتر به عنوان مخزن اصلی استفاده گردید. ستونهای سنگی دارای قطر ۶۰ و طولهای ۲۰۰، ۳۵۰، میلی‌متر (نسبت طول به قطر به ترتیب ۳/۳ و ۵/۸) و قطر ۸۰ و طول ۴۰۰ میلی‌متر (نسبت طول به قطر ۵) میباشد. ابعاد ستون سنگی به گونه ای انتخاب شده اند که علاوه بر بررسی اثرات طول و قطر ستون سنگی دو نوع کوتاه و بلند از ستون سنگی شناور داشته باشیم. با توجه به آزمایش‌های انجام گرفته به نتایج کلی زیر میتوان اشاره نمود:

۱. با بکارگیری ستونهای سنگی معمولی ظرفیت باربری افزایش می‌یابد و با افزایش طول و قطر ستون سنگی کارایی ستون سنگی بهتر می‌شود. این

- سنگی در رس نرم اطراف شده و ظرفیت باربری افزایش خواهد یافت.
۵. به نظر میرسد که مسلح نمودن ستون سنگی با قطر بیشتر، موثرتر از مسلح نمودن ستون سنگی با طول بیشتر است.
۶. با افزایش طول و قطر ستون سنگی نسبت باربری و نسبت تمرکز تنش در ستون سنگی افزایش می‌یابد.
- همچنین نسبت باربری و نسبت تمرکز تنش ستونهای سنگی مسلح بیشتر از حالت غیر مسلح است. بنابراین میتوان نتیجه گرفت که استفاده از مسلح کننده، افزایش قطر و افزایش طول باعث افزایش سختی ستون سنگی شده و کارایی ستون سنگی را بالا میبرد.

مراجع

1. Greenwood, D.A., "Mechanical improvement of soils below ground surface", In: *Proceedings of Ground Improvement Conference*. Institute of Civil Engineering, pp. 9-29, (1970).
2. Hughes JMO, Withers NJ, "Reinforcing of soft cohesivesoils with stone columns", *Ground Engineering*, Vol. 7(3), pp. 42-49, (1974).
3. McKenna JM, Eyre WA., and Wolstenholme DR, "Performance of anembankment supported by stone columns in soft ground", *Geotechnique*, Vol. 25(1), pp. 51-59, (1975).
4. Barksdale, R.D., Bachus, R.C., "Design and construction of stone column", Report No.FHWA/RD-83/026. National Technical Information Service, Springfield, Virginia, (1983).
5. Gniel, J. and Bouazza, A., "Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27 (3), pp.167-175, (2008).
6. Ghazavi, M. and Nazari Afshar, J., "Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns", *Geotextiles and Geomembranes Journal*, pp.1-11, (2013).
7. FGSV (Fors chungs gesellschaft f. Straßen- und Verkehrswesen) "Merkblatt für die Unter grund verbesse rung durch Tiefenrüttler", FGSV, Köln, (1979).
8. Raju, V. R, "The Behaviour of Very Soft Soils Improved by Vibro Replacement", *Ground Improvement Conference*, London, (1997).
9. Van Impe, W. F., "Soil improvement techniques and their evolution", Balkema, Rotterdam, The Netherlands, (1989).
10. Christoulas, S.T., Bouckovalas, G. and Giannaros, C. H., "An experimental studyon model stone columns", *Soils and Foundations Journal*, Vol. 40(6), pp. 11-22, (2000).
11. Malarvizhi, S. N., and Ilamparuthi, K., "Load versus settlement of clay-bed stabilized with stone and reinforced stone columns", *Proceeding of the 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics*, GEOASIA, Seoul, Korea, pp. 322-329, (2004).
12. Murugesan, S., and Rajagopal, K., "Geosynthetic-encased stone columns: numerical evaluation", *Geotextiles and Geomembranes Journal*, 24(6), pp. 349-358, (2006).
13. Nazari Afshar, J. Ghazavi, M. "Experimental studies on bearing capacity of geosynthetic reinforced

- stone columns", *Arabian Journal for Science and Engineering(AJSE)*, DOI 10.1007/s13369-013-0709-8, (2013).
14. Nazari Afshar, J. Ghazavi, M. "A Simple analytical method for calculation of bearing capacity of stone-column", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 12(1) Transaction B: Geotechnical Engineering, (2014).
 15. Selig, E.T., McKee, K.E., "Static and dynamic behavior of small footings", *Journal of Soil Mechanics and Foundation*. Div. ASCE, Vol. 87 (6), pp. 29-47, (1961).
 16. Chummer, A.V., "Bearing capacity theory from experimental results". *J. Soil Mech. Found. Div.* ASCE 98 (12), pp.1311-1324, (1972).
 17. Iai, S., "Similitude for shaking table tests on soil-structure fluid models in 1ggravitational field. *Soils and Foundations*", 29 (1), pp.105-118, (1989).
 18. Dash, SK., Bora, MC., "Improved performance of soft clay foundations using stone columnsand geocell-sand mattress", *Geotextiles and Geomembranes Journal*, 41, pp. 26-35, (2013).
 19. Hong, Y.S., Wu, C.S, Yu, Y.S., "Model tests on geotextile-encased granular columns under 1-g and undrained conditions", *Geotextiles and Geomembranes Journal* 44, pp. 13-27, (2016).
 20. Ali, K., Shahu, J.T., Sharma, K.G., "Behavior of reinforced stone columns in soft soils", *Indian Geotechnical Conference, GEOTrend*, IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay, (2010).
 21. Fattah, M. Y., Shlash, K. T., Al-Waily, M. J. M., "Stress concentration ratio of model stone columns in soft clays", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 34, No. 1, Paper ID GTJ103060, ASTM, Nov. 29 14:27:16 EST, (2010).
 22. Murugesan, S. and Rajagopal, K., "Studies on the behavior of single and group of geosynthetic encased stone columns", *Journal of Geotechnical And Geo Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 136(1), pp. 129-139, (2010).

بهبود بخشی نمودار پارتو در بهینه‌سازی توپولوژی چند هدفه با المان‌های چندضلعی غیریکنواخت*مهناز اکبرزاغی^(۱)بهروز احمدی ندوشن^(۲)

چکیده یکی از روش‌های پیشنهادی برای کاهش وزن سازه‌ها، معرفی فضاهای خالی در سازه است. این موضوع ایده‌ی اولیه‌ی شکل‌گیری بهینه‌سازی توپولوژی است. یکی از مشکلاتی که در مسائل بهینه‌سازی توپولوژی با المان‌های چهارضلعی مشاهده می‌شود، مسئله‌ی ایجاد پدیده‌ی شطرنجی است. به‌طور کلی گسسته‌سازی که تخمین بهتری از دامنه پیوسته ارائه دهد، ایجاد پدیده‌ی شطرنجی را کاهش می‌دهد. یک راهکار برای جلوگیری از پدیده‌ی شطرنجی در مسائل بهینه‌سازی توپولوژی استفاده از المان‌های چندضلعی است. در این مقاله، دو مثال با دامنه طراحی محدب و غیر محدب برای بررسی کاربرد المان‌های چندضلعی غیریکنواخت در بهینه‌سازی توپولوژی چندهدفه تحلیل شده و نتایج نشان دهنده کاهش زمان محاسبات و بهبود نمودار پارتو با المان غیریکنواخت می‌باشند.

واژه‌های کلیدی بهینه‌سازی توپولوژی چندهدفه، نمودار پارتو، المان‌های چندضلعی، الگوریتم لوید، نمودار ورونوی.

Improvement of Pareto Diagrams in Topology Optimization Using Unstructured Polygonal Finite Element

M. Akbarzaghi

B. Ahmadi-Nedushan

Abstract One of approaches in weight reduction of structures is introduction of gaps in the design domain. This basic idea has led the formation of topology optimization algorithms. One of the problems frequently seen in topology optimization problems using common elements such as square or rectangular elements is the checkerboard phenomenon. Generally speaking, any discretization scheme that can better estimate the continuous design domain results in reducing the checkerboard phenomenon. In this article, the unstructured polygonal finite elements are used for discretization of design domain. Two examples corresponding to convex and nonconvex design domains are investigated and improved results and Pareto charts are presented in comparison to results obtained from using the square elements. The results demonstrate that using polygonal elements results in preventing the checkerboard phenomenon and reduction of computation time.

Key Words Multi-objective topology optimization; pareto diagram; polygonal finite element; Lloyd's algorithm; Voronoi diagrams.

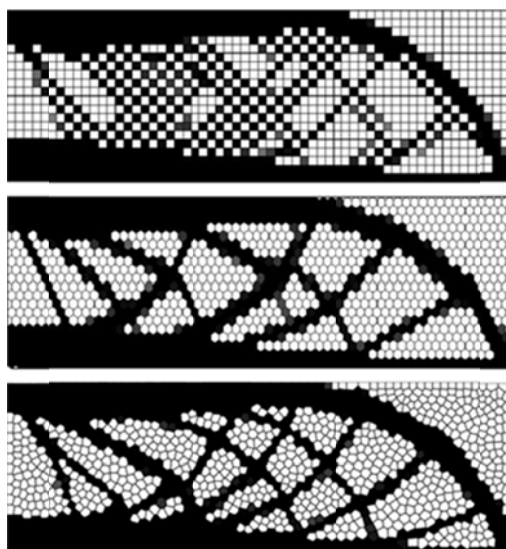
* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۴/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۶/۳۰ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول، کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی و دانشگاه یزد

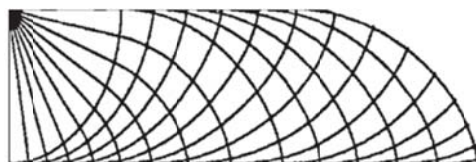
Email: Mahnaz.akbarzaghi@gmail.com

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

که ردیف بالا مش‌بندی با المان چهارضلعی و ردیف وسط مش‌بندی با المان شش‌ضلعی (لانه‌زنبوری) استفاده شده‌است. همانطور که در شکل مشاهده می‌گردد مش‌بندی با المان‌های چهارضلعی، الگوهای شطرنجی ایجاد می‌شود. الگوهای شطرنجی دارای سختی کاذب هستند که در مقابل، راه‌حل مش‌بندی‌های با المان‌های چندضلعی (لانه‌زنبوری و غیریکنواخت) از چنین ناهنجاری‌های آزاد هستند و سختی کاذب ندارند [3]. باید به این نکته اشاره کرد که به‌منظور مدل کردن یک دامنه با مرز مستقیم استفاده از المان شش‌ضلعی، باید یک‌لایه المان مثلثی و چهارضلعی در امتداد مرز قرار دهیم که این در مش‌بندی یکنواخت مناسب نیست و از معایب مش‌بندی شش‌ضلعی می‌باشد [5].



شکل ۲ راه‌حل توپولوژی برای مسئله تیر MBB بدون هرگونه محدودیت اضافی. بالا: مش‌بندی مربعی. وسط: مش‌بندی لانه‌زنبوری. پایین: مش‌بندی چندضلعی غیریکنواخت



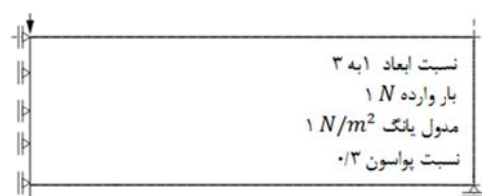
شکل ۳ طرح نهایی تیر MBB با توجه به طرح میشل [6]

همان‌طور که مشاهده شد نتایج بهینه‌سازی

مقدمه

در گذشته از المان‌های چهارضلعی و مثلثی در زمینه‌ی بهینه‌سازی توپولوژی استفاده می‌کردند، با این حال این المان‌ها به طور متداول، دچار ناپایداری عددی از جمله پدیده شطرنجی در مسائل بهینه‌سازی توپولوژی می‌شدند، که می‌توان از فیلترینگ برای از بین بردن ناپایداری عددی از جمله پدیده شطرنجی استفاده کرد. استفاده از فیلترینگ می‌تواند مشکل بهینه‌سازی را افزایش دهد [1,2]. یک‌راه حل عملی برای از بین بردن چنین مشکلاتی، استفاده از المان محدود شش‌ضلعی (لانه‌زنبوری) است. استفاده از المان‌های شش‌ضلعی بدون اعمال هرگونه محدودیت، مشکل پدیده شطرنجی را از بین می‌برد و علت آن این است که المان‌های شش‌ضلعی یا به یکدیگر اتصال ندارند یا توسط دو گره و یک ضلع با یکدیگر اتصال دارند [3]. یکی از مشکلات استفاده از شبکه‌های یکنواخت مانند المان‌های لانه‌زنبوری، مشکل گسسته‌سازی دامنه طراحی و دقت در نشان دادن بارگذاری و شرایط مرزی است. المان‌های چندضلعی غیریکنواخت با فراهم کردن گسسته‌سازی انعطاف‌پذیرتر در دامنه‌های پیچیده، می‌تواند در گسسته‌سازی بهینه‌سازی توپولوژی مفیدتر باشد [4].

در ادامه، مثال تیر MBB با دامنه و شرایط بارگذاری مطابق شکل (۱) بهینه‌سازی توپولوژی را بدون محدودیت اضافی با استفاده از روش‌های مختلف مش‌بندی بررسی شده است.



شکل ۱ دامنه و شرایط بارگذاری تیر MBB با مشخصات مصالح استفاده شده در آن

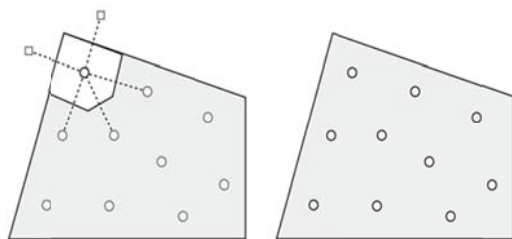
در شکل (۲) نتایج بهینه‌سازی توپولوژی ارائه شده

۲. برای ایجاد تقریب مناسب از دامنه، نقاط داخلی باید نسبت به لبه دامنه منعکس شوند. مجموعه نقاط به دست آمده را نقاط کمکی P_{aux} می نامند.

۳. دیاگرام ورونوی با نقاط $P = P_{aux} \cup P_{int}$ ساخته می شود.

۴. گسسته سازی چندضلعی از دامنه توسط المان های در ارتباط با نقاط ایجاد می شود.

از این روش در شکل (۴) برای تولید یک المان پنج ضلعی، استفاده شده است [4,9].



شکل ۴ تولید المان غیریکنواخت. راست: قرارگیری نقاط تصادفی. چپ: ساخت دیاگرام ورونوی با مجموعه نقاط تصادفی و کمکی (مربع).

برای ساخت چنین مش بندی هایی بعد از پراکنده شدن نقاط تصادفی، برای تقریب دامنه، نقاط نسبت به مرز منعکس می شوند. اما انعکاس بسیاری از نقاط در درون دامنه، هیچ تأثیری در تقریب دامنه ندارد. بنابراین شرط زیر برای انعکاس نقاطی که در نزدیکی مرز لحاظ می شود و این هزینه و زمان محاسبات را کاهش می دهد:

$$|d_{\Omega}(y)| < \alpha(n, \Omega) \quad (1)$$

که در آن $\alpha(n, \Omega)$ یک مقدار فاصله متناسب با عرض المان است که طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\alpha(n, \Omega) := c \left(\frac{|\Omega|}{n} \right)^{1/2} \quad (2)$$

برای پیدا کردن بازتابی از x نسبت به نزدیک ترین نقطه مرزی استفاده می شود. بازتاب ها با علامت $R_{\Omega}(x)$ مشخص می شود و طبق رابطه زیر به دست

توپولوژی مش بندی با المان های چندضلعی غیریکنواخت از المان های مربعی و لانه زنبوری بهتر عمل می کند و به طرح نهایی ارائه شده توسط میشل مطابق شکل (۳) نزدیک تر است. بنابراین در ادامه این مقاله از مش بندی غیریکنواخت استفاده شده و مزایای آن در مسائل بهینه سازی توپولوژی چندهدفه با حل دو مثال با دامنه ی محدب و غیرمحدب بررسی می گردد.

ساخت المان های چندضلعی غیریکنواخت

المان های چندضلعی غیریکنواخت با فراهم کردن گسسته سازی انعطاف پذیرتر در دامنه های پیچیده، می تواند در گسسته سازی بهینه سازی توپولوژی مفیدتر باشد. در ساخت این المان ها، از نمودار ورونوی به عنوان وسیله برای تولید المان های چندضلعی نامنظم استفاده می شود [7]. از ویژگی های جالب این روش این است که سطوح تصادفی و با همسانی هندسی از قرار دادن نقاط دلخواه و کاملاً تصادفی به دست می آید و در ادامه از الگوریتم لوید برای یکنواخت کردن المان ها استفاده می شود [8].

مش بندی اولیه و دیاگرام ورونوی. برای تولید مش بندی ها غیریکنواخت، از نمودار ورونوی برای گسسته سازی دامنه استفاده می شود. گسسته سازی دامنه با استفاده از روش المان های غیریکنواخت دارای تقریب مناسبی از مرز است. هم چنین از روش لوید برای ایجاد یک توزیع دانه های یکنواخت و در نتیجه ساخت مش بندی با کیفیت بالا استفاده می شود. مش بندی چندضلعی با استفاده از مجموعه نقاط تصادفی در دامنه Ω و همچنین نقاط کمکی برای تقریب شرایط مرزی $\partial\Omega$ ایجاد می شود. به طور کلی از روش زیر برای مش بندی اولیه استفاده می شود:

۱. در داخل دامنه Ω مجموعه نقاط تصادفی به تعداد مورد نظر تولید می شوند. به این مجموعه نقاط P_{int} می گویند.

می‌آید:

$$R_{\Omega}(x) = x - 2d_{\Omega}(x)\nabla d_{\Omega}(x) \quad (3)$$

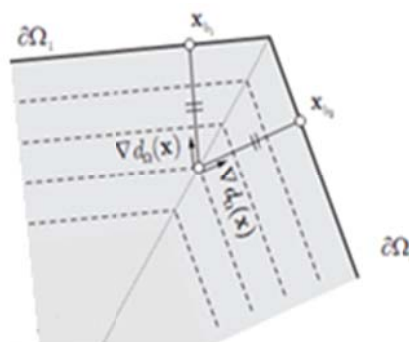
که در آن ∇d_{Ω} جهت نزدیک‌ترین نقطه مرزی را می‌دهد و تابع فاصله $d_{\Omega}(x)$ به صورت زیر تعریف گردد. اگر Ω زیرمجموعه‌ای از $\mathbb{R}^2$ با شرایط مرزی مشخص باشد، تابع فاصله مربوط به Ω با $d_{\Omega}: \mathbb{R}^2 \rightarrow \mathbb{R}$ با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$d_{\Omega}(x) = s_{\Omega} \min_{y \in \partial\Omega} \|x - y\| \quad (4)$$

در آن $\partial\Omega$ نشان‌دهنده مرز Ω است، بنابراین $\|x - y\|$ فاصله اقلیدسی بین دو نقطه‌ی x و y روی مرز دامنه است و تابع s_{Ω} در رابطه زیر تعریف شده است:

$$s_{\Omega}(x) = 1 - 2\chi_{\Omega}(x) \begin{cases} -1 & x \in \Omega \\ 1 & x \in \Omega' \end{cases} \quad (5)$$

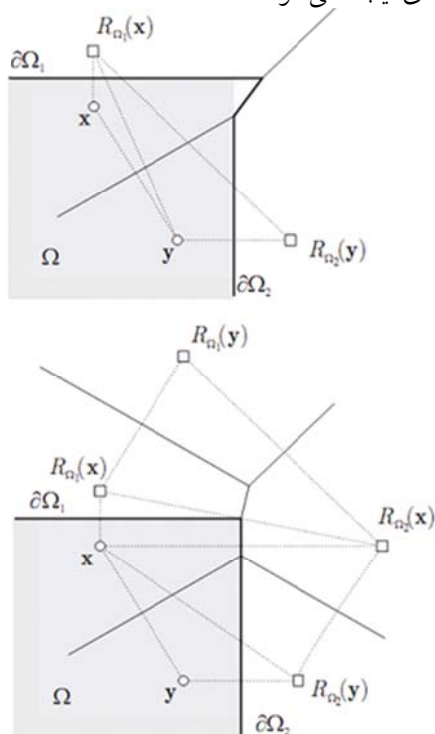
در بازتاب نقاط گاهی همانند شکل (۵) نقطه‌ای مانند x دارای فاصله‌ی مساوی با دو مرز می‌باشد، آنگاه $\nabla d_{\Omega}(x)$ به صورت واحد وجود ندارد و در این حالت x باید نسبت به هر دو مرز منعکس شود.



شکل ۵ نقطه x در بیش از یک نقطه، فاصله مساوی از $\partial\Omega$ است

همچنین در بازتاب نقاط نسبت به مرز باید توجه کرد که انعکاس یک نقطه نسبت به نزدیک‌ترین مرز مطابق شکل (۶) ممکن است برای یافتن گوشه مناسب کافی نباشد و این مشکل توسط انعکاس نقطه نسبت به هر دو بخش مرز مجاور، حل و فصل می‌گردد.

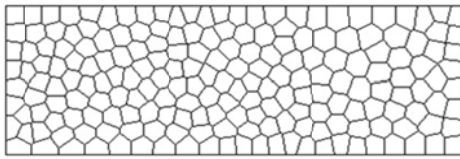
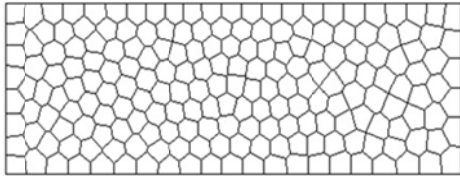
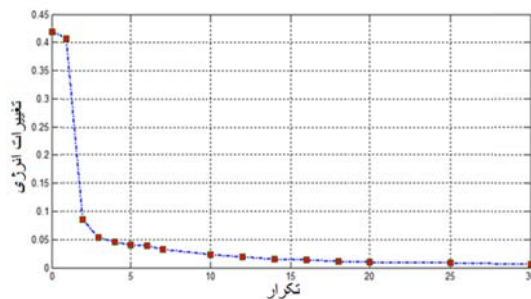
بعد از انعکاس نقاط و با استفاده از نقاط تصادفی، تقسیم‌بندی و رونوی صورت گرفته و با استفاده از آن‌ها مش‌بندی ایجاد می‌شود.



شکل ۶ برای ایجاد یک گوشه دقیق، نیاز به بازتاب نقاط نسبت به هر دو بخش مرز در گوشه است.

الگوریتم لوید. نظم نمودار و رونوی به طور کامل توسط مجموعه نقاط تولید شده تعیین می‌شود. یک مجموعه مولد تصادفی یا شبه تصادفی ممکن است به یک گسسته‌سازی که برای استفاده و تحلیل المان محدود مناسب نیست، منجر شود. بنابراین باید یک مجموعه‌ای از تقسیم‌بندی و رونوی که یک سطح بالاتری از نظم را دارد، را بدست آورد. یکی از الگوریتم‌های پرتعداد برای ساخت مش‌بندی چندضلعی، طرح تکراری الگوریتم لوید است [8]. الگوریتم لوید با کاهش انرژی به صورت محلی همگرا می‌شود. مراحل انجام الگوریتم لوید به شرح زیر قابل بیان است:

۱. ساختن نمودار و رونوی در ارتباط با نقاط
۲. محاسبه مرکز جرم هر سلول


 شکل ۸ تکرار دهم الگوریتم لوید $\varepsilon = 0.002301$

 شکل ۹ تکرار آخر الگوریتم لوید $\varepsilon = 0.0004850$


شکل ۱۰ نمودار کاهش انرژی با توجه به تکرار الگوریتم لوید

بررسی توابع شکل و تقریب سازی به وسیله المان‌های ایزوپارامتریک

همان‌طور که از نتایج الگوریتم لوید مشخص است المان‌های ایجاد شده، به صورت چندضلعی‌های غیریکنواخت هستند و تعداد اضلاع و شکل آن‌ها باهم متفاوت است. در این مقاله، برای تقریب‌سازی توابع شکل از المان‌های ایزوپارامتریک استفاده می‌شود. منظور از المان ایزوپارامتریک این است که همه محاسبات بر مبنای توابع شکل یکسانی انجام می‌گیرد. برای این منظور توابع شکل بر روی یک المان استاندارد با مختصات $\xi = (\xi_1, \xi_2) \in \Omega_0$ تعریف می‌شود که این نوع مختصات نوعی مختصات گرانیگاهی است که مرکز دستگاه، مرکز جرم آن المان است. فرمول المان محدود N ضلعی که شامل درون‌یابی توابع شکل و تقریب-

۳. جایگزین کردن نقاط اصلی با مجموعه نقاط ثقلی و رفتن به گام بعد مگر اینکه به همگرایی رسیده باشد.

در الگوریتم لوید، مرکز ثقل هر قسمت به صورت زیر محاسبه می‌شود و جایگزین نقاط اولیه می‌گردد:

$$y = y_c \rightarrow y_c := \frac{\int_{V_y \cap \Omega} x \mu(x) dx}{\int_{V_y \cap \Omega} \mu(x) dx} \quad (6)$$

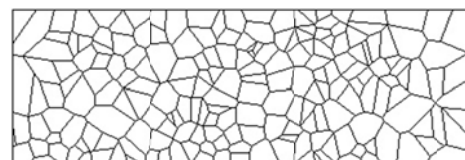
در آن $\mu(x)$ تابع چگالی تعریف شده روی Ω است. از این رو، در تقسیم‌بندی‌های ایجاد شده، هر نقطه‌ی y تولید شده هم‌زمان با نقطه ثقلی y_c نیز مرتبط است. بعد از جایگزین شدن نقاط y_c به جای نقاط قبلی، انحراف نقاط تولید شده در هر تاحیه ورونوی، توسط تابع انرژی طبق رابطه زیر اندازه‌گیری می‌شود:

$$\varepsilon(P, \Omega) = \sum_{y \in P} \int_{V_y(P) \cap \Omega} \mu(x) \|x - y\|^2 dx \quad (7)$$

دیده می‌شود که تابع انرژی در تکرار متوالی از الگوریتم لوید کاهش می‌یابد که در رابطه زیر نشان داده شده است:

$$\varepsilon(P_{i+1}, \Delta) \leq \varepsilon(P_i, \Delta) \quad (8)$$

به این معنی که الگوریتم لوید می‌تواند به عنوان یک روش نزولی برای تابع انرژی مشاهده شود [10]. مشاهده می‌شود که مش‌بندی با افزایش تکرار الگوریتم لوید بهبود می‌یابد و المان‌های یکنواخت‌تری ایجاد می‌گردد و این ویژگی در شکل (۷) تا (۹) به خوبی نشان داده شده است. همچنین مقدار کاهش تابع انرژی ناشی از انحراف نقاط تولید شده در تکرارهای مختلف در شکل (۱۰) نشان داده شده است و مشاهده می‌شود که مقدار کاهش تابع انرژی در تکرارهای اول بیشتر از تکرارهای بعدی آن است [۱۱].


 شکل ۷ تکرار اول الگوریتم لوید $\varepsilon = 0.4192$

به نواحی مرزی است. تنها کمیت‌های معین در مسئله‌ی بهینه‌سازی توپولوژی، بارهای وارده، شرایط تکیه‌گاهی، حجم سازه و ممکن است محدودیت‌هایی نظیر موقعیت و ابعاد نواحی توخالی و توپر نیز مشخص باشد، اما اندازه، شکل و ارتباط بین اجزای تشکیل‌دهنده سازه مجهول است. بهینه‌سازی توپولوژی درواقع انتخاب هم‌زمان توپولوژی (نحوه‌ی ارتباط نواحی تشکیل‌دهنده سازه)، شکل و اندازه اعضا تشکیل‌دهنده سازه می‌باشد. بهینه‌سازی توپولوژی به دلیل اینکه در مقایسه با دیگر روش‌های بهینه‌سازی حجم بیشتری از مصالح را کاهش می‌دهد از درجه اهمیت بالایی برخوردار است [1].

همان‌طور که قبلاً بیان شد در طراحی توپولوژی به دنبال پیدا کردن مکان بهینه برای مواد ایزوتروپیک داده‌شده هستیم، یعنی باید نقاطی را که از مواد تشکیل‌شده یا فضای خالی هستند مشخص شود همچنین برای سهولت ساخت و اجرا، نتایج طراحی باید به نحوی باشد که تمام فضای طراحی تقریباً از نواحی توپر یا توخالی تشکیل‌شده باشد. متداول‌ترین شیوه برای حل این‌گونه مسائل (اصلاح مسئله)، جایگزین کردن مقادیر پیوسته به جای مقادیر گسسته و سپس استفاده از نوعی جریمه برای میل دادن جواب به مقادیر گسسته (۱-۰) است [13]. یکی از روش‌هایی که کارایی مؤثری برای این‌گونه مسائل دارد مدل سختی نسبی جریمه‌شده یا مدل SIMP است که به صورت زیر بیان می‌شود [13]:

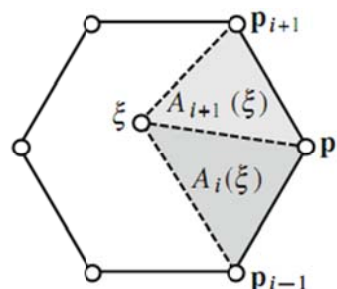
$$E_i(x) = [\varepsilon + (1 - \varepsilon)\rho(x)^p] E_i^0, p > 1 \quad (12)$$

در اینجا $\rho(x)$ چگالی و تابع متغیر طراحی است. دلیل اینکه از ρ استفاده‌شده، این است که چگالی خصوصیات مصالح را بین ۰ و E_i^0 درونیابی می‌کند و E_i^0 ماتریس سختی اولیه در المان i ام است و P همان جریمه برای میل دادن جواب به مقادیر گسسته می‌باشد. حال برای بررسی پارامتر جریمه و نحوه انتخاب آن یک مسئله تیر MBB با دامنه محدب (شکل ۱۲) مورد بررسی قرار گرفته است. تیر MBB با ابعاد 3×1 که در

سازی با المان ایزوپارامتریک بررسی می‌گردد.

برای n ضلعی منتظم رأس‌های n ضلعی به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$\left(\cos \frac{2\pi}{n}, \sin \frac{2\pi}{n}\right), \left(\cos \frac{4\pi}{n}, \sin \frac{4\pi}{n}\right), \dots \quad (9)$$



شکل ۱۱ تصویری از یک المان و مثلث‌های ساخته‌شده با آن

درون‌یابی تابع شکل مربوط به گره i ام به صورت زیر تعریف می‌شود (شکل ۱۱):

$$N_i(\zeta) = \frac{\alpha_i(\zeta)}{\sum_{j=1}^n \alpha_j(\zeta)} \quad (10)$$

که در آن $\alpha_i(\zeta)$ به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\alpha_i(\zeta) = \frac{1}{A(P_{i-1}, P_i, \zeta) A(P_i, P_{i+1}, \zeta)} \quad (11)$$

که A مساحت مثلث با موقعیت رئوس داخل پراکنش می‌باشد.

بدیهی است که توابع شکل در امتداد لبه‌ی چندضلعی خطی هستند و خاصیت دلتای کرنوکر را برآورده می‌کند و همچنین توابع شکل غیر منفی هستند و جمع آن‌ها برابر با یک می‌باشد.

با توجه به این خواص، توابع شکل می‌تواند برای ساخت نقشه‌های ایزوپارامتریک برای هر n ضلعی محدب استفاده شود برای توضیح کامل‌تر این مبحث، خوانندگان به مرجع [12] ارجاع می‌گردند.

استفاده از مش‌بندی چندضلعی در بهینه‌سازی توپولوژی چندهدفه

هدف اصلی در بهینه‌سازی توپولوژی پیدا کردن چیدمان بهینه یک سازه در ناحیه معین برای انتقال بارهای وارده

حداقل رساندن نرمی [18] و غیره می‌باشند. برخلاف مسائل بهینه‌سازی تک هدفه، مسائل بهینه‌سازی چندهدفه، حل واحد کلی ندارند و بلکه در این‌گونه مسائل، جواب مسئله به صورت دسته جواب بهینه پارتو ارائه می‌شود. در مقاله، دو تابع هدف نرمی و حجم به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$f_1 = J(\rho, u) = f^T u \quad (13)$$

$$f_2 = V(\rho) = \int \rho dv \quad (14)$$

که در آن f_1 تابع هدف نرمی است که به چگالی (متغیر طراحی) و جابجایی وابسته است و f_2 تابع هدف حجم می‌باشد که فقط به چگالی وابسته است. برای ردیابی بهینه‌سازی توپولوژی دو هدفه با توابع مشخص شده، از نرم افزار متلب استفاده شده و نزدیک به ۴۵۰ خط برنامه مربوطه نوشته شده است که ۲۱۶ خط مربوط به مش بندی چندضلعی غیریکنواخت و ۱۹۰ خط مربوط به تعریف توابع هدف و ردیابی نمودار پارتو در توپولوژی چندهدفه و حدود ۵۰ خط مربوط به تعریف دامنه های مختلف طراحی می‌باشد. بعد از نوشتن کدهای مربوطه، با دادن هر دامنه طراحی (محدب و غیر محدب) با هر شرایط مرزی می‌توان نمودار پارتو و نتایج آن را به دست آورد.

به دامنه Ω از فضای $\mathbb{R}^n$ یک دامنه محدب گفته می‌شود هرگاه برای هر دو نقطه از دامنه x و y از Ω و هر $0 \leq t \leq 1$ رابطه زیر برقرار باشد.

$$(1-t)x + ty \in \Omega \quad (15)$$

در ادامه مثال تیر MBB، تیر را بر اساس توابع نرمی و حجم موردبررسی قرار می‌گیرد. شرایط بارگذاری و تکیه گاهی سازه موردبررسی در شکل (۱۲) مشخص شده است و نتایج حاصل از بهینه سازی توپولوژی دو هدفه در جدول (۲) ارائه گردیده است.

اکثر مقالات بهینه سازی توپولوژی با بار وارده ۱ نیوتون و مدول یانگ ۱ نیوتون بر مترمربع و نسبت پواسون $\nu = 0.3$ در نظر گرفته می‌شود [1,3,14,15] و برای اینکه بتوان با سایر مقالات و روش ها مقایسه نمود، در این مقاله همین مثال مورد بررسی قرار گرفته است. برای مش بندی از ۳۰۰۰ المان تنش مسطح چندضلعی غیریکنواخت استفاده شد. نتایج حاصل از دو روش تابع جریمه پیوسته و گسسته در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱ مقایسه پارامتر جریمه گسسته و پیوسته در دامنه محدب

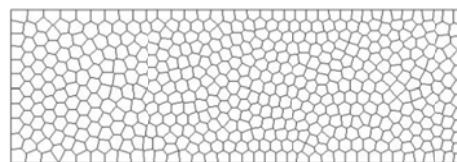
تیر MBB

جریمه	تابع هدف
۱/۵	۱۸۷/۱۷۵
[۱-۱/۵]	۱۸۷/۱۳۶
۲	۱۹۴/۲۹۴
[۱-۲]	۱۹۳/۸۰۸
۲/۵	۱۹۸/۹۹۳
[۱-۲/۵]	۱۹۸/۶۱۷
۳	۲۰۱/۷۶۱
[۱-۳]	۲۰۰/۷۶۹
۳/۵	۲۰۶/۹۳۲
[۱-۳/۵]	۲۰۶/۸۱۴
۴	۲۱۲/۹۹۸
[۱-۴]	۲۱۱/۸۹۴

همان طور که از جدول (۱) مشاهده می‌شود، نتایج به دست آمده از پارامتر جریمه پیوسته نسبت به پارامتر جریمه گسسته اعداد بهتری ارائه می‌دهد و در نتیجه ادامه این مقاله از پارامتر جریمه پیوسته استفاده شده است.

در مسائل بهینه سازی چندهدفه، چند هدف به طور هم زمان بهینه می‌شوند و توابع هدف در مسائل بهینه سازی چندهدفه با مش بندی مربعی معمولاً کمینه کردن نرمی و کمینه کردن حجم [16]، بیشینه کردن مقدار ویژه، کمینه کردن حداکثر تغییر مکان زیر بارگذاری ها [17]، حداکثر کردن انعطاف پذیری به

توپولوژی‌های مختلف روبرو هستیم. در کسرهای حجمی بزرگ، به دلیل مبهم بودن نحوه چیدمان مواد، نمی‌توان از روی آن‌ها، توپولوژی نهایی مناسب را تشخیص داد و همچنین با انتخاب کسر حجمی کوچک برخی از اعضا، از توپولوژی سازه حذف می‌شوند. همان‌طور که از روی نمودار دیده می‌شود که در محدوده‌ی میانی نمودار نیز تراکم نقاط نسبت به هم بیشتر می‌شود و از این رو جواب مناسب بهینه توپولوژی در نمودار پارتو در محدوده وسط نمودار قرار می‌گیرد.



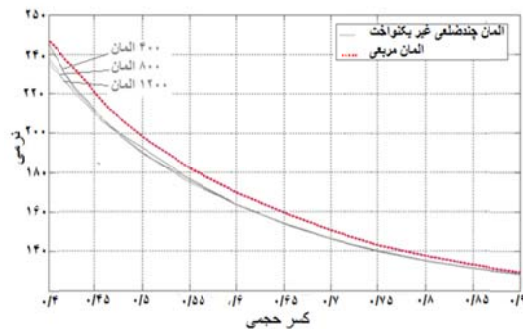
شکل ۱۲ مسئله تیر MBB، هندسه و شرایط مرزی با دامنه محدب

همچنین نمودار پارتو مربوط به تیر MBB با شرایط بارگذاری توضیح داده شده در شکل (۱۳) ردیابی می‌گردد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در مسائل با داشتن دو تابع هدف، با یک نمودار پارتو و مجموعه‌ای از

جدول ۲ برخی از نتایج بهینه‌سازی توپولوژی دو هدفه در تیر MBB با ۳۰۰۰ المان

 کسر حجمی: ۰/۹ نرمی: ۱۲۸/۴	 کسر حجمی: ۰/۸۵ نرمی: ۱۳۱/۲	 کسر حجمی: ۰/۸ نرمی: ۱۳۵/۱
 کسر حجمی: ۰/۷۵ نرمی: ۱۳۹/۷	 کسر حجمی: ۰/۷ نرمی: ۱۴۵/۹	 کسر حجمی: ۰/۶۵ نرمی: ۱۵۳/۹
 کسر حجمی: ۰/۶ نرمی: ۱۶۳/۷	 کسر حجمی: ۰/۵۵ نرمی: ۱۷۶/۶	 کسر حجمی: ۰/۵۰۳۲ نرمی: ۱۹۱/۷
 کسر حجمی: ۰/۴۶۶۱ نرمی: ۲۰۳/۴	 کسر حجمی: ۰/۴۰۶۹ نرمی: ۲۳۹/۰	 کسر حجمی: ۰/۳۸۹۷ نرمی: ۲۵۴/۵
 کسر حجمی: ۰/۳۵۲۳ نرمی: ۲۸۲/۷	 کسر حجمی: ۰/۳۳۱۸ نرمی: ۳۰۰/۵	 کسر حجمی: ۰/۳۰۲۷ نرمی: ۳۳۴/۲

نمودار پارتو با مش‌بندی مربعی قرار می‌گیرد. به‌عنوان مثال در یک حجم مشخص، استفاده از مش‌بندی چندضلعی غیریکنواخت، مقدار نرمی کمتر و بهتری را در اختیار ما قرار می‌دهد. حال با توجه به مثال فوق که با مقایسه بین نتایج حاصل از مش‌بندی مربعی و چندضلعی غیریکنواخت تیر MBB درمی‌یابیم که نتایج ردیابی منحنی پارتو در حالت مش‌بندی با المان‌های چندضلعی به جواب‌های قابل قبول‌تری می‌دهد.



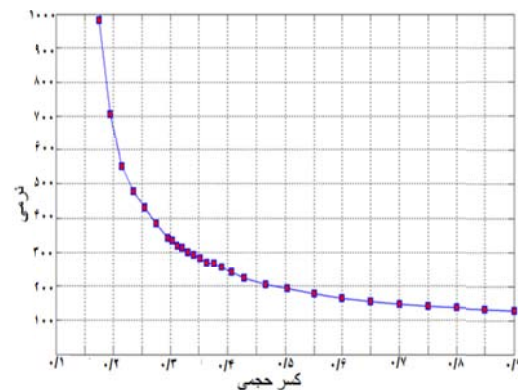
شکل ۱۵ مقایسه بهینه پارتو تیر MBB با المان‌های مربعی و المان‌های چندضلعی غیریکنواخت

در ادامه تأثیر تعداد المان‌ها بر روی نتایج منحنی پارتو بررسی می‌گردد، به این منظور مسئله تیر MBB را با تعداد المان‌های غیریکنواخت ۸۰۰، ۴۰۰ و ۱۲۰۰ را اجرا کرده و نمودار پارتو را برای هر یک از آن‌ها به دست آورده و با نتیجه منحنی پارتو با المان مربعی با تعداد ۶۰×۲۰ مقایسه می‌شود.

در هر بار اجرای برنامه‌ی متلب، زمان را با دقت دقیقه با رایانه شخصی با مشخصات (CPU:Core2 GHZ T6670 2.2G /RAM:2G) اندازه‌گیری نموده و تأثیر استفاده از المان‌های چندضلعی غیریکنواخت و همچنین افزایش تعداد المان بر روی زمان اجرای برنامه موردبررسی قرار داده شد.

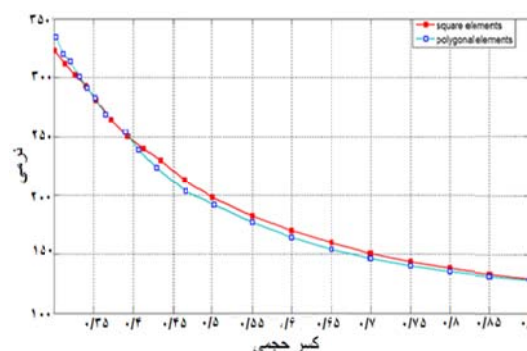
جدول ۳ مقایسه زمان اجرای برنامه متلب برای المان‌های چندضلعی غیریکنواخت و مربعی

تعداد المان	المان غیریکنواخت	المان مربعی	درصد کاهش زمان
۴۰۰	۲۳۱ دقیقه	۷۱۰ دقیقه	۶۵/۴۶٪
۸۰۰	۳۹۵ دقیقه	۱۲۳۱ دقیقه	۶۷/۹۱٪
۱۲۰۰	۴۹۸ دقیقه	۱۴۹۷ دقیقه	۶۶/۷۳٪



شکل ۱۳ ردیابی بهینه پارتو تیر MBB با المان‌های چندضلعی غیریکنواخت

برای بررسی اعتبارسنجی، نمودار پارتو به‌دست‌آمده با نمودار پارتو توپولوژی به‌دست‌آمده از روش سوروش [1] با مش‌بندی چهارضلعی (مربعی) و با توابع هدف مشابه مقایسه می‌گردد. هر دو مثال برای تیر MBB با ۱۲۰۰ المان برای مش‌بندی چندضلعی و تعداد ۶۰×۲۰ المان برای مش‌بندی مربعی اجرا شده است و توابع هدف نرمی و حجم به یک‌گونه تعریف شده‌اند. برای مقایسه نمودارها هر دو نمودار پارتو برحسب نرمی و کسر حجمی در شکل (۱۴) رسم شده است.

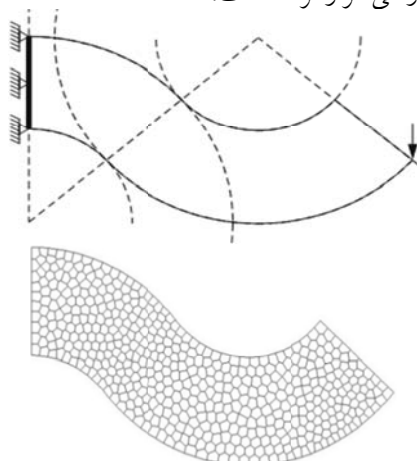


شکل ۱۴ مقایسه بهینه پارتو تیر MBB با المان‌های چندضلعی غیریکنواخت و المان‌های مربعی در مقاله سوروش [1].

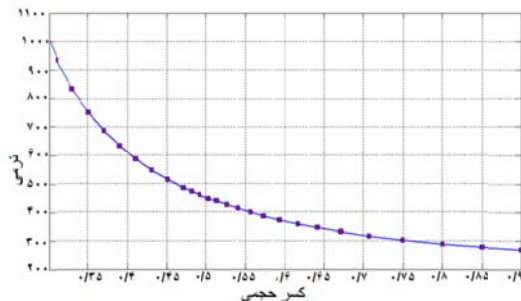
همان‌طور که از شکل (۱۴) مشخص است، با مقایسه دو منحنی پارتو دیده می‌شود که نتایج بهینه‌سازی توپولوژی با مش‌بندی چندضلعی از نتایج به‌دست‌آمده از روش مش‌بندی مربعی، بهتر می‌باشد و نمودار پارتو به‌دست‌آمده از روش مش‌بندی چندضلعی در پایین

نظر گرفته شده است.

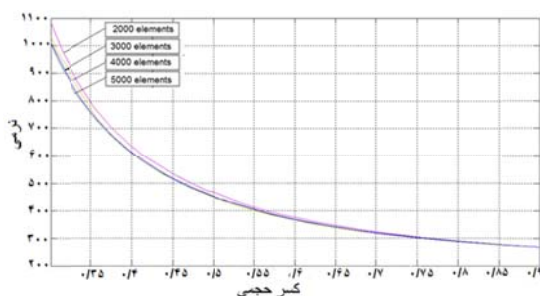
جدول (۴) نتایج بهینه‌سازی ارائه شده در برنامه متلب را نشان می‌دهد و همچنین نمودار پارتو تیر Serpentine با المان‌های چندضلعی غیریکنواخت در شکل (۱۷) نشان داده شده است و همچنین تأثیر افزایش تعداد المان بر روی دامنه‌ی غیر محدب در شکل (۱۸) مورد بررسی قرار گرفته است.



شکل ۱۶ مسئله تیر Serpentine، هندسه و شرایط مرزی با دامنه غیر محدب



شکل ۱۷ ردیابی بهینه پارتو تیر Serpentine با ۳۰۰۰ المان چندضلعی غیریکنواخت



شکل ۱۸ بررسی روند تغییر در منحنی پارتو تیر Serpentine با افزایش تعداد المان

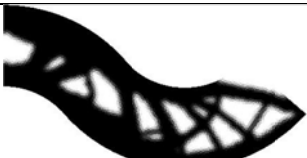
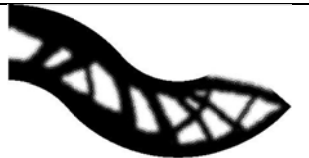
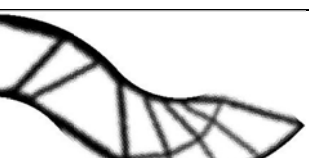
همان‌طور که از جدول (۳) مشهود است، با افزایش تعداد المان‌ها و ریز شدن مش‌بندی‌ها، زمان محاسبات افزایش می‌یابد. همین‌طور که در شکل (۱۵) دیده می‌شود ریزتر شدن مش‌بندی‌ها، نتایج حاصل از منحنی پارتو را بهبود داده و دقت محاسبات بیشتر می‌شود. زمان اجرای برنامه در مش‌بندی چندضلعی غیر-یکنواخت از ثلث زمان اجرا در مش‌بندی مربعی کمتر است و در نتیجه می‌توان در زمان کمتر به نتایج قابل قبول‌تری با المان‌های غیریکنواخت دست یافت.

در طراحی‌های گسترده و سازه‌ها، افزایش تعداد المان در بعضی موارد مقرون به صرفه نمی‌باشد و باید جنبه اقتصادی و زمان اجرا را در نظر گرفت. افزایش تعداد المان در چندضلعی غیریکنواخت، در نمودار پارتو تغییرات زیادی ایجاد نمی‌کند. در نتیجه با مش-بندی چندضلعی غیریکنواخت می‌توان با تعداد المان کمتر، جواب‌های قابل قبولی را به دست آورد.

طبق نتایج ارائه شده مشاهده می‌شود که زمان محاسبات، بیش از ۶۵ درصد کاهش می‌یابد. علت کاهش زمان محاسبات را می‌توان کم شدن زمان محاسبات مرتبط با فیلترینگ دانست. در نتیجه چون در اکثر طراحی‌ها تابع هدف کمینه کردن وزن یا حجم بجای کمینه کردن هزینه استفاده می‌شود با استفاده از بهینه‌سازی توپولوژی چندهدفه با المان چندضلعی غیریکنواخت، می‌توان سازه‌هایی سبک وزن، کم قیمت با بازدهی بالا طراحی نمود. کاهش زیاد زمان محاسبات از یک سو و نزدیک بودن طرح نهایی تیر MBB ارائه شده توسط المان‌های غیریکنواخت، به طرح بهینه ارائه شده توسط میشل [6] از سو دیگر علت‌های اصلی اقتصادی بودن روش چندضلعی غیریکنواخت می‌باشد.

در ادامه، مسئله معروف تیر Serpentine با دامنه طراحی و شرایط تکیه‌گاهی مانند شکل (۱۶) را با تعداد ۳۰۰۰ المان به عنوان نماینده‌ای از مسائل توپولوژی دامنه‌ی غیرمحدب مورد بررسی قرار می‌گیرد. مشخصات این مثال، همانند مشخصات ارائه شده در سایر مقالات برای این مسئله، بار وارده ۱ نیوتون و مدول یانگ ۱ نیوتون بر مترمربع و نسبت پواسون ۰/۳ در

جدول ۴: برخی از نتایج بهینه‌سازی توپولوژی دو هدفه تیر Serpentine با ۳۰۰۰ المان چندضلعی غیریکنواخت

 کسر حجمی: ۰/۹ نرمی: ۲۶۹/۰	 کسر حجمی: ۰/۸۵ نرمی: ۲۷۷/۸	 کسر حجمی: ۰/۸ نرمی: ۲۸۸/۸
 کسر حجمی: ۰/۷۵ نرمی: ۳۰۲/۸	 کسر حجمی: ۰/۷۰۷۵ نرمی: ۳۱۷/۴	 کسر حجمی: ۰/۶۷۱۰ نرمی: ۳۳۰/۲
 کسر حجمی: ۰/۶۴۱۴ نرمی: ۳۴۵/۷	 کسر حجمی: ۰/۵۹۳۳ نرمی: ۳۷۴/۰	 کسر حجمی: ۰/۵۴۰۹ نرمی: ۴۱۳/۸
 کسر حجمی: ۰/۵۰۳۰ نرمی: ۴۴۸/۹	 کسر حجمی: ۰/۴۹۱۸ نرمی: ۴۶۲/۰	 کسر حجمی: ۰/۴۵۰۸ نرمی: ۵۳۴/۵
 کسر حجمی: ۰/۴۱۰۸ نرمی: ۶۱۴/۴	 کسر حجمی: ۰/۳۹۰۸ نرمی: ۶۶۵/۰	 کسر حجمی: ۰/۳۵۰۸ نرمی: ۸۰۱/۰
 کسر حجمی: ۰/۳۳۰۸ نرمی: ۸۹۵/۷	 کسر حجمی: ۰/۳۱۰۸ نرمی: ۱۰۱۱/۳	 کسر حجمی: ۰/۲۹۰۸ نرمی: ۱۲۸۱/۶

کارهای مناسب و اقتصادی برای یافتن سازه بهینه هستند. استفاده از روش مش‌بندی با المان‌های چند-ضلعی غیریکنواخت این امکان را ایجاد می‌کند که هر نوع سازه با هر شکل و شرایط تکیه‌گاهی را بتوان به راحتی مدل نموده و مش بندی و سپس بهینه کرد. با استفاده از بررسی‌های مختلفی که صورت گرفته است، نتایج بهینه‌سازی توپولوژی با استفاده از این مش‌بندی بسیار مناسب‌تر از مش‌بندی‌های مربعی عمل نموده و دیگر به فیلترینگ که یک روش غیراقتصادی است، نیازی نیست. مش‌بندی غیریکنواخت به دلیل کاهش زمان اجرای برنامه تا بیش از یک‌سوم ($\frac{1}{3}$) مقرون به صرفه است و با مش‌بندی چندضلعی غیریکنواخت می‌توان با تعداد المان کمتر، جواب‌های قابل قبول‌تری را به دست آورد. در نتیجه استفاده از بهینه‌سازی توپولوژی چندهدفه با مش‌بندی غیریکنواخت، راه‌حل‌های بهتر و دقیق‌تری نسبت به مش‌بندی مربعی در اختیار قرار می‌دهد و نمودار پارتو بهبود یافته‌ای را در اختیار کاربران قرار می‌دهد.

با توجه به نتیجه به دست آمده برای تیر serpentine مشاهده می‌شود که می‌توان از مش‌بندی غیریکنواخت برای به دست آوردن طرح توپولوژی برای دامنه‌های غیرمحدب استفاده کرد و نمودار پارتو را ردیابی نمود. با استفاده از المان‌های غیریکنواخت می‌توان به راحتی هر دامنه طراحی غیرمحدب و یا دارای بازشو را مدل کرد و نتایج را بررسی نمود. یکی از مشکلات استفاده از شبکه‌های یکنواخت، مشکل گسسته‌سازی دامنه طراحی و دقت در نشان دادن بارگذاری و شرایط مرزی است که المان‌های چندضلعی غیریکنواخت، با فراهم کردن گسسته‌سازی انعطاف-پذیرتر در دامنه‌های پیچیده، می‌تواند در گسسته‌سازی بهینه‌سازی توپولوژی کارآمدتر باشد. همچنین با توجه به شکل (۱۸) مشاهده می‌شود که افزایش تعداد المان بر روی نتایج تأثیر زیادی ندارد و می‌توان برای دامنه غیرمحدب نیز با تعداد المان کمتر به نتایج قابل قبولی دست یافت.

نتیجه‌گیری

با توجه به اینکه روزبه‌روز بر اهمیت بهینه‌سازی در سازه‌ها افزوده می‌شود. مهندسين سازه به دنبال راه-

مراجع

1. Suresh, K. A., 199-line Matlab code for Pareto-optimal tracing in topology optimization, *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 42, No. 5, pp. 665-679, (2010).
2. Sigmund, O. and J. Petersson, "Numerical instabilities in topology optimization: a survey on procedures dealing with checkerboards", mesh-dependencies and local minima. *Structural optimization*, Vol. 16. No. 1, pp. 68-75, (1998).
3. Talischi, C., Paulino, G.H., and Le, C.H., "Topology optimization using Wachspress-type interpolation with hexagonal elements", *Multiscale and functionally graded materials*, Vol. 973. No. 1, pp. 309-316, (2006).
4. Talischi, C., Paulino, G. H., Pereira, A. and Menezes, I. F., "Polygonal finite elements for topology optimization: a unifying paradigm", *International journal for numerical methods in engineering*, Vol. 82, No. 6, pp. 671-698, (2010).
5. Talischi, C., Paulino, G.H. and Le, C.H., "Honeycomb Wachspress finite elements for structural topology optimization". *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 37, No. 6, pp. 569-583, (2009).

6. Rozvany, G.I., "A critical review of established methods of structural topology optimization", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 37, No. 3, pp. 217-237, (2009).
7. Du, Q., Faber, V. and Gunzburger, M., "Centroidal Voronoi tessellations: applications and algorithms". *SIAM review*, Vol. 41, No. 4, pp. 637-676, (1999).
8. Talischi, C., Paulino, G.H., Pereira, A. and Menezes, I. F., "PolyMesher: a general-purpose mesh generator for polygonal elements written in Matlab", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 45, No. 3, pp. 309-328, (2012).
9. Sieger, D., Alliez, P. and Botsch, M., "Optimizing voronoi diagrams for polygonal finite element computations", in *Proceedings of the 19th international meshing roundtable*, Springer, pp. 335-350, (2010).
10. Du, Q., Emelianenko, M., and Ju, L., "Convergence of the Lloyd algorithm for computing centroidal Voronoi tessellations", *SIAM journal on numerical analysis*, Vol. 44, No. 1, pp. 102-119, (2006).
۱۱. اکبرزاعی، مهناز، «بهینه‌سازی توپولوژی چندهدفه در سازه‌های پیوسته»، (پایان‌نامه کارشناسی ارشد)، دانشگاه یزد، (۱۳۹۴).
12. Sukumar, N. and Tabarraei, A., "Conforming polygonal finite elements", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 61, No. 12, pp. 2045-2066, (2004).
13. Madeira, J.A., Rodrigues, H. and Pina, H., "Multi-objective optimization of structures topology by genetic algorithms", *Advances in Engineering Software*, Vol. 36, No. 1, pp. 21-28, (2005).
14. Sigmund, O., "A 99 line topology optimization code written in Matlab", *Structural and multidisciplinary optimization*, Vol. 21, No. 2, pp.120-127, (2001).
15. Andreassen, E., Clausen, A., Schevenels, M., Lazarov, B. S., and Sigmund, O., "Efficient topology optimization in MATLAB using 88 lines of code", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 43, No. 1, pp. 1-16, (2011).
16. Bendsoe, M.P. and Sigmund, O., "Topology optimization: Theory", methods and applications. Springer, Berlin, (2003).
17. Hamda, H., Roudenko, O., and Schoenauer, M., "Application of a multi-objective evolutionary algorithm to topology optimum design", in *Fifth international conference on adaptive computing in design and manufacture*, (2002).
18. Luo, Z., Chen, L., Yang, J., Zhang, Y., and Abdel-Malek, K., "Compliant mechanism design using multi-objective topology optimization scheme of continuum structures", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 30, No. 2, pp. 142-15, (2005).

توسعه یک روش تحلیلی برای بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن خودتراکم با مقاومت بالای حاوی خاکستر بادی*علیرضا حبیبی^(۱)حسین احمدوند^(۲)

چکیده بتن خودتراکم از بتن‌های نوین پرکاربرد در دو دهه اخیر می‌باشد. هدف از پژوهش حاضر، ارائه روشی جدید برای ارائه نسبت‌های بهینه و مناسب مصالح مصرفی بتن خودتراکم می‌باشد، بطوریکه ضمن حداقل نمودن هزینه ساخت یک مترمکعب بتن، مقاومت فشاری حداکثر نیز حاصل گردد. روش پیشنهادی یک روش تحلیلی می‌باشد. در این روش با استفاده از مفاهیم بهینه‌سازی نظیر تابع لاگرانژین و شرایط کان - تاکر و معرفی رابطه خاصی برای مقاومت فشاری بتن، بدون نیاز به محاسبات رایانه‌ای و براساس یک روش کاملاً تحلیلی نسبت‌های بهینه‌ای برای طرح اختلاط بتن ارائه می‌گردد. روش پیشنهادی یک روش عمومی می‌باشد و برای انواع بتن کاربرد دارد، ولیکن به منظور معرفی آن، برای بتن خودتراکم با مقاومت بالای حاوی خاکستر بادی مورد استفاده قرار گرفته است. بدین منظور در ابتدا مدل بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن که تاثیر نتایج آزمایشگاهی در آن لحاظ گردیده است توسعه داده می‌شود. سپس با استفاده از یک الگوریتم بهینه‌سازی تحلیلی، طرح اختلاط بتن با مقاومت مورد نظر بدست می‌آید. نتیجه بهینه‌سازی مشخص نمود که با استفاده از روش پیشنهادی می‌توان نسبت‌های بهینه‌ای برای طرح اختلاط بتن‌های خودتراکم با مقاومت بالا ارائه نمود به نحوی که با حداقل مقادیر آب و مواد سیمانی تولید گردیده و هزینه تولید بتن نیز کمترین مقدار را داشته باشد.

واژه‌های کلیدی طرح اختلاط، بتن خودتراکم، بهینه‌سازی، هزینه، مقاومت فشاری.

Development of an Analytical Method for Optimization of High Strength Self-Compacting Concrete Mix Design Containing Fly Ash

A.R. Habibi

H. Ahmadvand

Abstract self-compacting concrete is one of the most widely used concrete in the past two decades. The objective of present study is to introduce a new method for high strength self-compacting concrete mix design to both achieving maximum compressive strength and minimizing the cost of concrete. The proposed method is an analytical method. In this method, using optimization concepts such as Lagrangian function and Kuhn-Tucker conditions, and introducing a specific relationship to the compressive strength of concrete, without the need for computer computations, and based on a completely analytical method, provides optimal concrete mix design. The proposed method is a general approach and is applicable to all types of concrete. Here, for the purpose of introducing, the method used to high strength self-compacting concrete containing fly ash. An optimization model of the concrete mix design is first developed accounting for effects of experimental results. Then, using an optimization algorithm, optimal concrete mix design is obtained for the concrete with the strength under consideration. Results showed that the proposed method can provide optimal mix design of high-strength self-compacting concrete while water and cement amount are the minimum amounts required for self-compacting concrete.

Key Words Mix Design, Self- Compacting Concrete, Optimization, Cost, Compressive Strength.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۵/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱۲/۵ می‌باشد.

Email: ar.habibi@shahed.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شاهد.

(۲) دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه کردستان.

مقدمه

بتن به عنوان مصالح ممتاز قرن بیست و یکم میلادی در اکثر سازه‌های عمرانی کاربرد وسیعی دارد. محدودیت‌های مختلف و لزوم تامین ویژگی‌های موردنظر، تولید انواع بتن را به ارمغان داشته‌است که یکی از آنها بتن خودتراکم می‌باشد. محققین کشور ژاپن به منظور دستیابی به سازه‌های بتنی پایا و بادوام، نسل جدید بتن را با عنوان بتن خودتراکم (Self-Compacting Concrete) تولید و معرفی نمودند [1]. به منظور تعیین طرح اختلاط بتن خودتراکم، از طرف انجمن‌های معتبر علمی و همچنین محققین مختلف توصیه‌ها و روشهایی ارائه گردیده است. از طرف دیگر مطالعات مختلفی به منظور بهینه نمودن طرح اختلاط بتن خودتراکم صورت گرفته است. در ادامه تحقیقات انجام شده در موضوع طرح اختلاط و همچنین بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن خودتراکم بیان گردیده است.

اوکامورا و اوزاوا (Okamura & Ozawa) [1] پیشنهادات مهمی را درباره بتن‌های خودتراکم ارائه نمودند که آن را می‌توان اولین نتایج تحقیقاتی در این زمینه دانست. سو و همکاران (Su et al) [2] روشی را برای طرح اختلاط بتن خودتراکم ارائه نمودند. ایشان ضمن مقایسه روش پیشنهادی با روش انجمن بتن ژاپن دریافتند که روش پیشنهادی ضمن افزایش خواص بتن تازه و سخت شده، سبب مصرف کمتر مواد پودری جایگزین سیمان و همچنین کاهش هزینه‌ها می‌گردد. همچنین محدوده‌های مناسب مصالح مصرفی نیز ارائه گردید. غزال و خیاط (Ghezal & Khayat) [3] بهینه‌سازی بتن خودتراکم حاوی سنگ آهک را با استفاده از روش‌های طراحی فاکتوریل آماری (Statistical Factorial Design Methods) انجام دادند. اوکامورا و اوچی (Okamura & Ouchi) [4] نیز مطالعات تکمیلی خود را در مورد بتن خودتراکم ارائه نمودند. کمیته اروپایی (EN) [5] توصیه‌هایی در مورد اجزای طرح اختلاط بتن خودتراکم بیان نموده است. دمونه (Demone) [6] مروری بر تحقیقات صورت گرفته در

مورد خواص مکانیکی بتن خودتراکم سخت شده انجام داد. در مقایسه نتایج بیش از ۷۰ تحقیق صورت گرفته در ارتباط با خواص بتن سخت شده، نتایج زیر بدست آمده است. اختلاف مقاومت بتن خودتراکم با درشت‌دانه شکسته و رودخانه‌ای در مقایسه با بتن معمولی کمتر است. همچنین نسبت مقاومت فشاری آزمونه‌های استوانه‌ای به مکعبی در مقاومت تا ۳۰ مگاپاسکال، ۰/۸ و در مقاومت ۹۰ مگاپاسکال نزدیک به ۱ می‌باشد. کمیته ۲۳۷ انجمن بتن آمریکا (ACI-237) [7] ضمن ارائه مراحل تعیین اجزای بتن خودتراکم، توصیه‌هایی به منظور کنترل مقادیر نسبت‌های اختلاط بیان نموده است. مرکز بین‌المللی تحقیقات مصالح سنگی (ICAR) [8] گزارش نهایی تحقیقات خود را در مورد سنگ‌دانه‌های مصرفی در بتن خودتراکم ارائه نمود. باتاچاریا و همکاران (Bhattacharya et al) [9] اثرات دانه‌بندی مصالح سنگی و همچنین نوع و میزان مواد معدنی و پودری جایگزین سیمان را بر روی خواص بتن تازه و مقاومت فشاری بتن سخت شده بررسی نموده و به این نتیجه رسیدند که نسبت آب به مواد سیمانی و حجم خمیر نقش مهمی در خواص بتن خودتراکم دارند. آگاروال و همکاران (Aggarwal et al) [10] روشی را به منظور طراحی اجزای طرح اختلاط بتن خودتراکم مورد بررسی قرار دادند. اوزبای و همکاران (Ozbay et al) [11] تحقیقاتی در مورد نسبت‌های اختلاط بتن خودتراکم با مقاومت بالا با استفاده از روش تاگوجی انجام دادند. ایشان ضمن ساخت نمونه‌های مختلف بتن خودتراکم حاوی خاکستر بادی و مواد افزودنی فوق روان کننده و همچنین حباب‌ساز نسبت به تعیین نسبت‌های مناسب اختلاط به منظور دستیابی به ویژگی‌های مختلف بتن تازه و به خصوص خواص مهم بتن سخت شده نظیر مقاومت فشاری ۲۸ روزه، مقاومت کششی و نفوذ پذیری اقدام نمودند. مورالی و کنداسامی (Murali & Kandasamy) [12] با استفاده از روش منحنی‌های هم‌پاسخ، طرح اختلاط بهینه بتن‌های خودتراکم با مقاومت بالا را مورد مطالعه قرار دادند.

پودر سنگ آهک به منظور افزایش مقاومت و خواص دیگر بتن خودتراکم استفاده نمودند. در این تحقیق، نشان داده شد که نسبت بهینه آب به موادسیمانی ۰/۲۶ تا ۰/۵۱ می‌باشد. همچنین توصیه گردید که نسبت مناسب سنگ‌دانه ریز به کل سنگ‌دانه برای مقاومت‌های زیاد در محدوده ۰/۴۶ تا ۰/۵۵ می‌باشد. دبی و کومار (Dubey & Kumar) [20] روشی تجربی برای طراحی بهینه طرح اختلاط بتن خودتراکم ارائه نمودند.

با توجه به تحقیقات صورت گرفته در بیست سال اخیر [21] و آئین‌نامه‌های تدوین شده نظیر کمیته اروپایی (EN) [5] و ACI 237-07 [7]، هنوز یک فرآیند طرح اختلاط دقیق برای بتن خودتراکم وجود ندارد. هرچند برخی تحقیقات روشهایی را براساس برخی محدودیتهای مختلف ارائه نموده‌اند ولیکن باتوجه به اینکه تحقیقات با مصالح مختلف و نسبت‌ها و محدودیت‌های متعدد صورت گرفته است، این پراکندگی سبب شده است تا همانند بتن معمولی، روش مشخص و واحدی برای بتن خودتراکم وجود نداشته باشد.

هدف از تحقیق حاضر ارائه یک روش تحلیلی به منظور تعیین نسبت‌های بهینه طرح اختلاط بتن خودتراکم با مقاومت بالای حاوی خاکستر بادی می‌باشد. در این روش، پس از انتخاب نوع مصالح بتن، هزینه‌های مصالح مصرفی بتن براساس قیمت‌های روز بازار، مشخص می‌شوند. سپس بدون انجام عملیات محاسباتی با استفاده از نرم‌افزارهای رایانه‌ای و با حداقل اطلاعات علم بهینه‌سازی، براساس مراحل روش تحلیلی، نسبت‌های بهینه مصالح مصرفی در بتن خودتراکم تعیین می‌گردند.

مدل بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن خودتراکم

هدف از بهینه‌سازی، دستیابی به مقادیر بهینه پارامترهای اصلی طراحی می‌باشد. این پارامترها به متغیرهای طراحی معروفند. اساس کار بهینه‌سازی حداقل نمودن تابع هدف تعریف شده براساس متغیرهای طراحی می-

همچنین شن و همکاران (Shen et al) [13] تحقیقاتی را در مورد طرح اختلاط بتن خودتراکم انجام دادند. خدر و الجدیری (Kheder & Al Jadiri) [14] روشی را بر پایه تعیین مقاومت فشاری و گام به گام برای تعیین اجزای بتن خودتراکم ارائه نمودند. ترکل و کندمیر (Turkel & Kandemir) [15] تحقیقی در مورد بررسی خواص بتن تازه و سخت شده با مواد افزودنی معدنی و سنگ‌دانه‌های مختلف انجام دادند. اویسال و سامر (Uysal & Sumer) [16] عملکرد بتن خودتراکم حاوی ترکیبات معدنی مختلف جایگزین سیمان نظیر: خاکستر بادی، دوده سیلیسی، سرباره کوره ذوب آهن پودر شده، پودر سنگ آهک و پودر سنگ مرمریت را بررسی نمودند. ایشان با تغییر نسبت‌های مختلف مصالح پودری ذکر شده، اثرات آنها را در بهبود خواص بتن تازه و سخت شده ارزیابی و نتایج را در قالب نسبت‌های مناسب و یا محدوده‌های بهینه بیان نمودند. اویسال و ایلماز (Uysal & Yilmaz) [17] نسبت به بررسی تاثیر ترکیبات معدنی پودری جایگزین سیمان بر روی خواص بتن خودتراکم پرداختند. ایشان تاثیر پودر سنگ آهک، پودر سنگ بازالت و همچنین پودر سنگ مرمر را به عنوان مصالح سیمانی جایگزین سیمان مورد بررسی قرار دادند.

بختیاری و همکاران (Bakhtiyari et al) [18] تحقیقی در مورد طرح اختلاط، مقاومت فشاری و مقاومت حرارتی بتن خودتراکم حاوی پودر سنگ آهک و ریزدانه کوارتزی انجام دادند. ایشان تاثیر مواد فوق را در خواص بتن تازه و سخت شده مورد بررسی قرار دادند. نتیجه این بود که استفاده از مصالح ریزدانه کوارتزی سبب افزایش مقاومت حرارتی بتن در دماهای بالای حدود ۵۰۰ درجه سیلسیوس و همچنین افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ها گردید. السراف و همکاران (Al Sarraf et al) [19] روش جدیدی را برای طرح اختلاط بتن با مقاومت بالا مورد بررسی قرار دادند. ایشان از مواد جایگزین سیمان نظیر پودر سیلیس و

۰/۷۵۵ و ماسه رودخانه‌ای با وزن مخصوص ۲/۶۵ و درصد جذب آب ۲/۶۹۵ به عنوان ریزدانه.

بتن خودتراکم بتنی است که بدون جداشدگی دانه‌ها، تحت اثر وزنش جاری می‌شود. به منظور دستیابی به ویژگیهای بتن خودتراکم، روشهای زیر توصیه شده است [1]: الف- محدود نمودن مقدار سنگدانه ب- کاهش نسبت آب به مواد سیمانی ج- استفاده از فوق روان کننده. در بتن خودتراکم به منظور افزایش چسبندگی (Viscosity) خمیر، نسبت آب به مواد سیمانی کاهش داده می‌شود. همچنین با استفاده از یک فوق روان کننده، قابلیت شکل‌پذیری و روانی بتن تامین می‌گردد [1]. از این رو فوق روان کننده یک جزء ترکیبی ضروری در بتن خودتراکم می‌باشد [5].

در بتنهای معمولی، جهت افزایش مقاومت بتن در برابر یخ زدن - آب شدن، استفاده از مواد حباب‌ساز توصیه شده است، هرچند که این مواد سبب افزایش کارایی بتن تازه نیز می‌گردند. یکی از پارامترهای مهم در افزایش مقاومت بتن در برابر عوامل محیطی نظیر: دی اکسید کربن، کلریدها، سولفاتها، آب، اکسیژن و نظایر آن، همچنین چرخه‌های یخ زدن - آب شدن بتن، کاهش نفوذپذیری بتن سخت شده می‌باشد. برخی عوامل موثر بر کاهش نفوذپذیری بتن که توسط ویرایش چهارم مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۲] توصیه شده‌اند، عبارتند از: بهینه نمودن عیار سیمان، انتخاب صحیح نسبتهای اختلاط، استفاده از فوق روان کننده، استفاده از ماده حباب‌ساز، کاهش نسبت آب به مواد سیمانی و تامین حداکثر تراکم.

در ادبیات بتن خودتراکم، با توجه به اینکه استفاده از نسبت کم آب به مواد سیمانی، مواد پودری جایگزین سیمان نظیر خاکستر بادی، میکروسیلیس و غیره، و همچنین فوق روان کننده سبب می‌گردد که ضمن کسب روانی مناسب بتن تازه، نفوذپذیری بتن سخت شده نیز کاهش یابد، استفاده از ماده حباب‌ساز مرسوم نمی‌باشد. قابل ذکر اینکه اکثر توصیه‌های مبحث نهم مقررات ملی

باشد، به شرطی که محدودیتهای مختلف ناشی از ضوابط طراحی و اجرایی، معروف به قیود طراحی، برآورده شوند.

به منظور بهینه نمودن طرح اختلاط بتن خودتراکم می‌بایست رابطه‌سازی استاندارد بهینه‌سازی انجام گردد. منظور از رابطه‌سازی، بیان مساله به صورت عبارت ریاضی استاندارد بهینه‌سازی براساس تابع هدف و قیود طراحی مطابق رابطه زیر می‌باشد.

$$\begin{aligned} \min f(x) \\ \text{s.t: } g_i(x) \leq 0, x_i \geq 0 \end{aligned} \quad (1)$$

بطوریکه $f(x)$ بیانگر تابع هدف، $g_i(x)$ قیود طراحی و x_i نیز متغیرهای طراحی می‌باشند.

متغیرهای طراحی. متغیرهای طراحی، پارامترهای تشکیل دهنده تابع هدف (هزینه) می‌باشند و تغییر در مقادیر آنها تابع هدف را تغییر می‌دهد. در بهینه کردن تابع هدف برخی متغیرهای طراحی تاثیر بیشتری را بر مقدار بهینه تابع هدف دارند.

در این تحقیق متغیرهای طراحی همانند مصالح مصرفی در بتن خودتراکم مرجع [11] می‌باشند. این متغیرها که در جدول (۱) نیز نمایش داده شده‌اند، عبارتند از: وزن آب (x_1)، وزن سیمان (x_2)، وزن خاکستر بادی (Fly Ash) (x_3)، وزن سنگدانه ریز (x_4)، وزن سنگدانه درشت (x_5)، وزن فوق روان کننده (x_6) و وزن افزودنی حباب‌ساز (x_7).

مشخصات مصالح مصرفی عبارت است از: سیمان پرتلند تیپ ۱-۴۲۵ با وزن مخصوص ۳/۱۲ و نرمی (Blaine Fineness) $3260 \text{ cm}^2/\text{gr}$ ، خاکستر بادی با وزن مخصوص ۲/۳۶ و نرمی $2870 \text{ cm}^2/\text{gr}$ ، فوق روان کننده مایع از نوع پلی کربوکسیلیک (Polycarboxylic) و وزن مخصوص ۱/۰۷، ماده حباب‌ساز با وزن مخصوص ۱، درشت‌دانه از نوع شکسته با حداکثر اندازه ۱۹ میلیمتر با وزن مخصوص ۲/۶۸ و درصد جذب آب

شرایط زمانی و مکانی مختلف متغیر هستند. در فرآیند بهینه‌سازی می‌بایست نسبت‌های بهینه مصالح مصرفی در طرح اختلاط بتن ضمن ارضاع قیود طراحی، از جمله مقاومت فشاری مورد نظر، هزینه ساخت یک متر مکعب بتن را حداقل نمایند.

قیود طراحی. در مساله بهینه‌سازی محدودیت‌های مختلفی وجود دارند که طرح را تحت تاثیر خود قرار می‌دهند. این محدودیت‌ها، قیود طراحی می‌باشند. با توجه به ویژگی‌های بتن خودتراکم نظیر روانی و کارایی بسیار خوب، عدم جداشدگی دانه‌ها، قابلیت عبور از بین میلگردها و مقاومت فشاری مناسب، براساس توصیه‌های مطرح شده در تحقیقات پیشین [21, 5-6]، توصیه‌های ACI237-07 [7]، قیود طراحی و کران‌های بالا و پائین آنها مشخص و مطابق روابطی که در ادامه مشاهده خواهد گردید، رابطه‌سازی شده‌اند. اولین و اصلی‌ترین محدودیت، قید مقاومت فشاری می‌باشد. این قید تضمین می‌کند که طرح اختلاط بهینه محاسبه شده، مقاومت مشخصه لازم را تامین می‌نماید. به منظور تعیین این قید می‌بایست رابطه‌ای بین مقاومت فشاری مورد نظر و متغیرهای طراحی بدست آورد. رابطه ریاضی آن به صورت زیر می‌باشد.

$$g_1: -\bar{f}_{cu} \leq -f_{cu} \quad (3)$$

در رابطه فوق $\bar{f}_{cu}$ مقاومت فشاری پیش‌بینی شده برای بتن خودتراکم با مقاومت بالا براساس نتایج آزمایشگاهی و f_{cu} نیز مقاومت فشاری ۲۸ روزه مورد انتظار می‌باشد. براساس پیشنهادات اوکامورا و اوزاوا [1]، کمیته اروپایی (EN) [5] و ACI237R-07 [7]، مقدار مصالح سیمانی شامل سیمان و مواد پودری نظیر خاکسربادی، دوده سیلیسی، پودر سنگ آهک و غیره می‌بایست در محدوده مناسبی باشد. این محدودیت توسط قیود زیر کنترل می‌گردد.

ساختمان ایران [۲۲] در تهیه طرح اختلاط بتن خودتراکم انجام می‌گردد.

در تحقیق مرجع [11] در فرآیند بررسیها و انجام آزمایش‌های آزمون‌های بتن خودتراکم، آزمایش جذب آب و عمق نفوذ آب نیز انجام گردیده است. از این رو به منظور بررسی اثرات ماده حباب‌ساز در بتن خودتراکم از این ماده نیز استفاده گردیده است. در نتایج تحقیق مذکور مشخص گردید که بتن‌های تولید شده، جذب آب کمی داشته و عمق نفوذ آب همگی آزمون‌ها نیز کمتر از ۱۹ میلیمتر، اکثر آزمون‌ها کمتر از ۱۵ میلیمتر، می‌باشد. همچنین در بررسی به منظور حداقل نمودن جذب آب بتن خودتراکم، مشخص گردید که اولین پارامتر موثر نسبت آب به سیمان و دومین پارامتر موثر نیز مقدار خاکستر بادی می‌باشد و مقدار ماده حباب‌ساز تاثیر کمی، کمتر از یک درصد، داشته است. در نتیجه براساس نتایج تحقیق انجام شده به نظر در تولید بتن خودتراکم نیاز ضروری به ماده حباب‌ساز نمی‌باشد.

تابع هدف (هزینه). بررسی و کنترل طرح‌های اختلاط و تعیین طرح اختلاط بهینه نیازمند یک معیار مناسب می‌باشد. این معیار، تابع هدف می‌باشد. هرچند که معیارهای مختلفی را می‌توان به عنوان تابع هدف در نظر گرفت ولیکن باتوجه به اینکه یکی از معیارهای مهم، کاهش هزینه ساخت بتن می‌باشد، لذا در تحقیق حاضر، تابع هدف، هزینه یک مترمکعب بتن خودتراکم در نظر گرفته شده است. رابطه ریاضی تابع هدف طرح اختلاط بتن خودتراکم به شکل رابطه زیر می‌باشد.

$$\text{Min } f(x) = c_1x_1 + c_2x_2 + c_3x_3 + c_4x_4 + c_5x_5 + c_6x_6 + c_7x_7 \quad (2)$$

در رابطه (۲)، ضرایب c_1 تا c_7 مقادیر هزینه واحد (هر کیلوگرم) مصالح مصرفی بتن می‌باشند که در

سنگ‌دانه عبارت است از:

$$g_8 : \frac{x_4}{x_4 + x_5} - L_8^u \leq 0 \quad (10)$$

$$g_9 : -\frac{x_4}{x_4 + x_5} + L_9^l \leq 0 \quad (11)$$

ثابت‌های L_8^u و L_9^l به ترتیب مقادیر حداکثر و حداقل نسبت وزنی سنگ‌دانه ریز به کل سنگ‌دانه در بتن خودتراکم می‌باشند. یکی دیگر از مهم‌ترین محدودیت‌ها، محدودیت مربوط به نسبت حجمی آب به مصالح سیمانی می‌باشد. همانطور که در ادامه مشاهده خواهد شد، این قید می‌تواند نقش موثری در تعیین طرح اختلاط بهینه بتن خودتراکم داشته باشد. باتوجه به مقادیر توصیه شده نسبت حجمی آب به مصالح سیمانی در بتن خودتراکم [1, 4, 19, 24]، قید مذکور به شکل روابط زیر بیان می‌گردد.

$$g_{10} : \frac{G_C G_{FA} x_1}{G_{FA} x_2 + G_C x_3} - L_{10}^u \leq 0 \quad (12)$$

$$g_{11} : -\frac{G_C G_{FA} x_1}{G_{FA} x_2 + G_C x_3} + L_{11}^l \leq 0 \quad (13)$$

ثابت‌های L_{10}^u و L_{11}^l به ترتیب مقادیر حداکثر و حداقل نسبت حجمی آب به مصالح سیمانی بتن خودتراکم می‌باشند. محدودیت دیگر، نسبت حجم خمیر از حجم کل (یک مترمکعب) می‌باشد. این محدودیت براساس تحقیق انجام شده [5]، مطابق روابط زیر بیان می‌گردد.

$$G_{12} : \frac{1}{\gamma_W} \left(\frac{x_1}{G_W} + \frac{x_2}{G_C} + \frac{x_3}{G_{FA}} + \frac{x_6}{G_{SP}} + \frac{x_7}{G_{AE}} \right) - L_{12}^u \leq 0 \quad (14)$$

$$g_{13} : -\frac{1}{\gamma_W} \left(\frac{x_1}{G_W} + \frac{x_2}{G_C} + \frac{x_3}{G_{FA}} + \frac{x_6}{G_{SP}} + \frac{x_7}{G_{AE}} \right) + L_{13}^l \leq 0 \quad (15)$$

ثابت‌های L_{12}^u و L_{13}^l مقادیر حداکثر و حداقل نسبت حجمی خمیر از حجم کل بتن خودتراکم می‌باشند. آخرین قید نیز قید حجم کل بتن می‌باشد که به شکل رابطه زیر تعریف می‌گردد.

$$g_2 : x_2 + x_3 - L_2^u \leq 0 \quad (4)$$

$$g_3 : -x_2 - x_3 + L_3^l \leq 0 \quad (5)$$

ثابت‌های L_2^u و L_3^l به ترتیب مقادیر حداکثر و حداقل مصالح سیمانی مصرفی در بتن خودتراکم می‌باشند. قید نسبت وزنی آب به مواد سیمانی یکی دیگر از محدودیت‌های طراحی می‌باشد. این قید یکی از قیود مهم طراحی به منظور تامین خواص بتن خودتراکم تازه و سخت شده می‌باشد. براساس تحقیقات مراجع [11, 14, 21] و ACI237R-07 [7]، محدوده‌های مختلفی برای نسبت وزنی آب به مواد سیمانی مطرح گردیده است. در تحقیق حاضر قید نسبت وزنی آب به مواد سیمانی به شکل روابط زیر بیان می‌گردد.

$$g_4 : \frac{x_1}{x_2 + x_3} - L_4^u \leq 0 \quad (6)$$

$$g_5 : -\frac{x_1}{x_2 + x_3} + L_5^l \leq 0 \quad (7)$$

بطوریکه ثابت‌های L_4^u و L_5^l به ترتیب مقادیر حداکثر و حداقل نسبت وزنی آب به مصالح سیمانی بتن خودتراکم می‌باشد. قید دیگر، محدوده مناسب آب مصرفی می‌باشد که براساس پیشنهاد EFNARC-01 [23] به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$g_6 : x_1 \leq L_6^u \quad (8)$$

$$g_7 : -x_1 \leq L_7^l \quad (9)$$

ثابت‌های L_6^u و L_7^l به ترتیب مقادیر حداکثر و حداقل آب مصرفی در بتن خودتراکم می‌باشند. محدودیت نسبت وزنی سنگ‌دانه ریز به کل سنگ‌دانه نیز یکی دیگر از قیود طراحی می‌باشد. باتوجه به پیشنهاد کمیته اروپایی (EN) [5] و همچنین محدودیت‌های توصیه شده برای بتن خودتراکم با مقاومت بالا [11]، قید نسبت وزنی سنگ‌دانه ریز به کل

برای ضرایب مجهول، رابطه (۱۸) حاصل می‌گردد.

$$\bar{f}_{cu} = 2.15924 \times 10^{-3} \times x_1^{-0.771} x_2^{0.65} x_3^{0.217} x_4^{0.56} x_5^{0.832} x_6^{-0.012} x_7^{-0.004} \quad (18)$$

ضریب همبستگی رابطه اخیر برابر ۰/۷۶۵ می‌باشد. مقادیر خطای حاصل از رابطه فوق در تعیین مقاومت فشاری طرح‌های اختلاط آزمایشگاهی مختلف در جدول (۱) خلاصه شده است. مقدار خطا برابر است با اختلاف مقاومت فشاری آزمایشگاهی و مقاومت فشاری حاصل از رابطه شماره (۱۸). همچنین درصد خطا نسبت مقدار خطا به مقاومت فشاری آزمایشگاهی می‌باشد. همانگونه که مشاهده می‌گردد، حداکثر خطا مربوط به طرح اختلاط شماره ۳ و مقدار خطا نیز ۷ درصد می‌باشد. به منظور جلوگیری از افزایش خطای رابطه مقاومت فشاری، با توجه به نتایج آزمایشگاهی مرجع، این خطا، حداکثر خطای قابل قبول در نظر گرفته شده است. در آزمون‌های استفاده شده، ۸۲ درصد، خطایی کمتر از ۵ درصد دارند و تنها سه آزمون خطایی بین ۵ تا ۷ درصد دارند. لذا رابطه شماره (۱۸) می‌تواند با دقت مناسبی به منظور تعیین مقاومت فشاری طرح اختلاط این نوع بتن استفاده گردد.

حل مسئله بهینه‌سازی طرح اختلاط

در تحقیق حاضر، از یک ایده تحلیلی به منظور حل مساله بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن خودتراکم با مقاومت بالا براساس مفاهیم ریاضی بهینه‌سازی شامل تابع لاگرانژین و شرایط کان-تاکر (KT) استفاده می‌گردد. مزیت روش پیشنهادی این است که بهینه‌سازی طرح اختلاط بدون انجام محاسبات حجیم با الگوریتم‌های بهینه‌سازی و بدون نیاز به نرم‌افزارهای محاسباتی، انجام می‌شود. در این روش، با معرفی تابع مقاومت فشاری بصورت رابطه (۱۷) و تشکیل تابع لاگرانژین با در نظر گرفتن محدودیت مقاومت فشاری به عنوان قید

$$g_{14} : \frac{1}{\gamma_W} \left(\frac{x_1}{G_W} + \frac{x_2}{G_C} + \frac{x_3}{G_{FA}} + \frac{x_4}{G_S} + \frac{x_5}{G_G} + \frac{x_6}{G_{SP}} + \frac{x_7}{G_{AE}} \right) - 1 \leq 0 \quad (16)$$

در روابط (۱۲) تا (۱۶)، G_W وزن مخصوص آب، G_C وزن مخصوص سیمان، G_{FA} وزن مخصوص خاکستر بادی، G_S وزن مخصوص سنگ‌دانه ریز، G_G وزن مخصوص سنگ‌دانه درشت، G_{SP} وزن مخصوص فوق روان کننده، G_{AE} وزن مخصوص افزودنی حباب‌ساز و γ_W نیز وزن حجمی آب می‌باشد. کلیه قیود طراحی بجز قید اول، روابط کاملاً واضحی از متغیرهای طراحی می‌باشند. به منظور ارائه یک الگوریتم بهینه‌سازی کارا برای طرح اختلاط بتن خودتراکم، می‌بایستی قید اول که مربوط به مقاومت فشاری بتن می‌باشد، به صورت رابطه‌ای صریح و واضح از متغیرهای طراحی بیان گردد.

تعیین رابطه قید مقاومت فشاری. در تحقیق حاضر، به منظور بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن خودتراکم براساس روش تحلیلی پیشنهادی، براساس ایده‌ای جدید توسط مولفین، مقاومت فشاری بتن به شکل رابطه زیر معرفی می‌گردد.

$$\bar{f}_{cu} = k x_1^{\alpha_1} x_2^{\alpha_2} x_3^{\alpha_3} x_4^{\alpha_4} x_5^{\alpha_5} x_6^{\alpha_6} x_7^{\alpha_7} \quad (17)$$

بطوریکه k و α_1 تا α_7 ضرایب مجهولی می‌باشند که از پردازش نتایج آزمایشگاهی تعیین می‌شوند. x_1 تا x_7 نیز متغیرهای طراحی مساله می‌باشند. به این منظور از نتایج چندین نمونه آزمایشگاهی، ذکر شده در جدول (۱)، استفاده شده است [11]. در تعیین رابطه مقاومت فشاری به منظور دستیابی به نتایج مطلوب و دقیق می‌بایست از پراکندگی در نتایج آزمایشگاهی مرجع اجتناب نمود و از یک محدوده مقاومتی مناسب استفاده نمود. با حداقل نمودن خطای رابطه (۱۷) با استفاده از روش مجموع مجذور مربعات و محاسبه بهترین مقادیر

- اصلی و محدودیت‌های دیگر به عنوان قیود فرعی، با برقراری شرایط کان - تاکر جواب بهینه تعیین می‌گردد. در این روش قید مقاومت فشاری و قیود موثر، فعال فرض می‌گردند.
- فرآیند محاسبات و انجام بهینه‌سازی مطابق روش پیشنهادی که در شکل (۱) نیز نشان داده شده است، به شرح ذیل خلاصه می‌گردد:
۱. مشخص نمودن متغیرهای طراحی (مصالح مصرفی بتن)، ضرایب هزینه و رابطه‌سازی تابع هدف.
 ۲. تعیین رابطه مقاومت فشاری مطابق رابطه شماره (۱۷) بر حسب متغیرهای طراحی .
 ۳. انتخاب قیود مهم و فعال مانند قید مقاومت فشاری
- که نقش اساسی در فرآیند بهینه‌سازی دارند.
۴. تشکیل تابع لاگرانژین برای تابع هدف و قیود طراحی.
 ۵. اعمال شرایط کان - تاکر براساس تابع لاگرانژین
 ۶. حل معادلات کان - تاکر و تعیین طرح اختلاط نامزد بهینگی
 ۷. کنترل کلیه قیود مساله. در صورت برآورده شدن قیود، عملیات متوقف می‌گردد و در صورت نقض یک یا چند قید، قیود فعال اصلاح شده و مراحل از گام چهارم تکرار می‌شود.
 ۸. تعیین طرح بهینه.

جدول ۱ مقادیر طرح اختلاط آزمایشگاهی مرجع [۱۱] و خطای رابطه برازش شده

درصد خطا	خطا	مقاومت فشاری طبق رابطه (۱۸) MPa	مقاومت فشاری آزمایشگاهی MPa	عامل حباب- ساز kg/m ³	فوق روان کننده kg/m ³	سنگ‌دانه درشت kg/m ³	سنگ‌دانه ریز kg/m ³	خاکس تر بادی kg/m ³	سیمان kg/m ³	آب kg/m ³	نمونه
۶/۳۵	-۴/۳۱	۷۲/۱۱	۶۷/۸	۰/۰۶	۸	۱۰۴۹	۶۷۰/۶۵	۶۹/۵۶	۴۶۳/۷۷	۱۶۰	۱
۲/۲۲	-۱/۵۷	۷۲/۳۷	۷۰/۸	۰/۰۷	۱۰	۹۵۳/۵۷	۷۱۹/۳۶	۱۲۶/۹	۴۲۳/۱	۱۶۵	۲
۶/۹۹۵	-۴/۴	۶۷/۳	۶۲/۹	۰/۰۸	۱۲	۸۳۸/۳۷	۷۷۳/۸۸	۱۷۵/۸۶	۳۹۰/۸۱	۱۷۰	۳
۳/۶	-۲/۲۴	۶۴/۳۴	۶۲/۱	۰/۰۶	۱۰	۸۸۲/۷۹	۸۱۵	۶۷/۱۵	۴۴۸	۱۷۰	۴
۰/۵۷	-۰/۳۷	۶۴/۸۷	۶۴/۵	۰/۰۸	۱۰	۱۰۳۹/۳۹	۷۸۴/۱	۵۶/۴۳	۳۷۶	۱۶۰	۵
۱/۱۹	-۰/۷۶	۶۴/۵۶	۶۳/۸	۰/۰۶	۱۲	۹۲۴	۸۵۳	۱۰۲/۹۵	۳۴۳	۱۶۵	۶
۰/۷۹۸	۰/۵۱	۶۳/۳۹	۶۳/۹	۰/۰۷	۸	۱۰۵۶/۸۱	۶۷۵/۶۶	۱۴۲/۶	۳۱۶/۸۶	۱۷۰	۷
۴/۲۵	۳/۱۷	۷۱/۴۳	۷۴/۶	۰/۰۷	۱۰	۸۷۷	۸۰۹/۶	۱۶۵/۵۲	۳۶۷/۸۱	۱۶۰	۸
۰/۸۸	۰/۶۳	۷۰/۹۷	۷۱/۶	۰/۰۸	۱۲	۱۰۳۹/۳۹	۶۶۴/۵۳	۷۱/۷۴	۴۷۸/۲۶	۱۶۵	۹
۲/۸	۲/۰۳	۷۰/۳۷	۷۲/۴	۰/۰۶	۸	۹۳۰/۳۹	۷۰۱/۸۸	۱۳۰/۷۷	۴۳۵/۹	۱۷۰	۱۰
۴/۶۴۷	۳/۳۶	۶۸/۹۴	۷۲/۳	۰/۰۶	۱۲	۹۸۵	۷۴۳/۱	۱۵۰/۴۷	۳۳۴/۳۸	۱۶۰	۱۱
۵/۹۵۵	۴/۲۴	۶۶/۹۶	۷۱/۲	۰/۰۷	۸	۹۰۸/۹۳	۸۳۹	۶۵/۲۲	۴۳۴/۷۸	۱۶۵	۱۲
۲/۶۳	۱/۸۵	۶۸/۳۵	۷۰/۲	۰/۰۸	۱۰	۱۰۳۶/۲۵	۶۶۲/۵۲	۱۱۸/۸۸	۳۹۶/۲۷	۱۷۰	۱۳
۳/۹۲	-۲/۵۴	۶۷/۳۴	۶۴/۸	۰/۰۸	۸	۹۵۱/۸۵	۸۷۸/۶۴	۹۹/۷۹	۳۳۲/۶۴	۱۶۰	۱۴
۳/۷۷۵	-۲/۴۵	۶۷/۳۵	۶۴/۹	۰/۰۶	۱۰	۱۱۰۷/۷۵	۷۰۸/۲۴	۱۳۸/۴	۳۰۷/۵۵	۱۶۵	۱۵
۲/۳۰۹	۱/۴۸	۶۲/۶۲	۶۴/۱	۰/۰۷	۱۲	۱۰۱۰/۲۷	۷۶۲/۲	۵۹/۹۳	۳۹۹/۵۳	۱۷۰	۱۶



شکل ۱ الگوریتم روش پیشنهادی

مشاهده خواهد شد که فعال بودن این قیود سبب دستیابی به حداقل مقدار تابع هدف و به عبارتی تعیین طرح اختلاط بهینه می‌گردد. زیرا حد بالای نسبت حجمی آب به مصالح سیمانی، کمترین مقادیر سیمان و پوزولان را که بهینه هستند، نتیجه می‌دهد و فعال شدن قید مقاومت فشاری موجب حصول حداقل مقدار ممکن برای سنگ‌دانه ریز و سنگ‌دانه درشت به منظور تامین مقاومت فشاری مورد نیاز خواهد شد. معادله مقاومت فشاری بدست آمده مطابق رابطه (۱۸) نشان می‌دهد که ضرایب متغیرهای طراحی شماره یک (وزن

در بررسی تحقیقات مختلف انجام گرفته در بتن خودتراکم [1, 2, 4, 9, 11, 14, 19, 21]، بخصوص بهینه نمودن طرح اختلاط با هدف دستیابی به حداکثر مقاومت فشاری، مشخص گردید که موثرترین قیود به منظور دستیابی به طرح اختلاط بهینه بتن خودتراکم با مقاومت بالا، قیود مقاومت فشاری و نسبت حجمی آب به مصالح سیمانی می‌باشند. از این رو به منظور اجرای فرایند طرح بهینه نسبتهای مصالح مصرفی بتن مطابق روش پیشنهادی، قیود مقاومت فشاری و نسبت حجمی آب به مصالح سیمانی فعال فرض می‌شوند. در ادامه

صورت زیر بیان نمود.

$$f(x) = c_2x_2 + c_3x_3 + c_4x_4 + c_5x_5 + c_0 \quad (20)$$

بطوریکه c_0 برابر است با:

$$c_0 = c_1x_{1opt} + c_6x_{6opt} + c_7x_{7opt} \quad (21)$$

باتوجه به تابع هدف، رابطه (۲۰) و قید مقاومت فشاری، رابطه (۳) و قید نسبت حجمی آب به مصالح سیمانی، رابطه (۱۲)، تابع لاگرانژین به صورت زیر بدست می‌آید [25].

$$L(x, u_1, u_2) = c_2x_2 + c_3x_3 + c_4x_4 + c_5x_5 + c_0 + u_1(f_{cu} - k'x_2^{\alpha_2}x_3^{\alpha_3}x_4^{\alpha_4}x_5^{\alpha_5}) + u_2\left(\frac{G_C G_{FA} x_1}{G_{FA} x_2 + G_C x_3} - L_{10}^u\right) \quad (22)$$

k' نیز طبق رابطه زیر بدست می‌آید.

$$k' = k x_{1opt}^{\alpha_1} x_{6opt}^{\alpha_6} x_{7opt}^{\alpha_7} \quad (23)$$

معادلات زیر را با استفاده از شرایط کان - تاکر می‌توان برای مساله طرح اختلاط بهینه بتن خودتراکم با مقاومت بالا نوشت.

$$\frac{\partial L}{\partial x_2} = c_2 - \frac{\alpha_2 f_{cu} u_1}{x_2} - G_{FA} u_2 = 0 \quad (24)$$

$$\frac{\partial L}{\partial x_3} = c_3 - \frac{\alpha_3 f_{cu} u_1}{x_3} - G_C u_2 = 0 \quad (25)$$

$$\frac{\partial L}{\partial x_4} = c_4 - \frac{\alpha_4 f_{cu} u_1}{x_4} = 0 \quad (26)$$

$$\frac{\partial L}{\partial x_5} = c_5 - \frac{\alpha_5 f_{cu} u_1}{x_5} = 0 \quad (27)$$

$$\frac{\partial L}{\partial u_1} = f_{cu} - k' x_2^{\alpha_2} x_3^{\alpha_3} x_4^{\alpha_4} x_5^{\alpha_5} = 0 \quad (28)$$

$$\frac{\partial L}{\partial u_2} = \frac{G_C G_{FA} x_1}{G_{FA} x_2 + G_C x_3} - L_{10}^u = 0 \quad (29)$$

از حل دستگاه معادلات روابط (۲۴) و (۲۵) رابطه زیر حاصل می‌گردد.

$$(c_2 G_C - c_3 G_{FA}) + f_{cu} u_1 \left(\frac{\alpha_3 G_{FA}}{x_3} - \frac{\alpha_2 G_C}{x_2} \right) = 0 \quad (30)$$

آب، شش (وزن فوق روان کننده) و هفت (وزن افزودنی حباب‌ساز) منفی می‌باشند. باتوجه به محدوده کم تغییرات متغیرهای مذکور در طرح‌های اختلاط مرجع [11] و همچنین به دلیل اینکه مقدار تابع هدف می‌بایست حداقل گردد به شرطی که حداکثر مقاومت فشاری نیز تامین شود، بنابراین حد پائین متغیرهای مذکور به عنوان مقادیر بهینه انتخاب می‌گردد. این موضوع با مقایسه مقادیر جملات متغیرهای طراحی مذکور در تابع هدف و رابطه مقاومت فشاری (۱۸) قابل بررسی می‌باشد. این بررسی در جدول (۲) قابل مشاهده می‌باشد.

مقادیر انتخاب شده به عنوان حالت بهینه متغیرهای طراحی x_1 ، x_6 و x_7 کمترین مقدار را در تابع هدف و بطور همزمان بیشترین مقدار را در مقاومت فشاری دارند. از این رو مقادیر بهینه مقدار آب، فوق روان کننده و افزودنی حباب‌ساز به صورت زیر بدست می‌آیند.

$$x_{1opt} = 160, x_{6opt} = 8 \text{ و } x_{7opt} = 0.06 \quad (19)$$

جدول ۲ مقادیر بهینه متغیرهای طراحی x_1 ، x_6 و x_7

متغیر طراحی	محدوده تغییرات	مقدار جمله مرتبط در	
		تابع هدف	رابطه مقاومت فشاری
x_1	۱۶۰	۰/۰۱۹۹۸	۱۶۰۰
	۱۶۵	۰/۰۱۹۵	۱۶۵۰
	۱۷۰	۰/۰۱۹۱	۱۷۰۰
x_6	۸	۰/۹۷۵	۳۲۰۰۰۰
	۱۰	۰/۹۷۳	۴۰۰۰۰۰
	۱۲	۰/۹۷۱	۴۸۰۰۰۰
x_7	۰/۰۶	۱/۰۱۱۳	۱۸۰۰
	۰/۰۷	۱/۰۱۰۶	۲۱۰۰
	۰/۰۸	۱/۰۱۰۱	۲۴۰۰

باتوجه به اینکه مطابق رابطه (۱۹) مقادیر بهینه x_1 ، x_6 ، x_7 معلوم گردیدند لذا می‌توان تابع هدف را به

$$x_4 = \frac{\alpha_4}{c_4} f_{cu} u_1 \quad (37)$$

$$x_5 = \frac{\alpha_5}{c_5} f_{cu} u_1 \quad (38)$$

مطالعه موردی

به منظور نشان دادن کارایی روش پیشنهادی و صحت-سنجی نتایج، سه مثال عددی برای یافتن طرح اختلاط بهینه بتن خودتراکم با مقاومت‌های مشخصه ۶۰، ۷۵ و ۷۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مطابق روابط بدست آمده در بخش قبل، ضروریست شرایط مساله، وزن مخصوص مصالح و ضرایب هزینه واحد متغیرهای طراحی مشخص گردند. براساس قیمت روز مصالح مصرفی، قیمت واحد هر کیلوگرم برای آب ۱۰، سیمان ۱۲۵۰، خاکستر بادی ۱۱۰۰، سنگدانه ریز ۵۷، سنگدانه درشت ۵۶، فوق روان کننده ۴۰۰۰۰ و افزودنی حباب-ساز نیز ۳۰۰۰۰ در نظر گرفته شده است. همچنین وزن مخصوص آب برابر ۱، سیمان مصرفی برابر ۳/۱۲، خاکستر بادی برابر ۲/۳۶، سنگدانه ریز برابر ۲/۶۵، سنگدانه درشت برابر ۲/۶۸، فوق روان کننده ۱/۰۷ و افزودنی حباب‌ساز نیز ۱ می‌باشد [11]. وزن حجمی آب نیز برابر ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است.

با استفاده از فرمول‌بندی استاندارد بهینه‌سازی طرح اختلاط بتن، مطابق روابط و فرآیند ذکر شده در بخش قبل، سه مسئله طرح اختلاط با روش پیشنهادی حل می‌گردد. به عنوان نمونه، مسئله اول که مربوط به مقاومت مشخصه ۶۰ مگاپاسکال می‌باشد، باتوجه به شرایط حاکم بر نتایج آزمایشگاهی مرجع [11]، به صورت زیر رابطه‌سازی می‌گردد.

$$\text{Min } f(x) = 1250 x_2 + 1100 x_3 + 57 x_4 + 56 x_5 + 323400$$

$$\text{S. t: } g_1: -\bar{f}_{cu} \leq -60$$

$$g_2: x_2 + x_3 - 650 \leq 0$$

$$g_3: -x_2 - x_3 + 380 \leq 0$$

$$g_4: \frac{x_1}{x_2 + x_3} - 0.38 \leq 0$$

بدلیل اینکه $c_2 > c_3$ ، همچنین $G_C > G_{FA}$ می‌باشد و می‌بایست $u_1 \geq 0$ گردد، بنابراین مقدار پراتنز سمت راست رابطه (۳۰) باید نامثبت باشد. از این رو از برقرای رابطه مورد نظر، رابطه جدید زیر بدست می‌آید.

$$\frac{\alpha_3 G_{FA}}{x_3} - \frac{\alpha_2 G_C}{x_2} \leq 0 \quad (31)$$

رابطه (۳۱) را می‌توان به صورت رابطه زیر نیز نوشت.

$$\frac{x_3}{x_2} \geq \frac{\alpha_3 G_{FA}}{\alpha_2 G_C} \quad (32)$$

با استفاده از رابطه (۳۱) و همچنین (۲۹) روابط زیر برای متغیرهای بدست می‌آیند.

$$x_3 \geq \frac{\alpha_3}{\alpha_3 + \alpha_2} G_{FA} X_{1opt} L_{10}^u \quad (33)$$

$$x_2 \geq \frac{\alpha_2}{\alpha_3 + \alpha_2} G_C X_{1opt} L_{10}^u \quad (34)$$

باتوجه به اینکه هدف از مساله بهینه‌سازی حداقل نمودن مقدار تابع هدف، هزینه ساخت یک مترمکعب بتن خودتراکم، می‌باشد لذا حد پائین روابط (۳۳) و (۳۴) به عنوان مقادیر بهینه متغیرهای x_2 و x_3 می‌باشد. این مقادیر سبب برقراری رابطه (۲۹) شده و مقادیر بیشتر سبب عدم برقراری رابطه فوق می‌گردد. اکنون به منظور دستیابی به مقاومت مورد انتظار f_{cu} می‌بایست قید فعال مقاومت فشاری یعنی رابطه (۲۸) نیز ارضاع گردد. با جایگذاری مقادیر x_2 و x_3 و همچنین مقادیر x_4 و x_5 حاصل از روابط (۲۶) و (۲۷) در رابطه (۲۸)، مقدار u_1 مطابق رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$u_1 = \left(\frac{f_{cu}^{1-(\alpha_4+\alpha_5)}}{k \left(\frac{\alpha_4}{c_4} \right)^{\alpha_4} \left(\frac{\alpha_5}{c_5} \right)^{\alpha_5}} \right)^{\frac{1}{\alpha_4+\alpha_5}} \quad (35)$$

مقدار k'' نیز از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$k'' = k' x_2^{\alpha_2} x_3^{\alpha_3} \quad (36)$$

سپس با استفاده از رابطه (۳۵) و همچنین روابط (۲۶) و (۲۷)، متغیرهای طراحی x_4 و x_5 مطابق روابط زیر محاسبه می‌گردند.

های مشابه در نتایج آزمایشگاهی، جدول (۳)، مقایسه گردیدند. مقادیر مقاومت فشاری ۶۰، ۶۵ و ۷۰ مگاپاسکال مربوط به روش پیشنهادی و مقادیر ۶۲/۱، ۶۴/۹ و ۷۰/۲ به ترتیب نزدیکترین طرح‌های بهینه آزمایشگاهی، از نظر مقاومت فشاری، به مقاومت‌های مورد انتظار در مثال‌های روش پیشنهادی می‌باشند.

باتوجه به جدول (۳)، از مقایسه نتایج طرح اختلاط بهینه بتن خودتراکم در شرایط آزمایشگاهی مرجع [11] با روش پیشنهادی با استناد به محدودیتهای روش مرجع مشاهده می‌گردد که در تمامی حالات مقاومت فشاری مورد انتظار، هزینه تولید یک مترمکعب بتن براساس روش پیشنهادی کمتر می‌باشد.

هرچند مقادیر آب مصرفی در نتایج آزمایشگاهی مرجع در محدوده ۱۶۰ تا ۱۷۰ کیلوگرم در نظر گرفته شده است و مقدار بهینه آب نیز باتوجه به شرایط طرح-های اختلاط آزمایشگاهی مرجع [11] و رابطه مقاومت فشاری، رابطه (۱۸)، ۱۶۰ کیلوگرم در مترمکعب بدست آمده، ولیکن باتوجه به اینکه در برخی مراجع [23] حد پائین آب مورد نیاز در بتن خودتراکم ۱۵۰ کیلوگرم در مترمکعب معرفی شده است، از این رو با انتخاب مقدار بهینه آب برابر ۱۵۰ کیلوگرم در مترمکعب، بهینه‌سازی را مجدداً انجام می‌دهیم. پس از حل مساله، مطابق جداول (۳) و (۴)، نتایج بهینه‌سازی نشان می‌دهد که در حداقل مقدار ممکن آب مصرفی، $x_{1opt} = 150 \text{ kg/m}^3$ ، ضمن برآورده شدن کلیه قیود طراحی، کمترین مقدار تابع هدف نیز حاصل می‌گردد.

طرح اختلاط بهینه بتن خودتراکم با مقاومت بالای حاوی پودر خاکستر بادی برای مقاومت‌های مورد انتظار ۶۰، ۶۵ و ۷۰ مگاپاسکال محاسبه و در جدول (۴) نمایش داده شده است. در این حالت، قید حد پائین حجم خمیر، g_{13} ، که یکی از قیود اصلی در تامین خواص بتن تازه و سخت شده در بتن خودتراکم می‌باشد، در مقادیر بسیار نزدیک به حد پائین (کمی بیشتر) ارضاء می‌گردد. به عبارتی قید حد پائین حجم خمیر نیز

$$g_5 : -\frac{x_1}{x_2 + x_3} + 0.3 \leq 0$$

$$g_6 : x_1 \leq 120$$

$$g_7 : -x_1 \leq 150$$

$$g_8 : \frac{x_4}{x_4 + x_5} - 0.48 \leq 0$$

$$g_9 : -\frac{x_4}{x_4 + x_5} + 0.39 \leq 0$$

$$g_{10} : \frac{7.3632x_1}{2.36x_2 + 3.12x_3} - 1.0 \leq 0$$

$$g_{11} : -\frac{7.3632x_1}{2.36x_2 + 3.12x_3} + 0.9 \leq 0$$

$$g_{12} : \frac{1}{1000} \left(x_1 + \frac{x_2}{3.12} + \frac{x_3}{2.36} + \frac{x_6}{1.07} + x_7 \right) - 0.38 \leq 0$$

$$g_{13} : -\frac{1}{1000} \left(x_1 + \frac{x_2}{3.12} + \frac{x_3}{2.36} + \frac{x_6}{1.07} + x_7 \right) + 0.3 \leq 0$$

$$g_{14} : \frac{1}{1000} \left(x_1 + \frac{x_2}{3.12} + \frac{x_3}{2.36} + \frac{x_4}{2.65} + \frac{x_5}{2.68} + \frac{x_6}{1.07} + x_7 \right) - 1 \leq 0$$

فرضیات و مقادیر ضرایب و قیود طراحی مسئله دوم و سوم به جز قید مقاومت فشاری با مسئله اول یکسان می‌باشند. قید مقاومت فشاری در مسئله دوم و سوم به ترتیب، $g_1: -\bar{f}_{cu} \leq -70$ و $g_1: -\bar{f}_{cu} \leq -65$ می‌باشد.

طرح بهینه برای مقاومت فشاری $f_{cu} = 60 \text{ MPa}$ ، برای محدوده‌های $f_{cu} = 70 \text{ MPa}$ و $f_{cu} = 65 \text{ MPa}$ آب مصرفی در نتایج آزمایشگاهی [11]، انجام گردید. طراحی بهین برای هر سه مساله براساس روش تحلیلی پیشنهادی، می‌بایست کلیه قیود را، قیود g_1 تا g_{14} ارضاء نماید بطوریکه تابع هدف نیز کمترین مقدار را داشته باشد. با توجه به اینکه نتایج بهینه‌سازی با روش پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی مرجع [11] مقایسه می‌گردند، از این رو محدوده آب مصرفی مطابق نسبتهای آب بدست آمده در مرجع مذکور در نظر گرفته شده است. نتایج بهینه براساس روش پیشنهادی با مقاومت-

تقریباً به صورت فعال ارضاء می‌گردد.

$$g_{13} : -\frac{1}{1000} \left(150 + \frac{350.87}{3.12} + \frac{88.6}{2.36} + \frac{8}{1.07} + 0.06 \right)$$

$$+0.3 = -0.0075 \leq 0$$

در شکل شماره (۲) طرح بهین بدست آمده از

روش پیشنهادی برای مقاومتهای مشخصه ۶۰، ۶۵ و ۷۰ مگاپاسکال در دو حالت محدوده آب مصرفی مطابق مرجع [11] و حد پائین آب مصرفی مطابق ادبیات تحقیق [23]، با نتایج آزمایشگاهی [11] مقایسه گردیده است. نتایج نشان داد که استفاده از روش تحلیلی پیشنهادی ضمن آوردن کمترین مقدار تابع هدف، منجر به ارائه نسبتهای بهینه مصالح مصرفی بتن خودتراکم با مقاومت بالا می‌گردد.

به منظور اطمینان از درستی نتایج بدست آمده، تحلیل پس بهینگی نیز انجام گرفت. در تحلیل پس بهینگی که پس از بدست آوردن طرح بهین انجام می‌گردد مقادیر متغیرهای طراحی به مقدار جزئی کاهش و افزایش داده می‌شوند. سپس در هر دو حالت، کاهش و افزایش، مقدار تابع هدف تعیین و قیود نیز کنترل می‌گردند. اگر برخی قیود نقض و یا مقدار تابع هدف افزایش یابد بیانگر این است که طرح بهین بدست آمده بهترین طرح ممکن می‌باشد. در این تحقیق پس از انجام تحلیل پس بهینگی مشخص گردید در صورت

کاهش جزئی در نسبتهای بهینه، مقادیر جدول (۴)، قید حد پائین حجم خمیر برقرار نمی‌باشد.

$$g_{13} : -\frac{1}{1000} \left(145 + \frac{340}{3.12} + \frac{86}{2.36} + \frac{7.76}{1.07} + 0.058 \right) + 0.3 = 0.0023 > 0$$

همچنین با افزایش جزئی در نسبتهای بهینه، مقدار تابع هدف افزایش می‌یابد. در نتیجه در هر دو حالت، مساله غیر بهینه می‌گردد. بنابراین نسبتهای بدست آمده برای مقاومت‌های هدف، جدول (۴)، طرح اختلاط بهینه می‌باشند.

نتیجه بهینه‌سازی مشخص نمود که با استفاده از روش تحلیلی پیشنهادی می‌توان نسبتهای بهینه‌ای برای طرح اختلاط بتن‌های خودتراکم با مقاومت‌های بالای حاوی خاکستر بادی ارائه نمود به نحوی که با حداقل مقادیر آب و مواد سیمانی تولید گردیده و هزینه تولید نیز کمترین مقدار را داشته باشد. مقایسه هزینه‌های ساخت بتن، شکل (۲)، مشخص نمود که هزینه ساخت در طرح بهینه نهایی با روش پیشنهادی، نسبت به طرح بهینه روش پیشنهادی براساس شرایط داده‌های آزمایشگاهی ۳/۶ درصد کاهش و بطور میانگین نسبت به طرح اختلاط بهینه آزمایشگاهی [11] نیز ۱۳/۱۴ درصد کاهش می‌یابد.

جدول ۳ نتایج بهینه‌سازی براساس محدوده آب مصرفی در نتایج آزمایشگاهی مرجع [11]

مقاومت فشاری MPa	آب kg/m^3	سیمان kg/m^3	خاکستر بادی kg/m^3	سنگ‌دانه ریز kg/m^3	سنگ‌دانه درشت kg/m^3	فوق روان کننده kg/m^3	عامل حباب‌ساز kg/m^3	هزینه (ریال)
۶۰	۱۶۰	۳۷۴/۲۶	۹۴/۵۱	۶۳۱/۸۹	۹۵۵/۵۷	۸	۰/۰۶	۹۸۴۷۱۶
۶۲/۱	۱۷۰	۴۴۸	۶۷/۱۵	۸۱۵	۸۸۲/۷۹	۱۰	۰/۰۶	۱۱۳۳۲۵۶
۶۵	۱۶۰	۳۷۴/۲۶	۹۴/۵۱	۶۶۹/۲۸	۱۰۱۲/۱۲	۸	۰/۰۶	۹۹۰۰۱۴
۶۴/۹	۱۶۵	۳۰۷/۵۵	۱۳۸/۴	۷۰۸/۲۴	۱۱۰۷/۷۵	۱۰	۰/۰۶	۱۰۴۲۵۳۱
۷۰	۱۶۰	۳۷۴/۲۶	۹۴/۵۱	۷۰۵/۸۸	۱۰۶۷/۴۷	۸	۰/۰۶	۹۹۵۱۹۹
۷۰/۲	۱۷۰	۳۹۶/۲۷	۱۱۸/۸۸	۶۶۲/۵۲	۱۰۳۶/۲۵	۱۰	۰/۰۸	۱۱۲۵۹۹۹

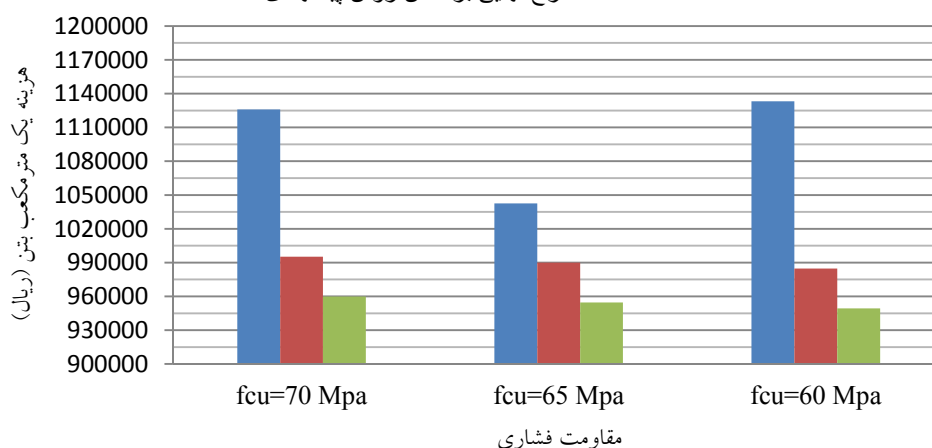
جدول ۴: نتایج نهایی طرح اختلاط بهینه بتن برای مقاومتهای فشاری ۶۰، ۶۵ و ۷۰ مگاپاسکال

مقاومت فشاری MPa	آب kg/m ³	سیمان kg/m ³	خاکستر بادی kg/m ³	سنگ‌دانه ریز kg/m ³	سنگ‌دانه درشت kg/m ³	فوق روان کننده kg/m ³	عامل حباب‌ساز kg/m ³	هزینه (ریال)
۶۰	۱۵۰	۳۵۰/۸۷	۸۸/۶	۶۳۴/۷۱	۹۵۹/۸۳	۸	۰/۰۶	۹۴۹۲۷۶
۶۵	۱۵۰	۳۵۰/۸۷	۸۸/۶	۶۷۲/۲۷	۱۰۱۶/۶۴	۸	۰/۰۶	۹۵۴۵۹۹
۷۰	۱۵۰	۳۵۰/۸۷	۸۸/۶	۷۰۹	۱۰۷۲/۲۳	۸	۰/۰۶	۹۵۹۸۰۵

■ نتایج آزمایشگاهی مرجع [۱۱]

■ روش پیشنهادی با محدودهای مورد استناد مرجع [۱۱]

■ طرح نهایی براساس روش پیشنهادی



شکل ۲: مقایسه نتایج طرح بهینه بتن خودتراکم

نتیجه‌گیری

بتن کاربرد دارد و به عبارتی یک روش عمومی و قابل تعمیم می‌باشد. در این تحقیق، مولفین به منظور معرفی روش، آن را برای بتن خودتراکم با مقاومت بالای حاوی خاکستر بادی استفاده نمودند. در فرآیند بهینه‌سازی بتن خودتراکم به روش پیشنهادی، مهمترین قیود طراحی، قید مقاومت فشاری و همچنین قید نسبت حجمی آب به مواد سیمانی بودند. همچنین در طرح بهینه نسبتهای مصالح مصرفی بتن خودتراکم با مقاومت بالای حاوی خاکستر بادی، نسبتهای بهینه آب و سیمان، حداقلهای ممکن مورد نیاز در بتنهای خودتراکم بدست آمدند. در تعیین رابطه مقاومت فشاری نیز به منظور دستیابی به نتایج مطلوب و دقیق می‌بایست از پراکندگی در نتایج آزمایشگاهی مرجع اجتناب نمود و از یک محدوده مقاومتی مناسب استفاده نمود. مقایسه هزینه‌های ساخت بتن مشخص نمود که هزینه ساخت در طرح بهینه نهایی با روش پیشنهادی،

در این تحقیق به منظور طراحی بهین نسبتهای اختلاط مصالح بتن یک روش تحلیلی جدید با معرفی رابطه خاصی بین مقاومت فشاری و نسبتهای اختلاط، متغیرهای طراحی، براساس مفاهیم ریاضی بهینه‌سازی شامل تابع لاگرانژین و شرایط کان-تاکر و با استفاده از نتایج آزمایشگاهی معتبر پیشنهاد گردید. ویژگی مهم روش پیشنهادی، رابطه قید مقاومت فشاری می‌باشد که بصورت یک تابع نمایی نسبت به متغیرهای طراحی معرفی گردیده است. تعریف رابطه مقاومت فشاری بصورت نمایی سبب می‌گردد پس از تشکیل تابع لاگرانژین، در بررسی شرایط کان-تاکر، مساله بهینه‌سازی بطور کامل بصورت تحلیلی و براساس روابط ریاضی قابل حل باشد و نیازی به استفاده از روشهای رایانه‌ای نباشد. ویژگی دیگر روش پیشنهادی این است که تنها مختص بتن خودتراکم نمی‌باشد، بلکه برای انواع

نسبت به طرح بهینه روش پیشنهادی براساس شرایط
داده‌های آزمایشگاهی، ۳/۶ درصد کاهش و بطور
میانگین نسبت به طرح اختلاط بهینه آزمایشگاهی مرجع

مراجع

1. Okamura, H. and Ozawa, K., "Mix Design for Self-Compacting Concrete", *Concrete Library of JSCE* No. 25, pp. 107–120, (1995).
2. Su, N, Hsu, K. and Chai, H. W., "A Simple Mix Design Method for Self-compacting Concrete", *Cement and Concrete research*, Vol. 31, No. 12, pp. 1799–1807, (2001).
3. Ghezal, A. and Khayat, K. H., "Optimizing Self-consolidating Concrete with Limestone Filler by using Statistical Factorial Design Methods", *Materials Journal*, Vol. 99, No. 3, pp. 264–272, (2002).
4. Okamura, H. and Ouchi, M., "Self-compacting Concrete", *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 1, No. 1, pp. 5–15, (2003).
5. EN., "The European Guidelines for Self-compacting Concrete Specification, Production and Use", European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems, (2005).
6. Demone, P.L., "Self-compacting Concrete: An Analysis of 11 years of Case Studies", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 28, No. 2, pp. 197–208, (2006).
7. ACI Committee-237., "Self-consolidating Concrete", American Concrete Institute, (2007).
8. ICAR Institute., "Aggregate in Self-consolidating Concrete", Research Report, 108-2f, March, (2007).
9. Bhattacharya, A., Ray, I. and Davalos, J. F., "Effects of Aggregate Grading and Admixture/Filler on Self-consolidating Concrete", *Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. 2, pp. 89–95, (2008).
10. Aggarwal, P., Siddique, R., Aggarwal, Y. and Gupta, S. M., "Self-compacting Concrete-procedure for Mix Design", *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies*, Vol. 7, No. 12, pp. 15–24, (2008).
11. Ozbay, E., Oztas, A., Baykasoglu, A. and Ozbebek, H., "Investigating Mix Proportions of High Strength Self Compacting Concrete by using Taguchi Method", *Construction and Building Materials*, Vol. 23, pp. 694–702, (2009).
12. Murali, T. M. and Kandasamy, S., "Mix Proportioning of High Performance Self-Compacting Concrete using Response Surface Methodology", *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 3, pp. 93–97, (2009).
13. Shen, J., Yurtdas, I. and Diagana, M., "Contribution to Mix Design Method of Self-compacting

- Concrete (SCCS): Case of Pre-cast Industry", in Proceeding, *SCC 2010 Conference*, pp. 76–85, (2010).
14. Kheder, G. F. and Al Jadiri, R. S., "New Method for Proportioning Self-Consolidating Concrete Based on Compressive Strength Requirements", *ACI Materials Journal*, Vol. 107, No. 5, pp. 490–497, (2010).
 15. Türkel, S. and Kandemir, A., "Fresh and Hardened Properties of SCC Made with Different Aggregate and Mineral Admixtures", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 22, No. 10, pp. 1025–1032, (2010).
 16. Uysal, M. and Sumer, M., "Performance of Self-compacting Concrete Containing Different Mineral Admixtures", *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 11, pp. 4112–4120, (2011).
 17. Uysal, M. and Yilmaz, K., "Effect of Mineral Admixtures on Properties of Self-compacting Concrete", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 33, No. 7, pp. 771–776, (2011).
 18. Bakhtiyari, S., Allahverdi, A., Rais-Ghasemi, M., Ramezaniapour, A. A., Parhizkar, T. and Zarrabi, B. A., "Mix Design, Compressive Strength and Resistance to Elevated Temperature (500 C) of Self-compacting Concretes Containing Limestone and Quartz fillers", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, No. 3, pp. 215–222, (2011).
 19. Al Sarraf, S. Z., Hamoodi, M. J. and Ihsan, M. A., "High Strength Self-compacted Concrete Mix Design", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 2, No. 4, pp. 83–92, (2013).
 20. Dubey, R. and Kumar, P., "An Empirical Approach to Design Optimized Self-Compacting Concrete Mixes", *Advances in Civil Engineering Materials*, Vol. 3, No. 2, pp. 76–103, (2014).
 21. Shi, C., Wu, Z., Lv, K. X. and Wu, L., "A Review on Mixture Design Methods for Self-compacting Concrete", *Construction and Building Materials*, Vol. 84, pp. 387–398, (2015).
۲۲. "مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه." وزارت راه و شهرسازی، دفتر مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم، (۱۳۹۲).
23. EFNARC., "Specification Guidelines for Self-compacting Concrete", European Federation of Producers and Contractors of Specialist Products for Structures, (2001).
 24. Okamura, H., Ozawa, K. and Ouchi, M., "Self-compacting Concrete", *Structural Concrete Journal*, Vol. 1, No. 1, pp. 3–17, (2000).
 25. Arora, J. S., "Introduction to Optimum Design", New York: McGraw-Hill, (1989).

تأثیر الگوی بارگذاری جانبی مختلف بر موقعیت بهینه مهار بازویی و کمر بند خربایی در ساختمان‌های بلند*

(یادداشت پژوهشی)

بهناز حیدری قبادی اسکى^(۱) حمیدرضا توکلی^(۲) حامد حمیدی^(۳) رضا رهگذر^(۴)

چکیده در این پژوهش تأثیر الگوی بارگذاری گسترده جانبی مستطیلی، مثلثی و ذوزنقه‌ای بر موقعیت بهینه مهار بازویی و کمر بند خربایی با استفاده از معیار انرژی مورد بررسی قرار گرفته است. اثر سیستم مهار بازویی، کمر بند خربایی بر هسته مهاربندی به صورت فنر پیش‌فشار در محل قرارگیری مهار بازویی و کمر بند خربایی در نظر گرفته شده است. محل بهینه فنر، با ماکزیم شدن انرژی جذب شده توسط فنر بدست می‌آید. موقعیت بهینه مهار بازویی و کمر بند خربایی تحت تأثیر سه نوع الگوی بارگذاری جانبی برای سازه‌ای با یک، دو، سه و چهار مهار بازویی و کمر بند خربایی محاسبه شده است. نتایج حاصله با استفاده از روش پیشنهادی با نتایج بدست آمده از آنالیز کامپیوتری، برای یک ساختمان بلند ۶۰ طبقه مقایسه شده است. نتایج بدست آمده بیانگر دقت قابل قبول روش پیشنهادی می‌باشد که به تخمین خوبی از پاسخ سازه واقعی منجر می‌گردد.

واژه‌های کلیدی الگوی بارگذاری جانبی، موقعیت بهینه، مهار بازویی و کمر بند خربایی، ساختمان‌های بلند، معیار انرژی.

The Effect of Lateral Load Pattern on Optimum Location of Outrigger and Belt Truss in Tall Buildings

B. Heidary GhobadiAski

H. R. Tavakoli

H. Hamidi

R. Rahgozar

Abstract In this paper, the effect of rectangular, triangular and trapezoidal lateral loadings pattern on the optimum location of outrigger and belt truss based on energy concept have been investigated. The effect of outrigger-belt truss on shear core system response is modeled by a rotational spring at the outrigger-belt truss location. Optimum location of this spring is obtained when energy absorbed by the spring is maximized. Optimum location of outrigger and belt truss under the effect of three types of lateral loadings pattern for structure with one, two, three and four outriggers and belt trusses is calculated. Results obtained from the proposed method for 60 story tall building are compared to those obtained using a standard finite element computer package. The approximate analyses are found to yield reasonable results and give a fairly good indication of actual structure's response.

Key Words Lateral Loading Pattern, Optimum Location, Outrigger and Belt Truss, Tall Buildings, Energy Criterion.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۵/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۶/۲۷ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

Email: tavakoli@nit.ac.ir

(۲) نویسنده مسئول: استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۳) استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۴) استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان.

مقدمه

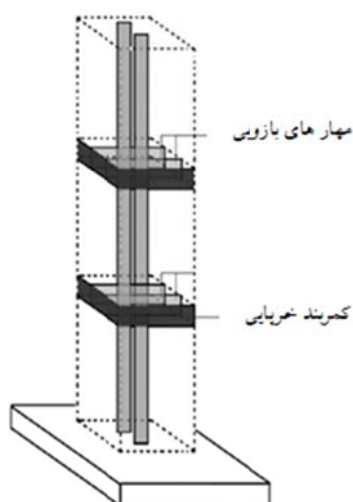
ساختمان‌های بلند ته تنها نماد رونق اقتصادی و پیشرفت اجتماعی هستند، بلکه ترکیبی از مهندسی سستی و تکنولوژی‌های نوین می‌باشند [1]. با افزایش جمعیت و عدم فضاهای باز کافی، ساخت ساختمان‌های بلند روز به روز محبوب‌تر می‌شوند و با وجود چالش‌های طراحی پیش رو، ساخت‌وساز و هزینه‌های زیاد همچنان به‌طور چشمگیری در سراسر جهان در حال ساخت هستند. رشد و توسعه ساختمان‌های بلند مستلزم عوامل مختلفی از قبیل اقتصاد، زیبایی شناسی، فناوری، مقررات شهری و سیاست است که در این میان اقتصاد، اصلی‌ترین فاکتور کنترل کننده می‌باشد [2].

سیستم‌های دوگانه یا سه‌گانه در ساختمان‌های بلند که شامل دو یا سه المان سازه‌ای همچون قاب و دیوارهای برشی هستند، برای بدست آمدن یک سازه مقاوم در برابر باد و زلزله‌های قوی مورد استفاده قرار می‌گیرند [1].

کنترل تغییر مکان جانبی و لنگر فونداسیون در هسته‌ی یک ساختمان بلند تحت بارهای جانبی، دو نگرانی اصلی در طراحی ساختمان‌های بلند شده است. سیستم‌های سازه‌ای مختلفی برای کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان‌های بلند ابداع شدند. سیستم مهار بازویی و کمربند خربایی معمولاً به عنوان یکی از سیستم‌های موثر برای کنترل دررفت در اثر بارهای جانبی می‌باشد به‌طوری که در هنگام بارگذاری، آسیب‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای به حداقل برسند. این سیستم همچنین به عنوان یکی از موثرترین روش‌های افزایش سختی سازه‌ای ساختمان‌های بلند در نظر گرفته شده و در چند دهه‌ی اخیر به‌طور گسترده‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است [3-9]. یکی از مزایای استفاده از مهار بازویی و کمربند خربایی در ساختمان، افزایش سختی سازه‌ای و کنترل دررفت بین طبقات تحت بارهای جانبی می‌باشد. علاوه بر این لنگر واژگونی نیز می‌تواند بین قاب پیرامونی و دیوارهای هسته مرکزی،

توسط مهارهای بازویی متعادل شود [1].

سیستم مهار بازویی و کمربند خربایی، شکل اصلاح شده‌ی قاب‌های مهاربندی و قاب با دیوار برشی می‌باشد. در این سیستم مهندسان با استفاده از مهارهای بازویی، هسته را به ستون‌های خارجی متصل می‌کنند (شکل ۱).



شکل ۱ سیستم مهاربازویی - کمربند خربایی [11]

بنابراین ستون‌ها علاوه بر عملکرد سستی تحمل بارهای ثقلی، از حرکات جانبی ساختمان جلوگیری می‌کنند [10]. در سال ۱۹۷۴ اولین ساختمان با این سیستم سازه‌ای ساخته شده است، که ساختمان فلزی فرست ویسکانسین سنتر واقع در میلوکی در کشور نیویورک بوده است. این ساختمان ۴۲ طبقه دارای سه کمربند خربایی است که در پایین، وسط و بالای ساختمان واقع شده‌اند. تجهیزات مکانیکی نیز در طبقات دارای کمربندهای خربایی واقع شده‌اند [11].

مطالعه پارامتریک برای طراحی بهینه ساختمان‌های بلند اهمیت بسیاری دارد. از آنجایی که معمولاً مطالعات پارامتریک شامل تعداد زیادی آنالیز هست و در صورت استفاده از مدل‌های پیچیده اجزای محدودی، زمان اجرای برنامه افزایش خواهد یافت، لذا مدل‌های ساده شده بسیار مورد علاقه مهندسان و محققان هستند [12].

چهار مهاربازویی و کمربندخرپایی تحت بارهای گسترده یکنواخت، مثلثی و دوزنقه‌ای می‌باشد. توسعه تحقیقات شامل: اولاً تغییر الگوی بارگذاری به شکل دوزنقه‌ای و ثانیاً تعیین محل بهینه‌ی بیش از یک مهاربازویی و کمربندخرپایی استفاده شده در ساختمان بلند می‌باشد. با توجه به اینکه اکثر تحقیقات انجام شده بر پایه بار جانبی مستطیلی شکل می‌باشند، لذا در این تحقیق، الگوی بارگذاری جانبی دوزنقه‌ای نیز برای نزدیک‌تر شدن به ماهیت واقعی بار باد لحاظ شده است. با توجه به این‌که در اکثر آیین‌نامه‌های بارگذاری، توزیع بار جانبی باد را به صورت سهمی در نظر می‌گیرند، بدین منظور با تقریب مناسبی بار جانبی دوزنقه‌ای نیز منظور شده است.

به منظور بررسی دقت نتایج حاصله از مدل ساده شده، یک مدل پیچیده با استفاده از برنامه ایتبس ساخته شده است. براساس مقایسه نتایج بدست‌آمده از نمودارها، دقت روش بکار رفته سنجیده شده است. در این مقاله فرمول بندی مدل ساده شده ارائه شده است و دقت و کارآمدی آن نیز گزارش شده است.

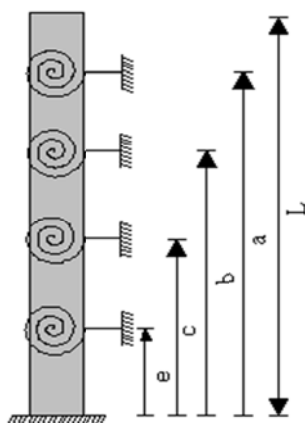
تعریف سیستم مهار بازویی - کمربند خرپایی و فرضیات مدلسازی

از لحاظ سازه‌ای اسکلت اولیه یک ساختمان بلند می‌تواند به عنوان یک تیر طره قائم با پایه گیردار در زمین مشاهده شود و به صورت یک تیر قوطی شکل طره مدل شود. محل کمربندخرپایی و مهار بازویی تأثیر مستقیمی روی کارآمدی کنترل تغییر مکان افقی در ساختمان‌های بلند دارد. محل مناسب کمربندخرپایی و مهار بازویی در به حداقل رساندن تغییر مکان افقی و کاهش لنگرهای گیرداری کارآمدتر خواهد بود [18].

بدین منظور یک مدل ساده شده تیر طره برای ساختمان‌های بلند توسعه داده شده است. در این مدل، هسته به عنوان تیر طره و مهارهای بازویی به عنوان

اولین بار تارانا (۱۹۷۵)، مهار بازویی را به صورت یک تیر صلب مدل نمود و محل بهینه مهار بازویی و کمربند خرپایی را، تحت بار گسترده یکنواخت محاسبه کرده و پیشنهاد داد که محل بهینه‌ی یک مهاربازویی، نزدیک به میانه ارتفاع ساختمان (0.455) ارتفاع کل ساختمان از بالا) باشد [3]. استافورد اسمیت و ایروان سلیم (۱۹۸۱)، صلبیت خمشی مهار بازویی را وارد محاسبات کرده و موقعیت بهینه را تحت بار گسترده یکنواخت محاسبه نمودند. در مطالعات آن‌ها محل‌های بهینه مهارهای بازویی، کاهش دررفت بالای ساختمان و لنگر پایه، با یک پارامتر بی بعد که تابعی از نسبت‌های صلبیت خمشی سیستم هسته به ستون و سیستم هسته به مهاربازویی می‌باشد، بیان شده است [5]. روتنبرگ و تال (۱۹۸۶)، نتایج یک ارزیابی روی کاهش دررفت، برای سازه‌هایی با مهارهای بازویی صلب، را ارائه دادند و محل بهینه را تحت بار گسترده مثلثی و متمرکز محاسبه نمودند [13]. هاندر کمپ و باکر (۲۰۰۳)، علاوه بر صلبیت خمشی مهار بازویی و هسته، صلبیت برشی را نیز لحاظ کرده و محل بهینه یک سازه شامل قاب مهاربندی با مهاربازویی را تحت بار گسترده یکنواخت محاسبه نمودند [14,15]. خیرالدین و میراسمعیل (۱۳۸۹)، موقعیت بهینه را با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های خمشی و برشی مهار بازویی و هسته و تغییر شکل‌های محوری ستون‌های خارجی محاسبه نمودند [16]. رهگذر و جهانشاهی (۲۰۱۳)، روشی برای تعیین محل بهینه یک مهاربازویی و کمربند خرپایی با استفاده از ماکزیمم کردن انرژی کرنشی سیستم مهار بازویی و کمربند خرپایی ارائه نمودند و محل بهینه را با صفر قرار دادن مشتق معادله انرژی نسبت به محل قرارگیری سیستم مهاربازویی محاسبه کردند [۱۷].

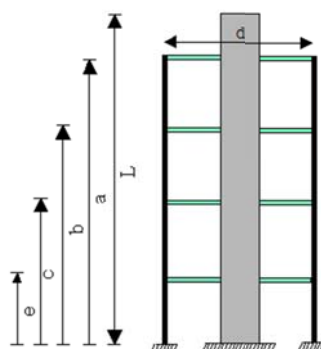
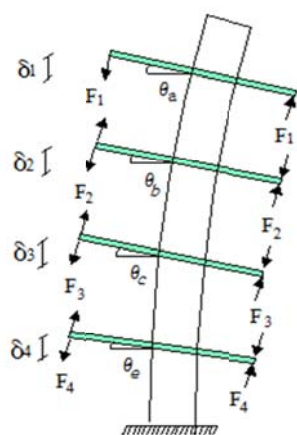
هدف این کار پژوهشی گسترش تحقیقات انجام شده رهگذر و جهانشاهی، مرتبط با یافتن محل بهینه



شکل ۲ مدل تحلیلی سازه بلند با چهار مهار بازویی و کمر بند خرابایی

محاسبه چرخش فنرها

محاسبه روابط چرخش‌های مهارهای بازویی. اگر A سطح مقطع ستون‌های خارجی و E مدول الاستیسیته هسته مرکزی باشد باتوجه به شکل (۳) داریم:



شکل ۳ معادل سازی لنگر فنرهای پیچشی با کوپل نیروها

اجسام صلب در نظر گرفته شدند [۱۷].

اثر مهارهای بازویی و کمربندهای خرابایی روی هسته مرکزی با فنرهای پیچشی در محل مهارهای بازویی و کمربندهای خرابایی مدل شده‌اند [۱۷]. محل بهینه فنر، زمانی که انرژی جذب شده توسط فنرها ماکزیمم شود بدست می‌آید [۱۶]. با حل مشتق معادلات انرژی نسبت به محل قرارگیری فنرها از پای سازه توسط نرم‌افزار متلب، بهترین مکان مهارهای بازویی و کمربندهای خرابایی بدست آمده است.

فرضیات حاکم بر مدلسازی، با کمک گرفتن از روش ارائه شده تارانا [۱۷] و رهگذر و همکاران [۱۶] به شرح زیر می‌باشد:

۱. رفتار سازه الاستیک خطی است.
۲. خواص هندسی مقطع هسته، ستون‌ها و مهارهای بازویی در راستای ارتفاع یکنواخت می‌باشد.
۳. مهارهای بازویی به صورت صلب به هسته و به صورت مفصلی به ستون‌های خارجی متصل هستند.
۴. مهارهای بازویی صلب در نظر گرفته شده‌اند.
۵. اثرات مهارهای بازویی و کمربندهای خرابایی در تراز متصل به هسته به صورت فنر پیچشی در نظر گرفته شده‌اند.

آنالیز سازه با چهار مهار بازویی و کمر بند خرابایی

مدل انتخابی برای آنالیز سازه با چهار مهار بازویی مطابق شکل (۲) بوده که دارای چهار فنر پیچشی در ترازهای a, b, c, e می‌باشد. مهارهای بازویی و کمربندهای خرابایی به صورت فنرهای پیچشی در نظر گرفته شده‌اند و به صورت لنگرهای متمرکز در خلاف جهت دوران ناشی از بارهای جانبی مقاومت کرده و باعث کاهش تغییرشکل بالای تیر طره و کاهش لنگر پای سازه می‌شوند [۱۷].

با استفاده از روابط (۱۳)، (۱۴)، (۱۵) و (۱۶) مقادیر M_e, M_c, M_b, M_a بدست می‌آیند:

$$\delta_1 - \delta_2 = \frac{F_1 (a-b)}{EA} \quad (۱)$$

$$\delta_2 - \delta_3 = \frac{F_2 (b-c)}{EA} \quad (۲)$$

$$\delta_3 - \delta_4 = \frac{F_3 (c-e)}{EA} \quad (۳)$$

$$\delta_4 = \frac{F_4 e}{EA} \quad (۴)$$

$$\theta_a = \frac{\delta_1}{d/2} \quad (۵)$$

$$\theta_b = \frac{\delta_2}{d/2} \quad (۶)$$

$$\theta_c = \frac{\delta_3}{d/2} \quad (۷)$$

$$\theta_e = \frac{\delta_4}{d/2} \quad (۸)$$

محاسبه روابط چرخش‌های هسته مرکزی. زاویه چرخش هسته مرکزی در محل مهارهای بازویی به نوع بارگذاری وارد بر سازه وابسته است. در این مقاله برای سه حالت بارگذاری گسترده یکنواخت، گسترده مثلثی و دوزنقه‌ای، مقادیر چرخش‌های هسته مرکزی در نقاط a, b, c, e محاسبه شده است.

بارگذاری گسترده یکنواخت. مطابق شکل (۴) وقتی مجموعه تحت بارگذاری گسترده یکنواخت قرار گیرد، زاویه چرخش در نقاط a, b, c, e مطابق مراحل زیر قابل محاسبه است:

مطابق شکل (۳)، اگر M لنگر حاصل از کوپل

نیروهای وارده به مهارهای بازویی باشد:

$$M_a = \frac{EAd^2}{2} \frac{\theta_a - \theta_b}{a-b} \quad (۱۷)$$

$$M_a = F_1 d \quad (۹)$$

$$M_b = \frac{EAd^2}{2} \frac{(c-b)\theta_a + (a-c)\theta_b + (b-a)\theta_c}{(a-b)(b-c)} \quad (۱۸)$$

$$M_b = (F_2 - F_1)d \quad (۱۰)$$

$$M_c = \frac{EAd^2}{2} \frac{(c-e)\theta_b + (b-e)\theta_c + (c-b)\theta_e}{(b-c)(c-e)} \quad (۱۹)$$

$$M_c = (F_3 - F_2)d \quad (۱۱)$$

$$M_e = \frac{EAd^2}{2} \frac{c\theta_e - e\theta_c}{e(c-e)} \quad (۲۰)$$

$$M_e = (F_4 - F_3)d \quad (۱۲)$$

طبق اصل جمع آثار قوا، θ_a برابر با $\theta_{a,1}$ (حاصل از بار جانبی بدون فنر) و $\theta_{a,2}$ (حاصل از لنگر M_e به دلیل وجود فنر e) و $\theta_{a,3}$ (حاصل از لنگر M_c به دلیل وجود فنر c) و $\theta_{a,4}$ (حاصل از لنگر M_b به دلیل وجود فنر b) و $\theta_{a,5}$ (حاصل از لنگر M_a به دلیل وجود فنر a) است.

$$\theta_a = \theta_{a,1} + \theta_{a,2} + \theta_{a,3} + \theta_{a,4} + \theta_{a,5} \quad (۲۱)$$

مطابق شکل (۴-ب)، چرخش سازه در مقطعی به فاصله x از پای سازه برابر است با:

$$\theta_{x,1} = \frac{1}{EI} \int_0^x M_x dx \quad (۲۲)$$

اگر میزان چرخش فنر اول θ_e ، میزان چرخش فنر

دوم θ_c ، میزان چرخش فنر سوم θ_b و میزان چرخش

فنر چهارم θ_a باشند، خواهیم داشت:

از ترکیب روابط (۱) تا (۱۲) نتیجه می‌شود:

$$\theta_a = \frac{M_a a + M_b b + M_c c + M_e e}{EAd^2/2} \quad (۱۳)$$

$$\theta_b = \frac{(M_a + M_b)b + M_c c + M_e e}{EAd^2/2} \quad (۱۴)$$

$$\theta_c = \frac{(M_a + M_b + M_c)c + M_e e}{EAd^2/2} \quad (۱۵)$$

$$\theta_e = \frac{(M_a + M_b + M_c + M_e)e}{EAd^2/2} \quad (۱۶)$$

$$\theta_a = \frac{\left(\frac{wLa^2}{2} - \frac{wL^2a}{2} - \frac{wa^3}{6}\right)}{EI + EAd^2/2} \quad (33)$$

و رابطه M_x برای شکل الف به صورت زیر می-باشد:

$$M_x = wLx - \frac{wL^2}{2} - \frac{wx^2}{2} \quad (23)$$

با جایگذاری رابطه (۲۳) در (۲۲) داریم:

$$\theta_{x,1} = \frac{1}{EI} \left(\frac{wLx^2}{2} - \frac{wL^2x}{2} - \frac{wx^3}{6} \right) \quad (24)$$

بنابراین مقدار $\theta_{x,1}$ در نقطه a برابر خواهد بود با:

$$\theta_{a,1} = \frac{1}{EI} \left(\frac{wLa^2}{2} - \frac{wL^2a}{2} - \frac{wa^3}{6} \right) \quad (25)$$

برای محاسبه $\theta_{a,2}$ حاصل از لنگر M_e :

$$\theta_{x,2} = \frac{1}{EI} \int_0^x M_x dx \quad (26)$$

با توجه به شکل (۴) و پس از انتگرال گیری خواهیم داشت:

$$\theta_{a,2} = \frac{-M_e e}{EI} \quad (27)$$

$$\theta_{a,3} = \frac{-M_c c}{EI} \quad (28)$$

$$\theta_{a,4} = \frac{-M_b b}{EI} \quad (29)$$

$$\theta_{a,5} = \frac{-M_a a}{EI} \quad (30)$$

با جایگذاری روابط (۲۵)، (۲۷)، (۲۸)، (۲۹)، (۳۰) در رابطه (۲۱) داریم:

$$\theta_a = \frac{\left(\frac{wLa^2}{2} - \frac{wL^2a}{2} - \frac{wa^3}{6}\right) - (M_a a + M_b b + M_c c + M_e e)}{EI} \quad (31)$$

طبق روابط سازگاری تغییر شکل‌ها در مهار بازویی و هسته مرکزی در نقطه a ، مقدار θ_a در رابطه (۳۱) باید با مقدار بدست آمده برای θ_a در رابطه (۱۳) برابر باشند:

$$M_a a + M_b b + M_c c + M_e e = \theta_a EAd^2/2 \quad (32)$$

از ترکیب روابط (۳۱) و (۳۲) نتیجه می‌شود:

به همین ترتیب برای θ_b و θ_c و θ_e روابط زیر بدست آمدند:

$$\theta_b = \frac{\left(\frac{wLb^2}{2} - \frac{wL^2b}{2} - \frac{wb^3}{6}\right)}{EI + EAd^2/2} \quad (34)$$

$$\theta_c = \frac{\left(\frac{wLc^2}{2} - \frac{wL^2c}{2} - \frac{wc^3}{6}\right)}{EI + EAd^2/2} \quad (35)$$

$$\theta_e = \frac{\left(\frac{wLe^2}{2} - \frac{wL^2e}{2} - \frac{we^3}{6}\right)}{EI + EAd^2/2} \quad (36)$$

اگر روابط (۱۷)، (۱۸)، (۱۹) و (۲۰) را در رابطه (۳۷) جایگذاری کنیم خواهیم داشت:

$$E = \frac{1}{2} M_a \theta_a + \frac{1}{2} M_b \theta_b + \frac{1}{2} M_c \theta_c + \frac{1}{2} M_e \theta_e \quad (37)$$

$$E = \frac{1}{4} EAd^2 \left\{ \frac{\theta_a - \theta_b}{a-b} + \frac{(c-b)\theta_a + (a-c)\theta_b + (b-a)\theta_c}{(a-b)(b-c)} + \frac{(c-e)\theta_b + (b-e)\theta_c + (c-b)\theta_e}{(b-c)(c-e)} + \frac{c\theta_e - e\theta_c}{e(c-e)} \right\} \quad (38)$$

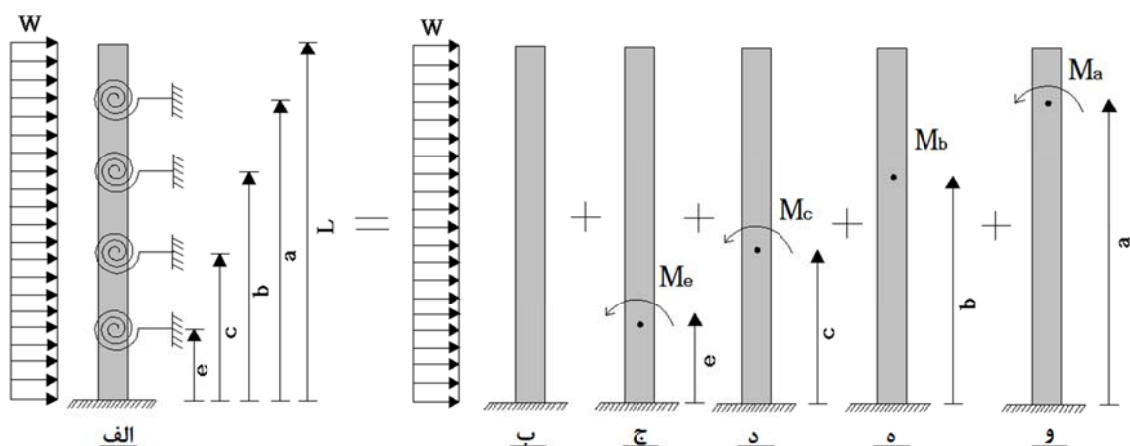
در رابطه (۳۸) رابطه انرژی برحسب متغیرهای a ، b ، c ، e بیان می‌شود. اگر مشتقات جزئی رابطه انرژی نسبت به متغیرهای a ، b ، c ، e را برابر صفر قرار دهیم، با توجه به اینکه مجبور به حل دستگاه معادلات غیرخطی می‌شویم، در نتیجه با استفاده از کدنویسی در نرم‌افزار متلب، دستگاه معادلات غیرخطی به روش عددی حل شده و موقعیت بهینه مهارهای بازویی و کمرندهای خربایی بدست آمد.

$$\frac{\partial E}{\partial a} = 0 \quad (39)$$

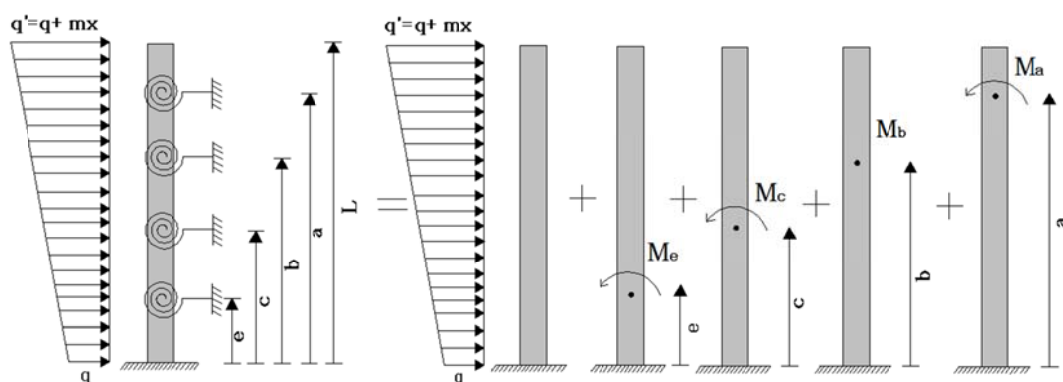
$$\frac{\partial E}{\partial b} = 0 \quad (40)$$

$$\frac{\partial E}{\partial c} = 0 \quad (41)$$

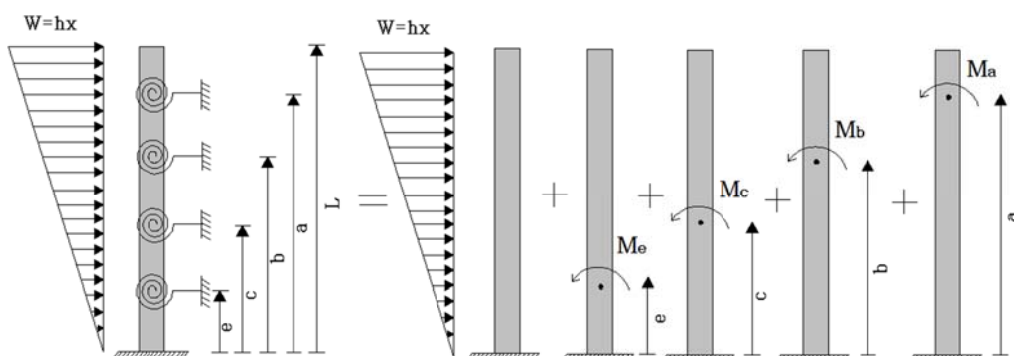
$$\frac{\partial E}{\partial e} = 0 \quad (42)$$



شکل ۴ مدل تحلیلی سازه بلند با چهار مهار بازویی و کمر بند خربایی تحت بار گسترده یکنواخت



شکل ۵ مدل تحلیلی سازه بلند با چهار مهار بازویی و کمر بند خربایی تحت بار گسترده مثلثی



شکل ۶ مدل تحلیلی سازه بلند با چهار مهار بازویی و کمر بند خربایی تحت بار گسترده دوزنقه ای

$$\theta_a = \frac{\left(\frac{hL^2 a^2}{4} - \frac{hL^3 a}{3} - \frac{ha^4}{24} \right)}{EI + EAd^2/2}$$

(۴۳) بارگذاری گسترده مثلثی. در این حالت کلیه مراحل

محاسبات همانند حالت بارگذاری گسترده یکنواخت

می باشد، تنها تفاوت مربوط به زاویه چرخش حاصل از

(۴۴)

بار گسترده مثلثی است.

$$\theta_e = \frac{\left(\frac{(2qL+mL^2)e^2}{8} - \frac{(3qL^2+2mL^3)e}{6} - \frac{qe^3}{6} - \frac{me^4}{24}\right)}{EI+EAd^2/2} \quad (50) \quad \theta_c = \frac{\left(\frac{hL^2c^2}{4} - \frac{hL^3c}{3} - \frac{hc^4}{24}\right)}{EI+EAd^2/2} \quad (45)$$

تعیین موقعیت بهینه مهارهای بازویی با استفاده از

نتایج تحلیل

برای تعیین موقعیت بهینه مهارهای بازویی و کمرندهای خربایی، باید محلی را پیدا نمود که انرژی جذب شده توسط فنرهای پیچشی، در آن مکانها حداکثر شود. تعیین این محل مطابق معادلات (۳۹)، (۴۰)، (۴۱) و (۴۲) با صفر قرار دان مشتق معادله انرژی نسبت به محل قرارگیری فنرها از پای سازه محاسبه می شود [16].

موقعیت بهینه مهارهای بازویی و کمرندهای خربایی در مدل ارائه شده در این تحقیق برای حالات مختلف بارگذاری و تعداد چهار مهار بازویی و کمرند خربایی در جداول (۱)، (۲)، (۳) ارائه شده است (مبنای محاسبه پای سازه می باشد).

بارگذاری گسترده دوزنقه ای. در این حالت نیز کلیه مراحل محاسبات همانند حالت بارگذاری گسترده یکنواخت می باشد، تنها تفاوت مربوط به زاویه چرخش حاصل از بار گسترده دوزنقه ای می باشد.

$$\theta_a = \frac{\left(\frac{(2qL+mL^2)a^2}{8} - \frac{(3qL^2+2mL^3)a}{6} - \frac{qa^3}{6} - \frac{ma^4}{24}\right)}{EI+EAd^2/2} \quad (47)$$

$$\theta_b = \frac{\left(\frac{(2qL+mL^2)b^2}{8} - \frac{(3qL^2+2mL^3)b}{6} - \frac{qb^3}{6} - \frac{mb^4}{24}\right)}{EI+EAd^2/2} \quad (48)$$

$$\theta_c = \frac{\left(\frac{(2qL+mL^2)c^2}{8} - \frac{(3qL^2+2mL^3)c}{6} - \frac{qc^3}{6} - \frac{mc^4}{24}\right)}{EI+EAd^2/2} \quad (49)$$

جدول ۲ موقعیت بهینه مهار بازویی و کمرند خربایی تحت بار گسترده مثلثی

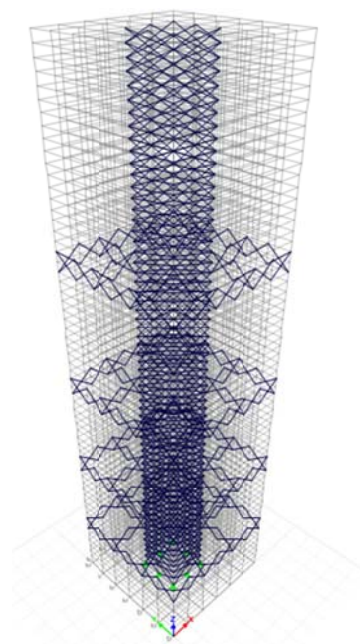
تعداد مهار بازویی و کمرند خربایی	موقعیت بهینه (بر حسب L)			
۱	۰/۵۷۱			
۲	۰/۲۸	۰/۶۲		
۳	۰/۲۰۸۱	۰/۴۲۹۹	۰/۶۹۵۴	
۴	۰/۱۶۲۱	۰/۳۳۰۴	۰/۵۱۴۳	۰/۷۳۸۵

جدول ۳ موقعیت بهینه مهار بازویی و کمرند خربایی تحت بار گسترده دوزنقه ای

تعداد مهار بازویی و کمرند خربایی	موقعیت بهینه (بر حسب L)			
۱	۰/۴۸۴۵			
۲	۰/۲۸۶	۰/۶۲۱۴		
۳	۰/۲۰۳۸	۰/۴۲۴۴	۰/۶۹۱۲	
۴	۰/۱۵۸۵	۰/۳۲۵۱	۰/۵۰۸۹	۰/۷۳۴۷

مطالعه موردی

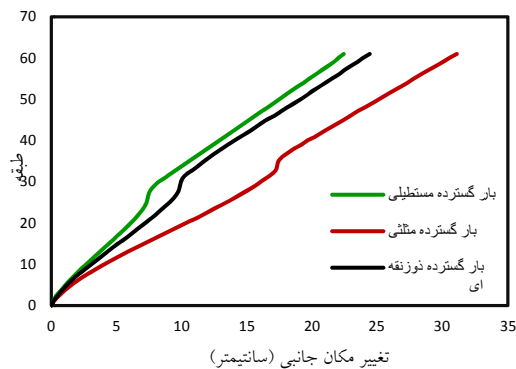
به منظور بررسی دقت روش ارائه شده، یک ساختمان بلند ۶۰ طبقه فولادی با سیستم ترکیبی قاب فولادی کمر بند خرابایی مهار بازویی که در معرض بار گسترده دوزنقه‌ای قرار گرفته و در شکل (۷) نشان داده شده است، مورد بررسی قرار داده شد. مشخصات زیر در مثال عددی استفاده شده است: تمام مقاطع ستون‌ها ۸/۸×۸/۸ متر و در ارتفاع سازه ثابت می‌باشند. ارتفاع هر طبقه ۳/۳ متر و فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها ۸ متر می‌باشد. ابعاد پلان ساختمان ۴۸×۴۸ متر می‌باشد. مدول الاستیسیته ۲۱ گیگا پاسکال و نسبت پواسون ۰/۳ می‌باشد.



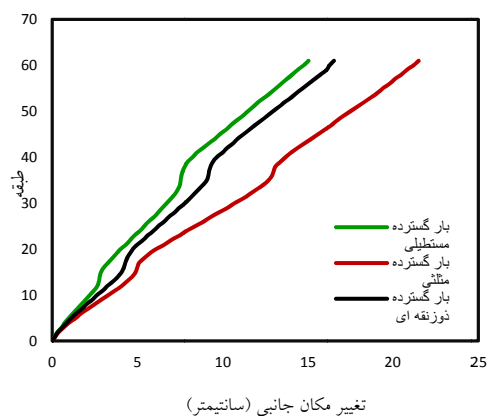
شکل ۷ مدل ایتبس

شکل‌های (۸) تا (۱۱) تغییر مکان جانبی ساختمان ۶۰ طبقه مذکور را تحت الگوهای مختلف بار جانبی گسترده مستطیلی، مثلثی و دوزنقه‌ای نشان می‌دهند. چنانچه در شکل‌ها مشخص است، در شکل (۸) سازه تحت یک مهار بازویی و کمر بند خرابایی، در شکل (۹) تحت دو مهار بازویی و کمر بند خرابایی، در شکل (۱۰)

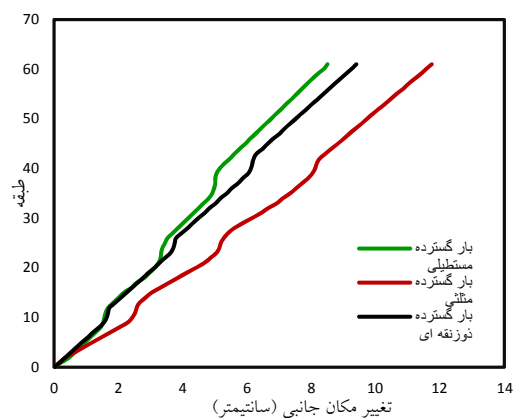
سه مهار بازویی و کمر بند خرابایی و در شکل (۱۱) تحت چهارمهار بازویی و کمر بند خرابایی قرار دارد.



شکل ۸ مقایسه تغییر مکان جانبی سازه ۶۰ طبقه با ۱ مهار بازویی و کمر بند خرابایی تحت بارگذاری‌های مختلف



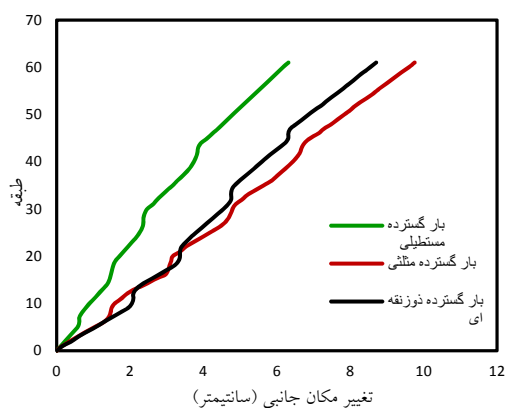
شکل ۹ مقایسه تغییر مکان جانبی سازه ۶۰ طبقه با ۲ مهار بازویی و کمر بند خرابایی تحت بارگذاری‌های مختلف



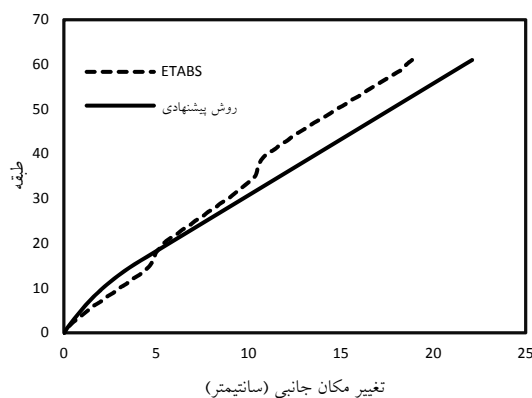
شکل ۱۰ مقایسه تغییر مکان جانبی سازه ۶۰ طبقه با ۳ مهار بازویی و کمر بند خرابایی تحت بارگذاری‌های مختلف

دست آمده در شکل های (۱۲) تا (۱۵) نشان داده شده است.

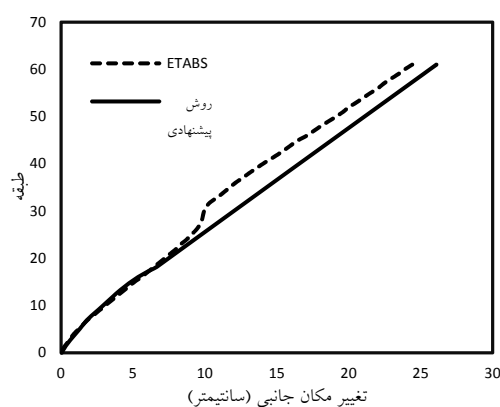
سازه مورد نظر با استفاده از روش پیشنهادی تحلیل شده و نتایج حاصل از روش پیشنهادی با نتایج حاصل از نرم افزار ایتبس مقایسه شده است. نتایج به



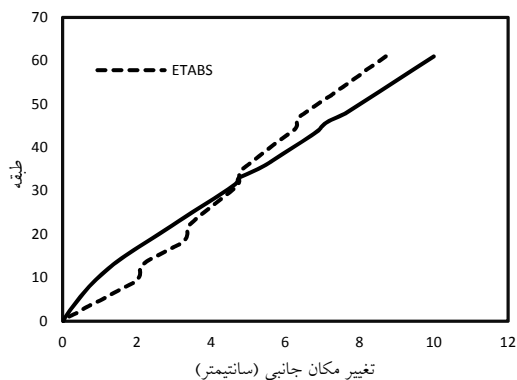
شکل ۱۱ مقایسه تغییر مکان جانبی سازه ۶۰ طبقه با ۴ مهار بازویی و کمر بند خرابایی تحت بارگذاری های مختلف



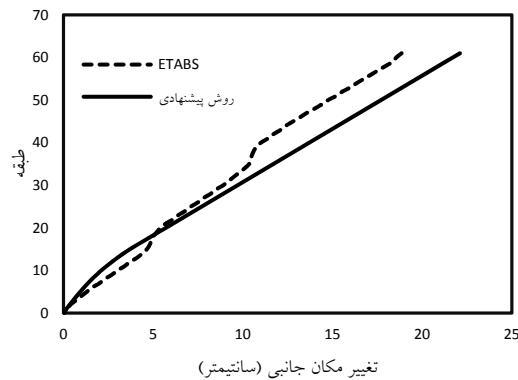
شکل ۱۳ تغییر مکان جانبی سازه ۶۰ طبقه با ۲ مهار بازویی و کمر بند خرابایی تحت بارگسترده دوزنقه ای



شکل ۱۲ تغییر مکان جانبی سازه ۶۰ طبقه با ۱ مهار بازویی و کمر بند خرابایی تحت بارگسترده دوزنقه ای



شکل ۱۵ تغییر مکان جانبی سازه ۶۰ طبقه با ۴ مهار بازویی و کمر بند خرابایی تحت بارگسترده دوزنقه ای



شکل ۱۴ تغییر مکان جانبی سازه ۶۰ طبقه با ۳ مهار بازویی و کمر بند خرابایی تحت بارگسترده دوزنقه ای

نتیجه گیری

در این مقاله موقعیت بهینه مهارهای بازویی و کمرندهای خرپایی صلب با استفاده از معیار انرژی تحت بارگذاریهای گسترده یکنواخت، گسترده مثلثی و گسترده دوزنقه‌ای بررسی گردیده است.

با مطالعه تحقیقات انجام شده توسط محققین در خصوص محل بهینه مهار بازویی و کمرند خرپایی، ملاحظه می‌شود که معیار مورد استفاده جهت محاسبه موقعیت بهینه، حداقل شدن تغییر شکل‌های بالای سازه می‌باشد. این معیار، وضعیت یک نقطه خاص از سازه را مدنظر قرار می‌دهد، لذا به نظر می‌رسد معیار جامعی نباشد. بنابراین اگر بتوانیم معیاری بیابیم که شرایط یک نقطه خاص را مدنظر قرار ندهد، نتایج دقیق‌تری حاصل خواهد شد. در این پژوهش با استفاده از معیار انرژی که یکی از معیارهای قابل اعتماد در مباحث مهندسی می‌باشد، موقعیت بهینه مهار بازویی و کمرند خرپایی در وضعیت‌های مختلف تعیین گردید. سازه موردنظر با

یک سری فرضیات ساده شونده به عنوان یک سازه پیوسته مدل شده است. با توجه به تحلیل‌های تئوری و نتایج عدی، نتیجه گیری‌های اصلی این مقاله به شرح زیر خواهد بود:

۱. با افزایش q/q' در بارگذاری گسترده دوزنقه‌ای، موقعیت بهینه مهار بازویی و کمرند خرپایی به سمت پایین سازه حرکت می‌کند. از این‌رو محل بهینه مهارهای بازویی و کمرندهای خرپایی تحت بار گسترده مثلثی، تمایل به حرکت به بالای ارتفاع سازه و تحت بار گسترده مستطیلی، تمایل به حرکت به پایین سازه را دارند.
۲. موقعیت بهینه یک، دو، سه و چهار مهار بازویی و کمرند خرپایی صلب، تحت سه نوع بارگذاری گسترده یکنواخت، مثلثی و دوزنقه‌ای با معیار انرژی محاسبه شد و نتایج حاصله نشان می‌دهد که معمولاً بهترین محل مهار بازویی و کمرند خرپایی در حدود $0.7-0.4$ ارتفاع، از پای سازه می‌باشد.

مراجع

1. Zhou, Y., and Hexian Li., "Analysis of a high-rise steel structure with viscous damped outriggers", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23, No. 13, PP. 963-979, (2014).
2. Mir M., and Sun Moon, K., "Structural developments in tall buildings: current trends and future prospects", *Architectural Science Review*, Vol. 50, No. 3, PP. 205-223, (2007).
3. Taranath, B. S., "Optimum belt truss location for high-rise structures", *Structural Engineer*, Vol. 53, No. 8, PP. 18-21, (1975).
4. McNabb, J. W., and Muvdi, B. B., "Drift reduction factors for belted high-rise structures", *AISC Engineering Journal*, 3rd Quarter, PP. 88-91, (1975).
5. Smith, B. S., and Salim, I., "Parameter study of outrigger-braced tall building structures", *Journal of the Structural Division*, Vol. 107, No. 10, PP. 2001-2014, (1981).
6. Ding, J. M., "Optimum belt truss location for high-rise structures and top level drift coefficient", *Journal of Building Structures* 4, PP. 10-13, (1991).
7. Zhu, Y. L., "Inner force analysis of frame-core structure with horizontal outrigger belts", *Journal of Building Structures*, Vol. 10, PP. 10-15, (1995).
8. Zhang, Z. G., et al. "Studies on structural performance of ultra high-rise building with outrigger

- belts", *Journal of Building Structures*, Vol. 17, No. 4, PP. 2-9, (1996).
9. Wu, J. R., and Q. S. Li., "Structural performance of multi-outrigger-braced tall buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 12, No. 2, PP. 155-176, (2003).
 10. Rahgozar, R., and Sharifi, Y., "An approximate analysis of combined system of framed tube, shear core and belt truss in high-rise buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 18, No. 6, PP. 607-624, (2009).
 11. Halis, G. M., and Emrellgin, H., "A proposal for the classification of structural systems of tall buildings." *Building and environment*, Vol. 42, No. 7, PP. 2667-2675, (2007).
 12. Deng, Kailai, et al. "A simplified model for analysis of high-rise buildings equipped with hysteresis damped outriggers." *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23, No. 15, PP. 1158-1170, (2014).
 13. Rutenberg, A., and D. Tal., "Lateral load response of belted tall building structures", *Engineering Structures*, Vol. 9, No. 1, PP. 53-67, (1987).
 14. Hoenderkamp, J. C. D., "Shear wall with outrigger trusses on wall and column foundations", *The structural design of tall and special buildings*, Vol. 13, No. 1, PP. 73-87, (2004).
 15. Hoenderkamp, J. C. D., and Bakker, M. C. M., "Analysis of high-rise braced frames with outriggers", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 12, No. 4, PP. 335-350, (2003).
 ۱۷. خیرالدین علی. آرامش سیما. "سیستم‌های مقاوم سازه‌ای در ساختمان‌های بلند" چاپ اول. انتشارات دانشگاه سمنان، (۱۳۹۱).
 16. Jahanshahi, M. R., and Rahgozar, R., "Optimum Location of Outrigger-belt Truss in Tall Buildings Based on Maximization of the Belt Truss Strain Energy", *International Journal of Engineering-Transactions A: Basics*, Vol. 26, No. 7, (2013).
 17. Taranath, B. S., "Structural Analysis and Design of Tall Buildings", (1988).
 18. Taranath, B. S., "Steel, concrete, and composite design of tall buildings", New York: McGraw-Hill, (1998).

تأثیر میکروسیلیس و نانوسیلیس بر خواص مکانیکی بتن سبک الیافی *

(یادداشت پژوهشی)

یاسر قربانی شمشاد سرا^(۲)سید حسین قاسم‌زاده موسوی نژاد^(۱)

چکیده بتن سبک به واسطه ویژگی‌های خاص خود از جمله سبک‌سازی سازه‌ها حائز اهمیت می‌باشد. این مقاله تأثیر میکروسیلیس و نانوسیلیس را روی خواص مکانیکی بتن الیافی حاوی سبکدانه اسکوریا مورد ارزیابی قرار می‌دهد. میکروسیلیس و نانوسیلیس در مقادیر مختلف جایگزین وزنی سیمان شده است. مقدار مصرف الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن با نسبت‌های حجمی و طول به قطر مختلف، متفاوت می‌باشد. در این مطالعه هفده طرح مختلف تحت آزمایش‌های مقاومت مکانیکی و جذب آب و وزن مخصوص قرار گرفتند که نتایج به دست آمده درصد جایگزینی بهینه میکروسیلیس و نانوسیلیس را به ترتیب ۱۰ و ۳ درصد و تأثیر الیاف فولادی را بهتر از الیاف پلی‌پروپیلن بر خواص مکانیکی بتن سبک نشان می‌دهد.

واژه های کلیدی سبکدانه اسکوریا، میکروسیلیس، نانوسیلیس، الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن، خواص مکانیکی.

Effect of Silica Fume and Nano Silica on Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Lightweight Concrete

S. H. Ghasemzadeh Mousavinejad

Y. Ghorbani Shemshad sara

Abstract Lightweight concrete has significant importance due to its special features including weight reduction of structures. This article aims to study the effect of silica fume (SF) and nano silica (Na) on mechanical properties of fiber reinforced concrete containing lightweight scoria aggregates. SF and Na are replaced by different amounts of cement weight. The used amounts of Steel and polypropylene fibers having different length to diameter ratios are different. For this study, seventeen different lightweight mixtures were made and tested for mechanical strengths, water absorption and density. Results show that optimized replacement amount of SF and Na is 10% and 3%, respectively. Steel fiber in comparison to Polypropylene fiber had better effect on mechanical characteristics of lightweight concrete.

Key Words Lightweight Scoria, Silica Fume, Nano Silica, Steel and Polypropylene Fibers, Mechanical Properties.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۱/۱۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱۲/۱۵ می‌باشد.

Email : hossghas@yahoo.com

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

(۲) کارشناسی ارشد مهندسی عمران، موسسه غیرانتفاعی دیلمان لاهیجان.

مقدمه

بررسی زلزله‌های اخیر ایران نشان می‌دهد که اکثر خرابی‌های سازه‌ای به خاطر شکل‌گیری نیروی اینرسی بزرگ در سازه‌ها و عدم تحمل آن‌ها در برابر این نیرو بوده است [۱]. بتن سبک به واسطه ویژگی‌های خاص برای کاربردهای مختلف از جمله سازه‌های بلندمرتبه، پل‌های چنددهانه‌ای بزرگ و نیز سازه‌های نظامی مدفون (به عنوان جاذب و مستهلک کننده انرژی) مدنظر قرار می‌گیرد [۲].

روش‌های مختلفی برای تولید بتن سبک شامل حذف بخش ریزدانه از کل سنگدانه‌های موجود در بتن و راه دیگر تولید آن ایجاد حباب‌های هوا از طریق افزودنی‌های شیمیایی مواد کف‌زا است. متداول‌ترین روش برای ساخت بتن سبک استفاده از سنگدانه‌های سبک در بتن است [۳، ۴].

اسکوریا، نوعی سنگ آذرین با ساختار متخلخل، ظاهری گوشه‌دار است که حاصل فرایند فوران آتشفشان‌ها و سرد شدن سریع در هوا و عموماً به رنگ‌های قرمز تا قهوه‌ای موجودند [۵].

بتن سبک سازه‌ای طبق آیین‌نامه ACI 318-14 به‌طور کلی به بتنی اطلاق می‌شود که چگالی خشک آن کمتر از 1840 kg/m^3 بوده و مقاومت فشاری استوانه‌ای ۲۸ روزه آن بیشتر از $17/2 \text{ MPa}$ باشد. وزن مخصوص بتن سبک طبق آیین‌نامه DIN 1045-1 و BS EN 206:2013 شامل اغلب کشورهای اتحادیه اروپا در محدوده 800 kg/m^3 تا 2000 kg/m^3 محدود شده است [۶].

تولید سیمان منجر به انتشار گازهای گلخانه‌ای، آلودگی محیط‌زیست و غیره می‌شود. یکی از راه حل‌های این مشکلات استفاده از مواد پوزولانی در بتن است. پوزولان‌ها خواص مکانیکی و شیمیایی خمیر سیمان را بهبود می‌دهند [۷].

میکروسیلیس ماده‌ای بسیار ریز و آمورف که باعث بهبود پایداری و مقاومت بتن می‌گردد. Shannag نشان داد که با افزایش مقدار میکروسیلیس به ۱۵ درصد مقاومت بتن افزایش می‌یابد [۸].

نانو سیلیس به عنوان موادی در ابعاد نانومتری می‌تواند با بلورهای هیدروکسید کلسیم $(\text{Ca}(\text{OH})_2)$ واکنش دهد و ژل سیلیکات کلسیم هیدراته (C-S-H) تولید کند و مقاومت سنن اولیه خمیر سخت شده سیمان و بتن را افزایش می‌دهد [۹].

Qing و همکاران [۱۰] با بررسی و مقایسه افزایش مقاومت نانوسیلیس با دوده سیلیس مشاهده کردند که فعالیت پوزولانی نانوسیلیس در سنن پایین بسیار بیشتر از دوده سیلیسی است. تحقیق Li [۱۱] نشان داد که مقدار کمی نانو ذرات سیلیس مقاومت‌های فشاری، خمشی و سایشی را افزایش می‌دهد. Ji و همکاران [۱۲] دریافتند که کمترین میزان تراوش در نمونه‌ای که بیش‌ترین میزان نانو سیلیس را دارا بود، رخ داده است. Gesoglu و همکاران [۱۳] دریافتند که استفاده توأم از میکروسیلیس (MS) و الیاف فولادی (S) سبب افزایش مقاومت فشاری بتن می‌گردد. Kilic و همکارانش [۱۴] نشان دادند که میکروسیلیس با جایگزینی ۱۰٪ وزن سیمان عملکرد بهتری نسبت به خاکستر بادی دارد.

با کاهش وزن بتن، خواص مکانیکی آن در مقایسه با بتن معمولی کاهش می‌یابد. در سال‌های اخیر پژوهش‌های فراوانی در ارتباط با تأثیر الیاف بر بهبود مشخصات مکانیکی بتن از جمله توسط Yazici و همکارانش [۱۵] صورت گرفته که نکته مشترک آن‌ها تأیید تأثیر مثبت الیاف فولادی بر خواص مکانیکی بتن سبک می‌باشد. همچنین ماهوتیان و همکارانش [۱۶] تأثیر الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن را بر روی بتن مطالعه کردند که نتایج نشانگر تأثیر نسبتاً کم الیاف پلی‌پروپیلن در مقایسه با الیاف فولادی در بهبود مقاومت فشاری است.

برنامه آزمایشگاهی

مصالح مورد استفاده

سیمان مورد استفاده از پرتلند نوع ۲ کارخانه سیمان هگمتان و دارای توده ویژه 3150 kg/m^3 و سطح مخصوص $2900 \text{ cm}^2/\text{gr}$ می‌باشد. همچنین، دوده

سیلیس (ازنا) به عنوان ماده پوزولانی در همه طرح‌ها استفاده شده است. توده ویژه $MS = 2120 \text{ kg/m}^3$ و مشخصات شیمیایی آن و سیمان در جدول (۱) آمده است. مشخصات نانوسیلیس (Nanocebin30) در جدول (۲) آورده شده است. حداکثر قطر ذرات ماسه رودخانه‌ای $4/75$ میلی‌متر و وزن مخصوص ظاهری $SSD = 2520 \text{ kg/m}^3$ و جذب آب آن 3% است. از فوق روان کننده P10-3R با مشخصات جدول (۳) استفاده شد. مشخصات الیاف های فولادی و پلی پروپیلن در جدول (۴)، دانه بندی ماسه و اسکوریای مصرفی به ترتیب در شکل (۱) و (۲) و دیگر مشخصات آن‌ها در جدول (۵) آمده است.

جدول ۱ آنالیز شیمیایی سیمان و دوده سیلیس

	SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃
سیمان	۲۱/۵۴	۶۳/۲۴	۴/۹۵	۳/۸۲	۱/۵۵	۲/۴۳
میکروسیلیس	۹۵/۱	۰/۴۹	۱/۳۲	۰/۸۷	۰/۹۷	۰/۱

جدول ۲ مشخصات نانوسیلیس

Parameter	Sales Specifications	Test method
Density(g/cm ³)	1.203-1.215	AP-005D
S _i O ₂ (weight%)	29.6-31	AP-054
PH(at20°C)	9.6-10.2	AP-009
Specific Surface Area	200-240	AP-011

جدول ۳ مشخصات فوق روان کننده

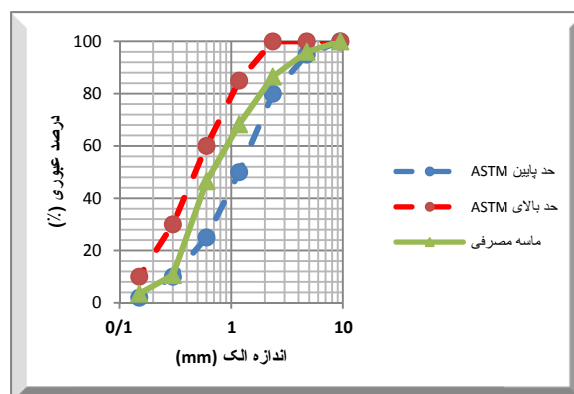
P10-3R	نام
پلی کربوکسیلیک اتر اصلاح شده	نوع
سبز تیره	ظاهر
1.1 ± 0.02	چگالی (kg/m ³)
7 ± 1	PH
مایع	حالت فیزیکی
آنیونی	طبیعت یونی

جدول ۴ مشخصات الیاف

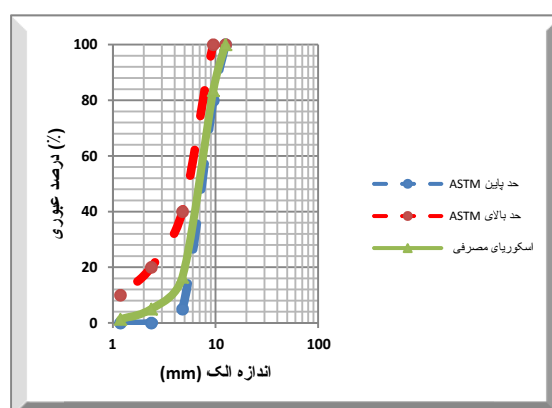
الیاف پلی پروپیلن	الیاف فولادی	نام
صاف	قلابدار	شکل
12	50	طول (mm)
200	800	قطر (μm)
0.9	7.85	چگالی (g/cm ³)

جدول ۵ مشخصات فیزیکی سنگدانه

وزن مخصوص (Kg/m ³)	جذب آب (%)		اشباع با سطح خشک (SSD)	خشک
	۲۴ ساعته	۳۰ دقیقه		
سنگدانه	۳	۳	۲۵۲۰	۲۳۸۰
ماسه	۱۵/۳	۱۰/۱۵	۱۶۵۰	۱۵۴۲
اسکوریا (۹/۵ mm)				



شکل ۱ دانه‌بندی ماسه



شکل ۲ دانه‌بندی اسکوریا

طرح‌های اختلاط و آماده‌سازی نمونه‌ها

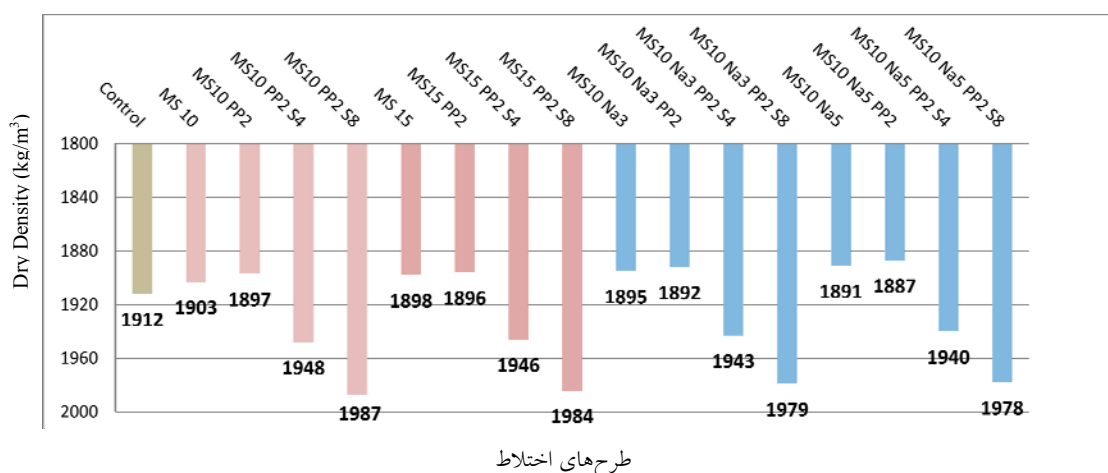
نسبت آب به مواد سیمانی در همه طرح‌ها ثابت و برابر ۰/۳ و مواد سیمانی جایگزین با MS ۱۰ و ۱۵ درصد است. طول الیف فولادی قلاب‌دار ۵۰ میلی‌متر و پلی‌پروپیلن ۱۲ میلی‌متر می‌باشد. ترتیب ساخت اختلاط مصالح به این گونه بود که ابتدا قسمتی از آب اختلاط به سبکدانه‌های خشک جهت پیش مرطوبی که ۳۰ دقیقه به طول انجامید افزوده شد. پس از آن با افزودن

ماسه و مخلوط کردن با سبکدانه، مواد سیمانی به مخلوط اضافه شد و نهایتاً، آب به همراه فوق روان کننده به مخلوط اضافه گردید. پس از ساخت بتن و پر کردن قالب‌ها، نمونه‌ها در دمای $25^{\circ}\text{C} - 20^{\circ}\text{C}$ در محیط آزمایشگاه به مدت ۲۴ ساعت نگهداری شده به‌طوری‌که نمونه‌ها تا زمان آزمایش تحت عمل‌آوری مرطوب در دمای آزمایشگاه قرار گرفتند. طرح‌های اختلاط در جدول (۶) آمده است.

جدول ۶ طرح‌های اختلاط

الیاف فولادی	الیاف پلی پروپیلن	روان کننده	اسکور یا	ماسه	آب	نانوسیلیس	میکروسیلیس	سیمان	کد طرح
kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	
۰	۰	۲/۵	۶۷۶	۷۰۵	۱۵۰	۰	۰	۵۰۰	Control
۰	۰	۴	۶۶۱	۷۰۵	۱۵۰	۰	۵۰	۴۵۰	MS 10
۰	۱/۸	۴	۶۵۷	۷۰۵	۱۵۰	۰	۵۰	۴۵۰	MS10 PP2
۳۱/۴	۱/۸	۵	۶۴۹	۷۰۵	۱۵۰	۰	۵۰	۴۵۰	MS10 PP2 S4
۶۲/۸	۱/۸	۶	۶۴۱	۷۰۵	۱۵۰	۰	۵۰	۴۵۰	MS10 PP2 S8
۰	۰	۵	۶۵۳	۷۰۵	۱۵۰	۰	۷۵	۴۲۵	MS 15
۰	۱/۸	۵	۶۵۰	۷۰۵	۱۵۰	۰	۷۵	۴۲۵	MS15 PP2
۳۱/۴	۱/۸	۶	۶۴۱	۷۰۵	۱۵۰	۰	۷۵	۴۲۵	MS15 PP2 S4
۶۲/۸	۱/۸	۷	۶۳۳	۷۰۵	۱۵۰	۰	۷۵	۴۲۵	MS15 PP2 S8
۰	۰	۵	۶۴۶	۷۰۵	۱۵۰	۱۵	۵۰	۴۳۵	MS10 Na3
۰	۱/۸	۵	۶۴۳	۷۰۵	۱۵۰	۱۵	۵۰	۴۳۵	MS10 Na3 PP2
۳۱/۴	۱/۸	۶	۶۳۵	۷۰۵	۱۵۰	۱۵	۵۰	۴۳۵	MS10 Na3 PP2 S4
۶۲/۸	۱/۸	۷	۶۲۷	۷۰۵	۱۵۰	۱۵	۵۰	۴۳۵	MS10 Na3 PP2 S8
۰	۰	۵	۶۳۸	۷۰۵	۱۵۰	۲۵	۵۰	۴۲۵	MS10 Na5
۰	۱/۸	۵	۶۳۵	۷۰۵	۱۵۰	۲۵	۵۰	۴۲۵	MS10 Na5 PP2
۳۱/۴	۱/۸	۶	۶۲۷	۷۰۵	۱۵۰	۲۵	۵۰	۴۲۵	MS10 Na5 PP2 S4
۶۲/۸	۱/۸	۷	۶۱۸	۷۰۵	۱۵۰	۲۵	۵۰	۴۲۵	MS10 Na5 PP2 S8

MS: Silica Fume Na: Nano Silica S: Steel Fiber PP: Polypropylene



طرح‌های اختلاط

شکل ۳ نمودار چگالی خشک نمونه‌ها

نتایج آزمون‌های بتن سخت شده

چگالی

افزایش وزن مخصوص بتن گردید. تمامی طرح‌ها در محدوده مجاز وزنی (زیر 2000 kg/m^3) قرار دارند.

شکل (۳) نمودار تغییرات چگالی بتن را مطابق

نمودار نشان می‌دهد که حضور الیاف فولادی باعث

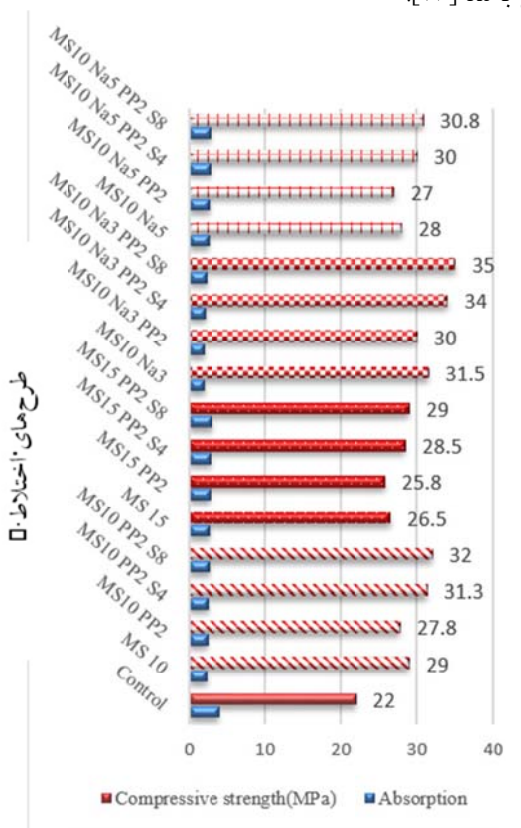
استاندارد ASTM C567 نشان می‌دهد.

تحت تأثیر الیاف PP بواسطه محبوس شدن هوا

می باشد [۲۳].

مقاومت فشاری

نتایج مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های مکعبی $10 \times 10 \times 10$ سانتی‌متر مطابق استاندارد ASTM C39 نشان می‌دهد که می‌توان به مقاومت سازه‌ای حداقل دست‌یافت. از شکل (۴) و جدول (۷) مشاهده می‌شود که با جایگزینی میکروسلیس و نانوسلیس مقاومت فشاری افزایش می‌یابد که بیش‌ترین افزایش آن برای MS ۱۰٪ و Na ۳٪ به ترتیب در حدود ۳۲٪ و ۴۳٪ می‌باشد. لذا درصد بهینه MS و Na به ترتیب الیاف PP موجب کاهش و ترکیب الیاف های S و PP موجب افزایش مقاومت فشاری گردیده است که در مطالعات دیگر نیز گزارش شده است [22]. افزایش مقاومت فشاری تحت تأثیر الیاف S باعث به تأخیر افتادن رشد ریزترک‌ها و افزایش مقاومت و کرنش تحت بار حداکثر خواهد شد. دلیل کاهش مقاومت فشاری ۱۰ و ۳ درصد می‌باشد. تأثیر MS و Na برافزایش مقاومت فشاری در تحقیقات دیگران نیز آمده است [17-21].



شکل ۴ نمودار مقاومت فشاری و جذب آب طرح‌های اختلاط

جدول ۷ مقادیر مقاومت فشاری و جذب آب طرح‌های اختلاط

مقاومت فشاری (MPa)				جذب آب		مقاومت فشاری (MPa)			
کد طرح	۷ روزه	۲۸ روزه	اولیه	نهایی	کد طرح	۷ روزه	۲۸ روزه	اولیه	نهایی
Control	۱۹	۲۲	۲/۲۱	۳/۸۹	MS10 Na3	۲۶/۸	۳۱/۵	۱/۴۲	۱/۹۵
MS 10	۲۴	۲۹	۱/۵۸	۲/۳۱	MS10 Na3 PP2	۲۵/۵	۳۰	۱/۴۴	۲
MS10 PP2	۲۳	۲۷/۸	۱/۶۲	۲/۳۷	MS10 Na3 PP2 S4	۲۸/۸	۳۴	۱/۵۸	۲/۱۱
MS10 PP2 S4	۲۶	۳۱/۳	۱/۷۷	۲/۵۱	MS10 Na3 PP2 S8	۲۹	۳۵	۱/۷۶	۲/۳
MS10 PP2 S8	۲۵/۸	۳۲	۱/۸۹	۲/۶۵	MS10 Na5	۲۴/۵	۲۸	۱/۷۴	۲/۵۳
MS 15	۲۲/۵	۲۶/۵	۱/۷۹	۲/۶۶	MS10 Na5 PP2	۲۳/۲	۲۷	۱/۷۵	۲/۶۲
MS15 PP2	۲۱/۲	۲۵/۸	۱/۸۴	۲/۷۴	MS10 Na5 PP2 S4	۲۶	۳۰	۱/۹۱	۲/۷۸
MS15 PP2 S4	۲۳/۸	۲۸/۵	۱/۹۷	۲/۸۲	MS10 Na5 PP2 S8	۲۶/۵	۳۰/۸	۲/۰۲	۲/۸۳
MS15 PP2 S8	۲۵	۲۹	۲/۰۹	۲/۹۸					

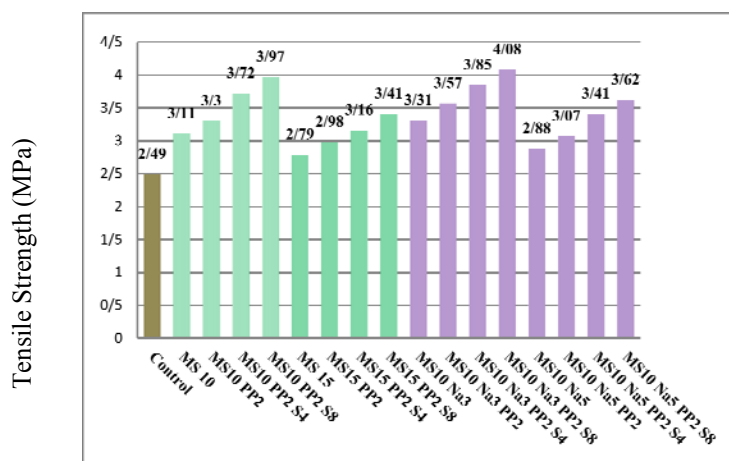
جذب آب

جذب آب به عنوان معیاری برای کیفیت تراکم بتن مورد قضاوت قرار می گیرد. برای اندازه گیری جذب آب نمونه های مکعبی $10 \times 10 \times 10$ سانتی متر مطابق استاندارد ASTM C948 استفاده شد. به طور کلی در بتن با سنگدانه های سبک میزان جذب آب توسط محققین بالای ۱۰٪ گزارش شده است [24]. کیفیت بتن توسط CEB [25] به سه رده ضعیف، متوسط و خوب به ترتیب بر مبنای جذب آب ۵ درصد و بالاتر، بین ۳ تا ۵ درصد و کمتر از ۳ درصد تقسیم بندی شده است. با این وجود، بر اساس رده بندی CEB بیشتر نمونه ها در محدوده خوب طبقه بندی می شوند. متوسط اندازه حفرات در بتن حاوی سبکدانه بالاتر از بتن فاقد سبکدانه است و مقادیر مناسب جذب آب را می توان با استفاده از MS و Na تغییر داد. شکل (۴) نمودار و جدول (۷) مقادیر جذب آب طرح های ساخته شده را نشان می دهد. نتایج جذب آب نشان می دهد که تمامی بتن های حاوی MS و Na در محدوده خوب قرار دارند. همچنین وجود الیاف باعث افزایش جذب آب می شود.

مقاومت کششی به روش دومین شدن استوانه

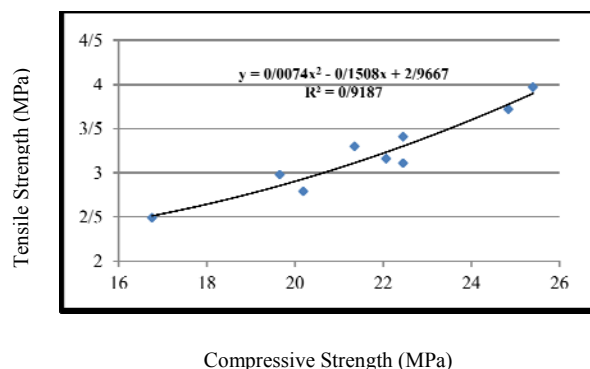
این آزمایش مطابق استاندارد ASTM C496 انجام شد. نمونه ها در سن ۲۸ روزه مورد آزمایش قرار گرفتند. شکل (۵) مقادیر مقاومت کششی را نشان می دهد که حضور الیاف پلی پروپیلن باعث افزایش مقاومت کششی بتن در حدود ۷٪ گردید. ترکیب الیاف فولادی و پلی پروپیلن سبب افزایش مقاومت کششی و بیشترین مقدار افزایش آن در حدود ۲۷٪ می باشد و این افزایش مقاومت در کار محققین دیگر از جمله Kayali و همکاران [26] دیده شده است. علت افزایش مقاومت ناشی از الیاف فولادی می تواند به واسطه افزایش تحمل کرنش کششی از طریق انتقال تنش ها از ماتریس به الیاف باشد. بیشترین افزایش برای جایگزینی ۱۰٪ میکروسیلیس به صورت مجزا ۲۵٪ و ترکیبی با ۳٪ نانوسیلیس بجای سیمان مقاومت کششی ۳۳٪ افزایش می یابد. تأثیر مثبت میکروسیلیس و نانوسیلیس در افزایش مقاومت کششی در مطالعات دیگران نیز اشاره شده است [17-27-31].

با توجه به شکل (۶) و (۷) از رابطه بین مقاومت های کششی و فشاری انتظار می رود که این دو نوع مقاومت به طور نزدیکی با یکدیگر مرتبط باشند.

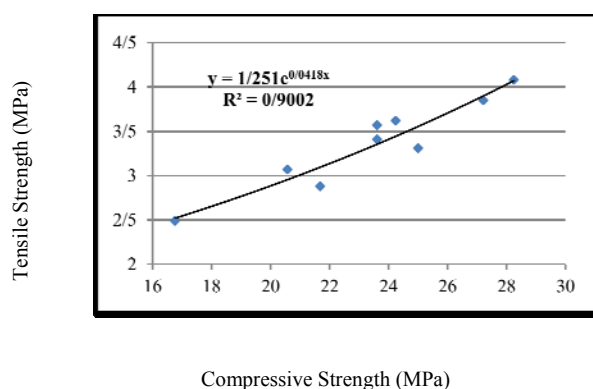


طرح های اختلاط

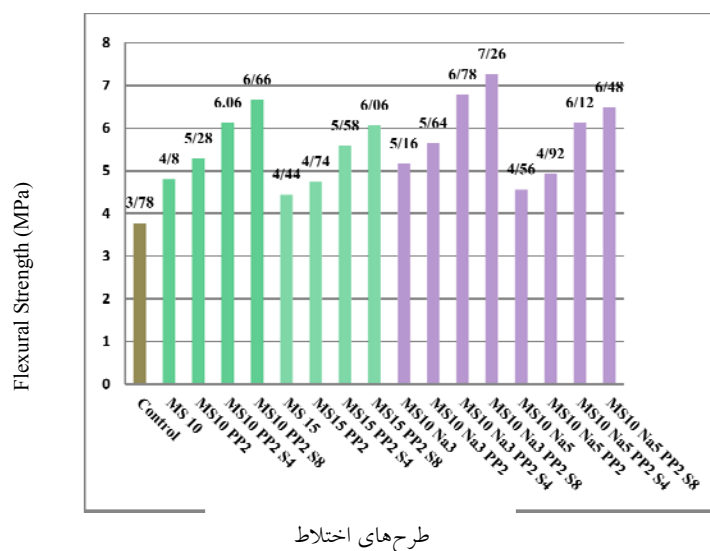
شکل ۵ نمودار مقاومت کششی طرح های اختلاط



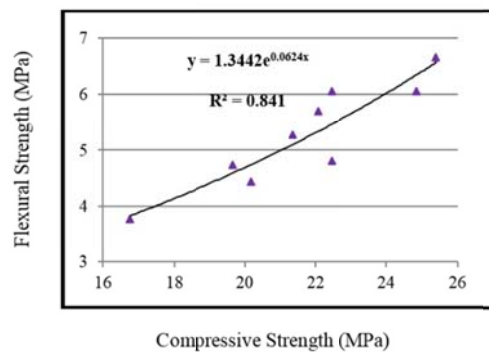
شکل ۶: نمودار مقاومت فشاری برحسب مقاومت کششی بتن حاوی میکروسیلیس



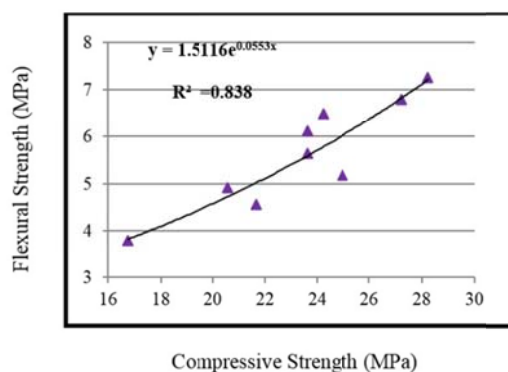
شکل ۷: نمودار مقاومت فشاری برحسب مقاومت کششی بتن حاوی میکروسیلیس و نانوسیلیس



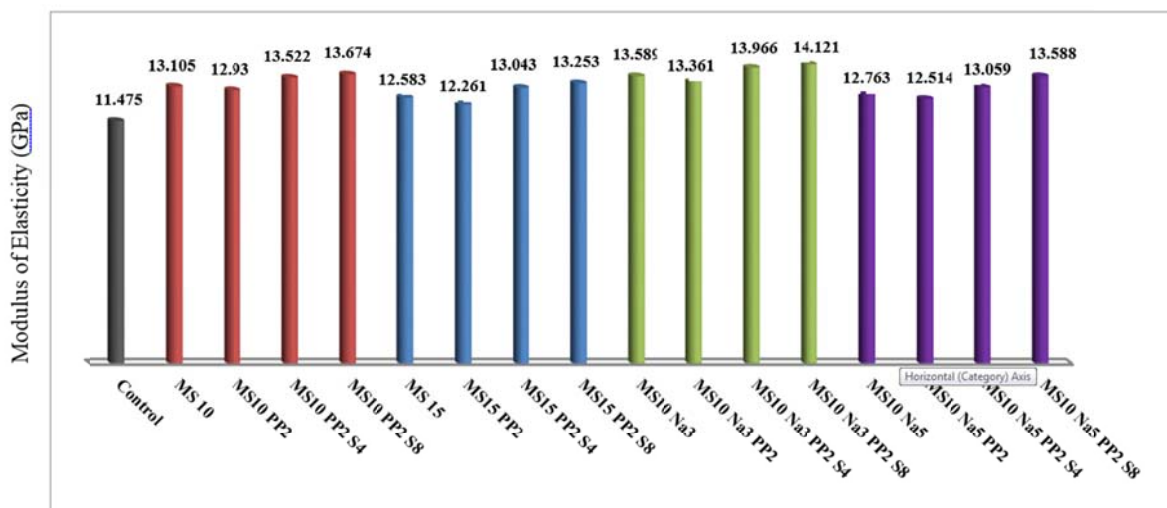
شکل ۸: نمودار مقاومت خمشی طرح‌های اختلاط



شکل ۹ نمودار مقاومت فشاری برحسب مقاومت خمشی بتن حاوی میکروسیلیس



شکل ۱۰ نمودار مقاومت فشاری برحسب مقاومت خمشی بتن حاوی میکروسیلیس و نانوسیلیس



طرح‌های اختلاط

شکل ۱۱ نمودار مدول الاستیسیته طرح‌های اختلاط

مقاومت خمشی

مقادیر مقاومت خمشی نمونه‌ها به روش سه‌نقطه‌ای برای تعیین مدول گسیختگی بتن مطابق استاندارد ASTM C293 در شکل (۸) ارائه شده است. افزایش مقاومت خمشی با حضور الیاف و MS ۱۰٪ و ۱۵٪ به ترتیب افزایشی در حدود ۱۰٪ و ۶٪/۷ مشاهده شد. همچنین بیش‌ترین افزایش مقاومت خمشی با ترکیب الیاف‌های S و PP در حدود ۳۸/۷۵٪ و با جایگزینی میکروسیلیس به صورت تنها و ترکیبی با نانوسیلیس به‌جای سیمان به ترتیب در حدود ۲۷٪ و ۳۷٪ می‌باشد که این تأثیر ترکیبی در مطالعات دیگران نیز آمده است [17,28,32,33].

با توجه به شکل‌های (۹) و (۱۰) می‌توان مشاهده کرد که علت عدم نزدیک شدن ضریب همبستگی R^2 را می‌توان به الیاف PP نسبت داد و لذا وجود الیاف باعث کاهش اندک ضریب همبستگی نسبت به کشش گردید. با توجه به شکل‌های (۹) و (۱۰) می‌توان مشاهده کرد. علت عدم نزدیک شدن ضریب همبستگی R^2 را می‌توان به الیاف PP نسبت داد و لذا وجود الیاف باعث کاهش اندک ضریب همبستگی نسبت به کشش گردید.

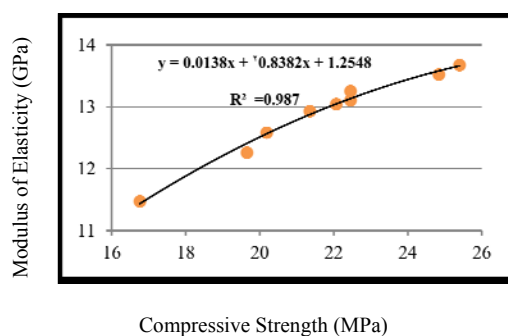
نتیجه گیری

بر اساس نتایج آزمایشگاهی، تأثیر درصدهای مختلف MS (۱۰٪، ۱۵٪) و Na (۳٪ و ۵٪) به صورت تکی و ترکیبی در بتن سبک سازه‌ای با نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۳ همراه با دو درصد مختلف بتن الیافی PP (۲٪ و ۴٪) به صورت تکی و ترکیب با الیاف S (۴٪ و ۸٪) در زیر خلاصه شده است:

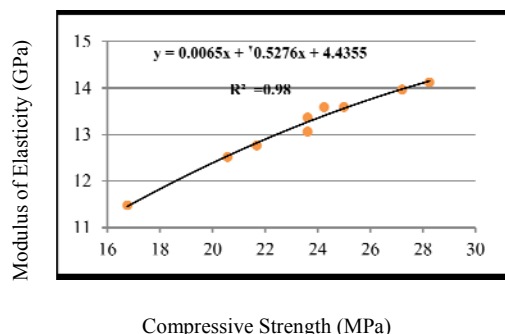
۱. حضور الیاف S باعث افزایش چگالی بتن می‌گردد.
۲. با جایگزینی ۱۰٪ MS به صورت جداگانه و ترکیبی با ۳٪ Na به جای سیمان مقاومت فشاری افزایش می‌یابد که بیش‌ترین افزایش آن به ترتیب در حدود ۳۲٪ و ۴۳٪ می‌باشد.
۳. الیاف PP موجب کاهش مقاومت فشاری گردیده و ترکیب الیاف S و PP موجب افزایش مقاومت شده است.
۴. بیش‌ترین افزایش مقاومت کششی با جایگزینی MS تنها و ترکیبی با ۳٪ Na به جای سیمان به ترتیب در حدود ۲۵٪ و ۳۳٪ می‌باشد.
۵. با افزایش MS از ۱۰٪ به ۱۵٪ و Na از ۳٪ به ۵٪ مقاومت کششی کاهش یافته است.
۶. افزایش مقاومت کششی بتن با حضور الیاف PP از ۰ به ۱/۸ کیلوگرم بر مترمکعب در حدود ۷٪ و ترکیب الیاف S و PP سبب بیش‌ترین مقدار افزایش آن در حدود ۲۷٪ گردید.
۷. با جایگزینی ۱۰٪ MS به صورت تکی و ترکیبی با ۳٪ Na به جای سیمان مقاومت خمشی افزایش می‌یابد که بیش‌ترین افزایش به ترتیب در حدود ۲۷٪ و ۳۷٪ می‌باشد.
۸. حضور الیاف باعث افزایش مقاومت خمشی گردید. با افزایش الیاف PP از ۰ به ۱/۸ کیلوگرم بر مترمکعب برای MS ۱۰٪ و ۱۵٪ به ترتیب افزایشی در حدود ۱۰٪ و ۶/۷٪ مشاهده شد. همچنین، ترکیب الیاف S و PP با ۱۰٪ MS به حداکثر مقدار مقاومت خمشی در حدود ۳۸/۷۵٪ افزایش یافته است.
۹. MS و Na باعث افزایش مدول الاستیسیته می‌شود که

مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته در شکل (۱۱) بر روی نمونه‌های استوانه‌ای ۱۵×۳۰ سانتی‌متر مطابق استاندارد ASTM C469 نشان داده شده است. مطابق شکل، مدول الاستیسیته با افزایش مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. از نمودار مشاهده می‌شود که MS تکی به همراه Na به ترتیب به میزان ۱۴/۲٪ و ۱۸/۴٪ باعث افزایش مدول الاستیسیته می‌شود. همچنین تأثیر الیاف بر مدول الاستیسیته بسیار کم بوده و در مطالعات دیگران نیز آمده است [17,30]. شکل (۱۲) و (۱۳) نمودار مقاومت فشاری استوانه‌ای معادل برحسب مدول الاستیسیته می‌باشد. از شکل‌ها پیداست ضریب همبستگی مقاومت فشاری و کششی بسیار خوب می‌باشد چراکه با افزایش مقاومت فشاری مدول الاستیسیته هم افزایش یافته است.



شکل ۱۲ نمودار مقاومت فشاری برحسب مدول الاستیسیته بتن حاوی میکروسیلیس



شکل ۱۳ نمودار مقاومت فشاری برحسب مدول الاستیسیته بتن حاوی میکروسیلیس و نانوسیلیس

بیش‌ترین افزایش به $14/2\%$ برای 10% MS و در ترکیب با 3% Na به حدود $18/5\%$ می‌رسد. ۱۰. همچنین تأثیر الیاف بر مدول الاستیسیته بسیار کم بوده است. ۱۱. حضور الیاف باعث افزایش مقدار جذب آب گردید

با این وجود، بر اساس رده‌بندی CEB بیشتر نمونه‌ها در محدوده خوب طبقه‌بندی می‌شوند. همچنین کاهش جذب آب این بتن‌ها توسط MS کمتر از Na می‌باشد.

مراجع

۱. برگ، خسرو، "اصول مهندسی زلزله"، انتشارات دانشگاه تهران، (۱۳۸۰).
2. Babu, D. S., Babu, K. G., Tiong-Huan, W., "Effect of polystyrene aggregate size on strength and moisture migration characteristics of lightweight concrete", *Cement & Concrete Composites*, 28, 520-527, (2006).
3. Demirboga, R., Orung, I., Gul, R., "Effects of expanded perlite aggregate and mineral admixtures on the compressive strength of low-density concretes", *Cement and Concrete Research* 31:1627-32, (2001).
4. Al-Khaiat, H., Haque, M. N., "Effect of initial curing on early strength and physical properties of lightweight concrete", *Cement and Concrete Research* 28 (6) 859-866, (1998).
5. Demirdag, S., Gunduz, L., "Strength properties of volcanic slag aggregate lightweight concrete for high performance masonry units", *Construction and Building Materials* 22, 135-142, (2008).
6. BS EN 206:2013, "Concrete - Specification, performance, production and conformity (English version). Brussels", European Committee for Standardization, (2013).
7. Dotto, J. M. R., et al., "Influence of silica fume addition on concretes physical properties and on corrosion behavior of reinforcement bars", *cement and concrete composites* 26(1): pp 31-39, (2004).
8. Shannag, M. J., "High strength concrete containing natural pozzolan and silica fume", *Cement & Concrete Composites* 22 399-406, (2000).
۹. مهرآوران، محسن، سهرابی، محمدرضا، "بهبود خواص بتن حاوی پوزولان تفتان با استفاده از نانوسیلیس"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، (۱۳۸۹).
10. Qing, Y., Zenan, Z., Deyu, K., Rongshen, C., "Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume", *Construction and Building Materials* 21, 539-545, (2007).
11. Li, H., Zhang, M-H., Ou, J-P., "Abrasion resistance of concrete containing nano-particles for pavement", *Wear* 260, 1262-1266, (2006).
12. Ji, T., Mirzayee, A., Zangeneh-Madar, Z., Zangeneh-Madar, E., "Preliminary study on water infiltration of concrete containing nano-SiO₂ and silicone", 8th International Congress, on Civil Engineering, May 11-13, Shiraz University, Shiraz, Iran, (2009).
13. Gesog˘lu, M., Guneyisi, E., Alzebaree, R., Mermerdas, K., "Effect of silica fume and steel fiber on the mechanical properties of the concretes produced with cold bonded fly ash aggregates", *Construction and Building Materials* 40, 982-990, (2013).

14. Kılıc, A., Atis, C. D., Yas, E., Özcan, F., "High-strength lightweight concrete made with scoria aggregate containing mineral admixtures", *Cement and Concrete Research* 33, 1595–1599, (2003).
15. Yazıcı, S., Inan, G., Tabak, V., "Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC", *Construction and Building Materials* PP1250–1253, (2007).
۱۶. ماهوتیان، مهرداد. بهرادی یکتا، سجاد، "تأثیر الیاف فولادی و پلی پروپیلن بر مشخصات مکانیکی بتن سبکدانه حاوی لیکا و پومیس"، اولین کنفرانس ملی بتن سبک، دانشگاه تهران، (۱۳۹۰).
17. Valipour, M., Pargar, F., Shekarchi, M., Khani, S., "Comparing a natural pozzolan, zeolite, to metakaolin and silica fume in terms of their effect on the durability characteristics of concrete: A laboratory study", *Construction and Building Materials* 41, 879–888, (2013).
18. Mazloom, M., Ramezani-pour, A. A., Brooks, J. J., "Effect of silica fume on mechanical properties of high-strength concrete", *Cement & Concrete Composites* 26, 347–357, (2004).
19. Ahmadi, B., & Shekarchi, M., "Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material", *Cement & Concrete Composites* 32, 134–141, (2010).
20. Jo, B. W., Kim, C. H., Tae, G. H., Park, J. B., "Characteristics of cement mortar with nano-SiO₂ particles", *Construction and Building Materials* 21, 1351–1355, (2007).
21. Behfarnia, K., Salemi, N., "The effects of nano-silica and nano-alumina on frost resistance of normal Concrete", *Construction and Building Materials* 48, 580–584, (2013).
22. Ali Libre, N., Shekarchi, M., Mahoutian, M., Soroushian, P., "Mechanical properties of hybrid fiber reinforced lightweight aggregate concrete made with natural pumice", *Construction and Building Materials* 25, 2458–2464, (2011).
۲۳. حسینعلی بیگی، مرتضی، پور نیک‌بین، محمد، باباجانی، میلاد، "بررسی تأثیر الیاف‌های مختلف بر روی خصوصیات مکانیکی بتن خود متراکم سبک"، اولین کنفرانس ملی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌ها، دانشگاه تهران، (۱۳۸۸).
24. Rossignolo, J. A., Agnesini, M. V. C., "Durability of Polymer-modified lightweight aggregate concrete", *Cement & Concrete Composites* 26, 375–380, (2004).
25. CEB-FIP, "Diagnosis and assessment of concrete structures – state of the art report", *CEB Bull* 192, 83–5, (1989).
26. Kayali, O., Haque, M. N., Zhu, B., "Drying shrinkage of fibre-reinforced lightweight aggregate concrete containing fly ash", *Cement and Concrete Research* 29, 1835–1840, (1999).
27. Nili, M., Afroughsabet, V., "The effects of silica fume and polypropylene fibers on the impact resistance and mechanical properties of concrete", *Construction and Building Materials* 24, 927–933, (2010).
28. Cakır, Ö., Sofyanl, Ö.Ö., "Influence of silica fume on mechanical and physical properties of recycled aggregate concrete", *Housing and Building National Research Center*, (2014).
29. Shekari, A. H., Razzaghi, M. S., "Influence of nano particles on durability and mechanical properties of high performance concrete", *Procedia Engineering* 14, 3036–3041, (2011).
30. Amin, M., Abu el-hassan, K., "Effect of using different types of nano materials on mechanical properties of

- high strength concrete", Construction and Building Materials 80,116–124, (2015).
31. Mukharjee, B. B., V. Barai, S., "Influence of Nano-Silica on the properties of recycled aggregate concrete", Construction and Building Materials 55, 29–37, (2014).
32. Bhanjaa, S., Sengupta, B., "Influence of silica fume on the tensile strength of concrete", Cement and Concrete Research 35, 743–747, (2005).
33. Nazari, A., Riahi, Sh., "The effects of SiO_2 nano particles on physical and mechanical properties of high strength compacting concrete", Composites: Part B 42, 570–578, (2011).

Results showed that the construction cost of concrete in the final optimal design with the proposed method, compared to the optimal design of the proposed method using the information of the experimental

specimen results, 3.6 percent and compared to optimum design based on the experimental specimen results, 13 percent is decreased, respectively.

Table 1. Results of optimal mix design of the self-compacting concrete with compressive strength of 60, 65 and 70 MPa

Compressive strength (MPa)	Water kg/m ³	Cement kg/m ³	Fly ash kg/m ³	Fine aggregate kg/m ³	Coarse aggregate kg/m ³	Super plasticizer kg/m ³	Air-entraining admixture kg/m ³	Cost (Rials)
60	150	350.87	88.6	634.71	959.83	8	0.06	949276
65	150	350.87	88.6	672.27	1016.64	8	0.06	954599
70	150	350.87	88.6	709	1072.23	8	0.06	959808

Development of an Analytical Method for Optimization of High Strength Self-Compacting Concrete Mix Design Containing Fly Ash

A. R. Habibi¹

H. Ahmadvand²

1. Introduction

In the late 20th century a new generation of concrete known as Self-Compacting Concrete (SCC), for the purpose of achieving durable concrete structures, was introduced by researchers. The researchers have been performed various studies to optimize the design mix of self-compacting concrete and the results have been presented in recommendations and methods. Some researchers have presented methods based on some limitations.

In this study, in order to optimize the design mix of self-compacting concrete containing fly ash, a new analytical method was proposed. The proposed method introduces a special relationship between compressive strength and mix design of concrete based on mathematical concepts of optimization and using validated experimental specimens results. The important feature of the proposed method is the relationship between the compressive strength that it introduces as an exponential function with respect to design variables. The exponential relationship of the concrete compressive strength, after constructing the Lagrangian function and study of the Kant-Tuck conditions, the optimization problem can be completely analytical and solvable based on mathematical relations. In other words, use of the computer's methods is not needed. The proposed method is a general approach and is applicable to all types of concretes. In order to introduce this, this method has been used for high strength self-compacting concrete containing fly ash.

2. Optimization model of SCC

The purpose of optimization is minimizing the objective function that it is defined based on design variables, provided that the design constraints had to be satisfied. In this study, the design variables are the weight of components of concrete such as water (x_1), cement (x_2), fly ash (x_3), fine aggregate (x_4), coarse aggregate (x_5), superplasticizer (x_6) and air-entraining admixture (x_7). The objective function is the cost of concrete that it is formulated as follows:

$$\min f(x) = c_1x_1 + c_2x_2 + c_3x_3 + c_4x_4 + c_5x_5 + c_6x_6 + c_7x_7 \quad (1)$$

According to the recommendations of the previous researchers, design constraints have been identified based on the important characteristics of fresh and hardened self-compacting concrete. Thus, each problem has fourteen design constraints. Here, in order to optimization of mix design of the self-compacting concrete based on proposed analytical method, the compressive strength of concrete is one of the main design constraints of the problem which is formulated as Eq. (2):

$$\bar{f}_{cu} = kx_1^{\alpha_1}x_2^{\alpha_2}x_3^{\alpha_3}x_4^{\alpha_4}x_5^{\alpha_5}x_6^{\alpha_6}x_7^{\alpha_7} \quad (2)$$

Where α_1 to α_7 and k are unknown coefficients that they are determined from the processing of experimental specimens results. For this purpose, the results of several experimental studies have been used.

3. Case study

In order to demonstrate the efficiency of the proposed method and validating the results, three numerical examples have been considered for achieving optimal mix design of self-compacting concrete. These examples have the compressive strength of 60, 65 and 70 MPa. The optimization results in Table 1, showed that in the minimum amount of water (150kg/m³), while all of the design constraints are satisfied, the lowest value of the objective function is obtained. The optimization results using the proposed analytical method showed that, this can provide optimal ratios for the mix design of high strength self-compacting concrete containing fly ash, so that in acceptable minimum amounts of water and cement the optimum objective function is obtained.

4. Conclusion

In the optimization process of mix design of the self-compacting concrete using proposed method, the most important design constraints were compressive strength and also the volumetric ratio of water to cementation materials. Also, in the optimal mix design of the high strength self-compacting concrete containing fly ash, the optimum amount of water and cement were obtained, the acceptable minimum amount of them in the construction of self-compacting concrete. In determining the relationship of compressive strength, in order to achieve the desirable and accurate results, the dispersion should be avoided in the reference experimental specimens results.

^{*1} Corresponding Author, Department of Civil Engineering, Shahed University, Tehran, Iran.
Email: ar.habibi@shahed.ac.ir

² Department of Civil Engineering, Kurdistan University, Tehran, Iran.

optimal tracing in multi objective topology for both cases of uniform and unstructured meshes. In MBB beam, the structure is optimized based on two objective functions; compliance and volume. The Pareto front is displayed in Fig. 2.

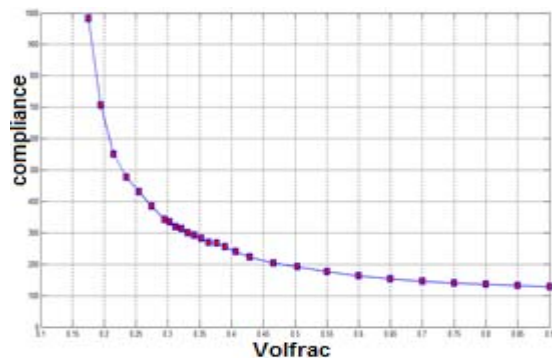


Fig. 2. Optimal tracing the MBB beam with unstructured polygonal elements

In order to compare and validate our results, the obtained Pareto front is compared with the Pareto front obtained from Suresh's method with square mesh and with the similar objective functions. Both examples have been performed for MBB beam with 1200 elements for polygon mesh and 20 x 60 numbers for square elements. Both Pareto graphs have been plotted in Fig. 3 for comparison.

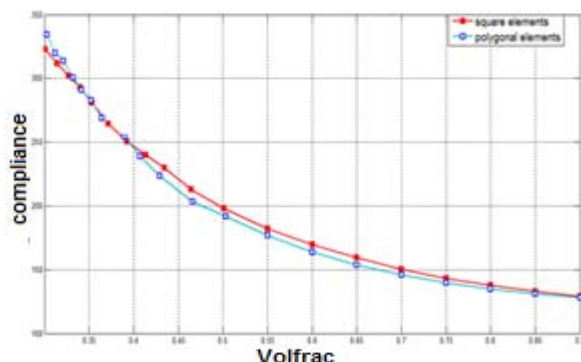


Fig. 3. Optimal comparison of Pareto MBB beam with unstructured polygonal elements and square elements.

As it can be seen in Fig. 3, the results of topology optimization with polygonal meshing is better than that obtained from square meshing. The obtained Pareto graph from polygonal meshing method, corresponding to Pareto frontier is placed under Pareto graph obtained from the case of square meshing.

In order to present the efficiency of our proposed algorithms, run-time of MATLAB program are also measured and presented in Table 1. This table also displays the effects of number mesh elements for both cases of square and unstructured polygonal elements on the run time. As it can be seen, using unstructured polygonal elements results in the reduction of deployment time by more than one-third.

Table 1. Comparison of the MATLAB run-time for unstructured polygonal and square elements

Number of elements	Unstructured polygonal elements	square elements
400	231 min	710 min
800	395 min	1231 min
1200	498 min	1497 min

4- Conclusion

To achieve the aim of decreasing structural weight, many studies have been done by designers. One of the proposed approaches in this case is to introduce gaps in the structures. Application of meshing approach with unstructured polygonal elements makes it possible to model and mesh every type of structure. Unstructured mesh is economical, because it results in a serious reduction of the computational time. Moreover, using the multi objective topology optimization with unstructured mesh, would give a better Pareto front and more accurate solutions, as compared to those using the mesh square.

Improvement of Pareto Diagrams in Topology Optimization using Unstructured Polygonal Finite Elements

M. Akbarzaghi¹

B. Ahmadi-Nedushan²

1-Introduction

One of the approaches in weight reduction of structures is to introduce voids and gaps in the design domain. This basic idea has led to the formation of topology optimization algorithms. The main purpose of structural topology optimization is to find the optimized layout in a determined area to transfer the applied loads to the boundary areas and support locations. One of the problems frequently seen in topology optimization using common elements such as square or rectangular is the checkerboard phenomenon. In this uniform meshing, it may often happen that elements are connected to each other at least by one node and this leads to create some more restriction in flexibility of the final lay-out in the optimization process. Generally speaking, any discretization scheme that can better estimate the continuous design domain, would result in reducing the checkerboard phenomenon. A suitable solution to prevent such unwanted problems is the application of polygonal finite elements. Application of the polygonal elements without applying any filtering will solve the checkerboard phenomenon, the polygonal elements are either not connected to each other or are connected to each other by two nodes or a side.

Unstructured polygonal elements are more useful and practical in discretization of topology optimization through providing more flexible discretization of the complex domain. In order to form the irregular polygonal meshes, Voronoi diagram is generally used. The interesting feature of this method is that the random surfaces with geometric isotropy, are obtained by inserting the desired and fully randomly points. Subsequently Lloyd's algorithm is used to make the elements uniform. A polygonal mesh is created using the set of random points in the domain Ω , as well as auxiliary points for approximation of the boundary $\partial\Omega$. Generally, the following method is suggested for initial meshing:

1. The interior of domain Ω , a set of random points, is created with the considered numbers. This point set is denoted by P_{int} .
2. To establish an appropriate approximation of the boundary of a domain, the interior points should be reflected about the edges of the domain. This auxiliary points set is denoted by P_{aux} .
3. The Voronoi diagram is constructed with point set $P = P_{aux} \cup P_{int}$.
4. A polygonal discretization of the domain is created by the cells associated with the points.

Voronoi diagram arrangement is determined completely by the generated points set. After that, using Lloyd's repetition designs for constructing polygonal meshes are obtained. The initial version of Lloyd's algorithm is as follows:

1. Construct the Voronoi diagram linked with the points
2. Compute the center of each cell
3. Replace the original point set by centroid points set (center of mass) and go to step 1 except convergence is reached.

In Lloyd's algorithm, the centroid of each part is computed as follows, and it is replaced by the initial points:

$$y = y_c \rightarrow y_c = \frac{\int_{V_y \cap \Omega} x \mu(x) dx}{\int_{V_y \cap \Omega} \mu(x) dx}$$

From Lloyd's algorithm that is shown in the following equation, it is seen that the energy function is decreased in consecutive iterations:

$$\varepsilon(P_{i+1}, \Delta) \leq \varepsilon(P_i, \Delta)$$

Fig. 1 shows the reduction of energy value function due to the generated point deviation in various repetitions.

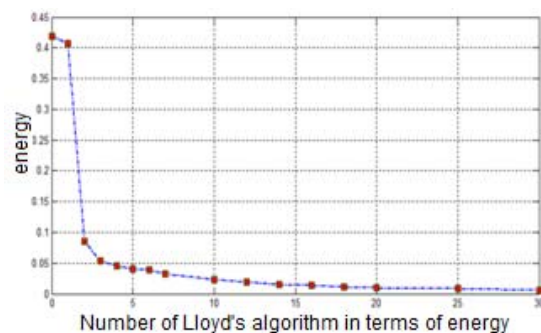


Fig. 1. Algorithm of energy reduction considering repetition of Lloyd's algorithm

It was seen that the main factor to generate the meshes is to use Voronoi diagram in order to discrete the domain. Lloyd's method is applied to create uniform seed distribution and subsequently to construct high quality mesh.

3- Multi objective topology

In the multi objective optimization problems, several objectives are optimized simultaneously. There are various methods to solve the multi objective problems. In this article, we used a method based on the concept of topological sensitivity (Suresh, 2010) for multi objective problems. The objective here is to develop a simple and efficient method to directly trace the Pareto-frontier for the two-objective topology optimization problems. Programs are developed in Matlab and a 450 line code was written for the generating unstructured polygonal mesh and Pareto-

¹ Corresponding Author: Master of Structural engineering, civil engineering department, Yazd University.
Email: Mahnaz.akbarzaghi@gmail.com

² Associate Professor of civil Engineering, Civil engineering department, Yazd University.

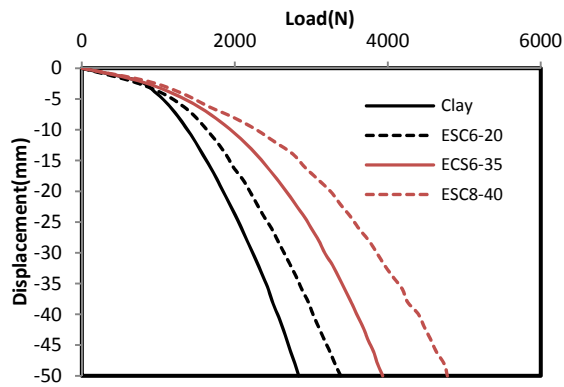


Fig 2. Load settlement variations of encased stone columns

4- Conclusin

In this study, by the means of large-scale experiments, it was intended to measure the bearing capacity of floating stone columns in two reinforced and unreinforced states applying different lengths and diameters. The following results were achieved:

- 1- The bearing capacity increased by using stone columns, and the efficiency of the stone column increased by an increase in its length and diameter.
- 2- While the samples OSC6-35 and ESC6-35 had a greater length-to-diameter ratio in comparison with similar samples with an 80-millimeter diameter, they had less bearing capacity. Thus, it is considered that an increase in the diameter of the stone column is more effective than an increase in its length.

- 3- The lateral pressure around the stone column increased by using geotextile encasement around it; and this reinforcement prevented penetration of the material of the stone column into the surrounding soft clay. Moreover, the bearing capacity increased.
- 4- The post-experiment observations demonstrated that the failure of the stone column OSC6-20 was due to being punched, and that of the stone columns OSC6-35 and OSC8-40 was due to lateral expansion (bulging).

Experimental Investigation on the Effect of Geometry and Reinforced Floating Stone Columns on Bearing Capacity

N.Mehrannia¹ J.Nazari Afshar²
F.Kalantary³

1- Introduction

Using stone columns is one of the most effective ways to improve the bearing capacity of soft soils. The stone column increases the bearing capacity of soft soil, decreases settlement, increases drainage and finally demolishes the extra pore water pressure. Another asset of this method is its feasibility in construction and implementation. Van Impe pioneered the idea of using geosynthetic encasement for increasing the bearing capacity of stone columns. In fact, using geotextile surrounding the stone column increases the lateral pressure, and the geotextile prevents penetration of gravel material of the stone column into soft soil, thus, the bearing capacity significantly increases. Stone columns are divided into short and long groups. Actually, the stone column is considered to be long if its length to diameter ratio is more than 5. Practically, most stone columns are long. If the soft layer is thin, the end of the stone column is placed on the resistant layer; but in most projects, the height of stone columns is not that much to reach the resistant layer, so in most cases, the stone column is floating. In previous research studies, most stone columns were placed on hard bed, and the impact of the floating stone columns has been scarcely analyzed while stone columns are implemented in a floating type in most projects. Thus, in this study by the means of large-scale experiments, it was intended to measure the bearing capacity of floating stone columns in two reinforced and unreinforced states having different lengths and diameters. The lengths of stone columns determined in a way that the impact of the reinforcements on the two types of short and long stone columns in the floating state would be possible to be analyzed.

2- Experimental setup

In this research, a large test chamber with dimension of 90×120×120 centimeters was used as the main reservoir. The loading system included the loading frame, loading inducing system, loading plate and data collection system. The data collection system included a computer, data registration system, 2 devices for measuring displacement and 2 load-cell devices. Loading was based on displacement control and its speed was selected as 1 millimeter/minute. The loading plate was 20 centimeters in diameter and 3 centimeters in thickness and it was made of hardened steel. All tests were done until the loading plate

completely subsided 50 millimeters. Seven large scale experiments were carried out according to Table 1.

Table 1. Summary of experimental program

Test Description	Test Name
Without stone column	Clay
Ordinary stone column with 60mm diameter and 200mm length	OSC6-20
Ordinary stone column with 60mm diameter and 350mm length	OSC6-35
Ordinary stone column with 80mm diameter and 400mm length	OSC8-40
Encased stone column with 60mm diameter and 200mm length	ESC6-20
Encased stone column with 60mm diameter and 350mm length	ESC6-35
Encased stone column with 80mm diameter and 400mm length	ESC8-40

3- Results

According to Fig 1, by using stone columns OSC6-20 and OSC6-35, the bearing capacity in 50-millimeter settlement increased 11 and 22 percent, respectively, while the OSC8-40 sample showed a 38-percent increase. The bearing capacity increased in case of reinforcement of stone columns in a way that the samples ESC6-20, ESC6-35 and ESC8-40 had a respective increase in bearing capacity of 20, 38 and 69 percent in the state of 50-millimeter subsidence (Fig.2). In fact, the lateral pressure around the stone column increased by using geotextile encasement around it; and this reinforcement prevented penetration of the material of the stone column into the surrounding soft clay. In the state of 50-millimeter settlement, the percentage difference of increase in bearing capacity in the samples OSC6-20, OSC6-35 and OSC8-40 were 9, 11 and 31, respectively before and after reinforcement. Thus, it is considered that reinforcement of a stone column with a longer diameter is more effective than that of one with a longer length as the radial strain of the reinforcement agent increases by an increase in the diameter of the stone column.

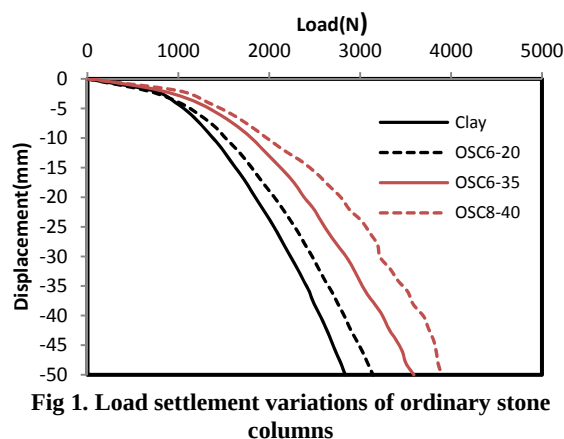


Fig 1. Load settlement variations of ordinary stone columns

¹ Ph.D Student ,Department of Civil Engineering, Tehran Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

² Corresponding Author: Assistant Professor Department of Civil Engineering, Shahr-e-Qods Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Email: j.nazariafshar@qodsiau.ac.ir

³ Assistant Professor, K.N.Toosi University of Technology, Tehran, Iran

As mentioned before, in this study the masonry walls tested under diagonal compressive loading. In order to do so, according to ASTM E 519 (2002), the steel sections called loading shoes, are constructed (see Fig. 2(a)). The testing machine is composed of a load-bearing frame, a vertical loading jack with a capacity of 2500 kN, one two-parted shaft, and a hydraulic system.

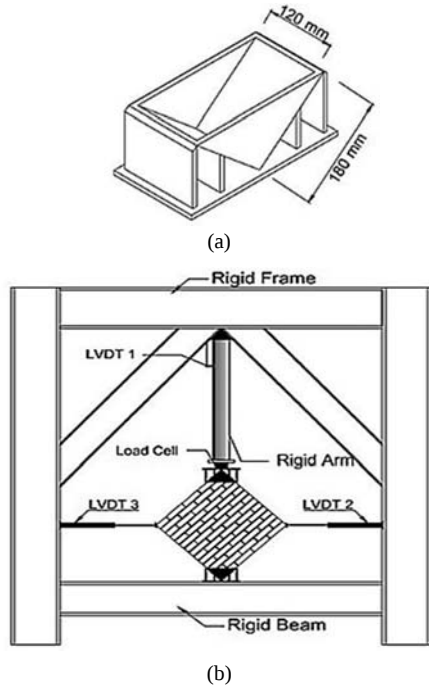


Fig.2 Test layout of diagonal compressive loading on the wall: a) loading shoe b) Location of load and displacement measuring tools

According to ASTM E519 (2002), in order to find the value of shear stress, it is required to divide the horizontal component of acting load by section's area (Eq. 1)

$$\tau = \frac{P \cos \theta}{A_0} \quad (1)$$

In which, P is the load exerted on the wall is the angle between mortar band and horizon, and A_0 is the pure section area of the wall. According to ASTM E519 (2002), the shear strain is simply acquirable as follows:

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (2)$$

In which, ΔV and ΔH are shortening in the direction parallel to loading and extension in the direction perpendicular to loading, respectively; also g is gage length in the direction parallel to loading. Test results of each masonry group are discussed in this section in terms of maximum and ultimate bearing capacity, ductility, the ability to dissipate energy, failure type, and displacement capacity of tensile and compressive diagonals related to the maximum and ultimate loads.

3. Conclusion

Some important outcomes of diagonal compression tests on the reinforced and unreinforced masonry walls have been pointed out as follows:

- Two failure modes; sliding in horizontal bed joints and diagonal splitting; are the main failure modes observed in unreinforced masonry walls.
- Bearing capacity of reinforced specimens is affected by the occurred failure mode; as sliding mode of failure yields much lower ultimate bearing capacity compared to diagonal splitting mode.
- Using FRP as reinforcement would increase the bearing capacity of the specimens with sliding mode of failure, considerably; however, it has no tangible increase on bearing capacity of the specimens with diagonal splitting failure mode.
- Use of boring along with nailing method in mounting FRP reinforcements would increase the ductility factors of masonry walls; hence the ductility, energy dissipation, and ultimate strain in these specimens increased by 23, 43 and 27 percent, respectively, as compared to the specimens reinforced without using surface preparation methods.
- Use of grooving method with 4 mm width and 7 mm depth on the wall surface to mount the GFRP reinforcement as a substitution for surface preparation methods is very effective in increasing the ductility factors of the wall. As a result, the obtained values for ductility, energy dissipation, and ultimate strain were 21.3, 33, and 21.2 percent greater than their peer values in the specimens reinforced without surface preparation methods.
- Boring method of mounting FRP reinforcements, not only results in increasing strength and ductility, but also has much less environmental pollution effects as compared with other methods of surface preparation.

Investigation of Different Methods of Connecting GFRP Sheets to Ductility and In-Plane Behavior of Masonry Walls

M.R. Eftekhari¹

M. Emami²

1. Introduction

Masonry has been used as structural system of many constructions all around the world since ancient times; thus, unreinforced masonry constructions, including primeval and cultural buildings, are spread out in a large number all over the world. The study of past seismic occurrences proves the structural vulnerability as well as high amount of casualties in this kind of structures. As a load carrying member, masonry walls have a highly important role in masonry buildings. These walls are made of brick units and similar materials (concrete blocks, rocks, and adobes), which are known to have reasonable compressive bearing capacity but not to act so well under shear or tension as a result of their brittle manner in normal conditions. Generally, the failure mechanism of masonry walls can be classified in two categories called in-plane and out-of-plane failures. Typical, failure modes of unreinforced masonry walls under in-plane loadings include the bed joint sliding, diagonal splitting, rocking or uplift along with crushing at toe. Failure mechanism is strongly affected by wall dimension, supporting condition and lateral and vertical loadings as well as properties of bricks and mortar.

Seismic rehabilitation of unreinforced masonry walls is followed by several methods including the use of steel bracings, galvanized hexagonal wire mesh, shotcrete, concrete shear walls and mortar injection. The fact is that typical methods of rehabilitation usually result in lowering useful spaces of the building and increasing the total mass as well as destroying the structure facade; as a solution, the use of FRP in seismic strengthening, negates most of the difficulties associated with other methods. FRP composites are used in the form of rebar, strapping, and sheets.

The studies signify the fact that the use of FRP as reinforcement on masonry walls results in remarkable increase of bearing capacity and ductility of the walls. In addition, it is reported that the failure in masonry walls reinforced with FRP under in-plane loading is a bending failure (generally one-sided reinforced walls) while the shear failure is related to FRP rupture or debonding.

This study investigates the effects of various types of GFRP plate mounting methods on stopping or delaying the debonding issue. The surface preparation work including boring, boring with nailing, and grooving are the mounting methods used in this study. According to the existing studies, amongst various patterns of FRP reinforcements on masonry walls, the diagonal type has been proved to yield better

responses; thus, such a pattern has been used in this study on masonry panels. It is also worthwhile to mention that according to ASTM E 519 (2002), the tests on masonry walls have been done by using uniform loading (diagonal tension).

2. Experimental Procedure

In this study, 17 unreinforced masonry walls with - 870×870×100 mm dimensions have been constructed and undergone the diagonal compressive loading. 11 masonry walls have been constructed and categorized into 6 groups. Group one consists of 4 unreinforced masonry walls without any external strengthening. The outcomes of this group has been chosen as reference responses for other groups to be compared with. In every other five groups, one mounting method of FRP reinforcement in diagonal pattern has been studied as how it affects the bearing capacity and ductility of masonry walls. Group two includes 2 masonry walls reinforced with GFRP without surface preparation (by using the wearing surface (WS) method). Group three includes one masonry walls reinforced with GFRP by using surface preparation method EBR. Group four consists of 2 masonry walls reinforced using boring method. The diameter and depth of the holes are 8 and 7 mm, respectively; and they are located in two rows with 22 holes each. The longitudinal and latitudinal distances between punched holes in the wall surface are 50 and 40 mm, respectively. Each of the groups 5 and 6, consists of one masonry walls reinforced using nailing (steel nails) and grooving installation techniques. Width and depth of the grooves are 4 mm and 7 mm, respectively. The general design of the tested samples in this research are presented in Table 1 and Fig. 1.

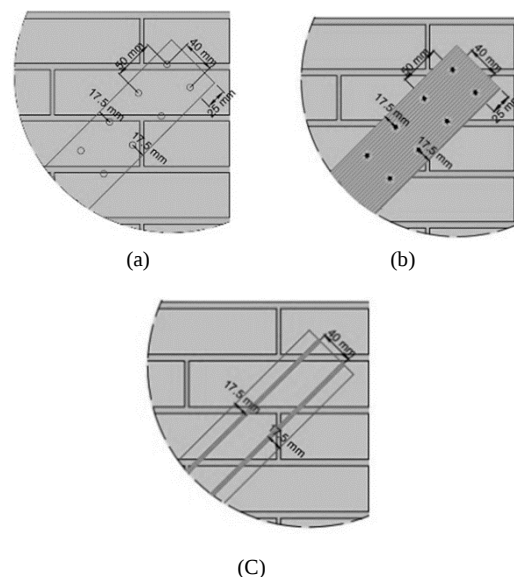


Fig.1 Configurations of different retrofits: a) Boring method (HM); b) Boring with Nailing (N); c) Grooving Method (GM)

¹ Assistant Prof., Faculty of Civil Engineering, Isfahan University of Technology

² Corresponding Author: M.Sc. student of Civil Engineering, Isfahan University of Technology

Email: m.emami@cv.iut.ac.ir

equations in C_r :

$$\sum_{r=0}^P [G(m,r) + H_1(m,r) + H_2(m,r)] c_r = 0$$

$$m=0,1,2,\dots,P \quad (6)$$

In which:

$$G(m,r) = - \int_0^1 x^{r+m} K_B(x) dx, \quad H_1(m,r) = \int_0^1 \int_0^x h_1(x,s) s^r x^m ds dx$$

$$H_2(m,r) = \int_0^1 \int_0^1 h_2(x,s) s^r x^m ds dx \quad (7)$$

The system of linear algebraic equations (6) may be expressed in matrix notations as follows:

$$[A]_{(P+1) \times (P+1)} [C]_{(P+1) \times 1} = [0]_{(P+1) \times 1} \quad (8)$$

The only unknown parameter in the coefficients matrix $[A]$ is the natural frequency of the tall building

Ω . The natural frequencies are determined by calculating a non-trivial solution for the resulting system of equations. To do so, the determinant of the coefficients matrix of the system has to be vanished. The roots of the frequency equation are the natural frequencies of the tall structure.

5- Numerical examples

In the following example, a 25-story tube-in-tube structure already examined in the literature is investigated. The flexural stiffness of the outer and inner tubes are $(K_B)_o = 35.2872 \times 10^9 \text{ kN.m}^2$ and $(K_B)_i = 7.5538 \times 10^9 \text{ kN.m}^2$, respectively. The shear stiffness, mass per unit length and building height are: $K_S = 3.9888 \times 10^7 \text{ kN}$, $m = 3385.728 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ and $H=75.9 \text{ m}$, respectively. The first two natural frequencies are calculated and compared with those in the literature. The results are presented in Table 1.

Table 1: Comparison of first two frequencies of a 25-story tube-in-tube tall building

Methods	Proposed method	Malekinejad and Rahgozar,2014
Ω_1	3.7056	3.705
Ω_2	16.1326	16.127
Methods	Wang, 1996-a	Wang, 1996-b
Ω_1	3.462	3.461
Ω_2	21.525	19.239
Methods	Youlin, 1984 (a)	Youlin, 1984 (b)
Ω_1	3.157	3.279
Ω_2	-	17.921

In order to investigate the effects of structural parameters on the natural frequencies of the structure, a basis structure with structural properties as:

$$K_B = 2.61 \times 10^{13} \text{ kN} \cdot \text{m}^2, \quad K_S = 77.56 \times 10^8 \text{ kN},$$

$$m = 681408 \text{ kg.s}^2 / \text{m}^2, \quad H = 210 \text{ m},$$

is considered. The structural properties of the basis structure are assumed to change between 1 through 3. The effects of these changes on the natural frequencies of the basis structure are calculated as:

$$\% \text{Diff} = \left(\frac{\Omega - \Omega_{bs}}{\Omega_{bs}} \right) \times 100 \cdot$$

“bs” denotes “basis structure”. The results are presented in the Figs. (2)and (3).

6-Conclusion

The application of the weak form integral equations for determining the natural frequencies of tall structures with shear-flexural deformation has been presented. The effect of structure weight on its natural frequencies has been considered. Differences between natural frequencies of proposed method and the ones obtained in the literature were in acceptable ranges. The results of numerical examples indicated that the variations of the shear stiffness is more important for the first mode, while variations of the flexural stiffness is more important for higher modes of the vibration. Also, the variations of the mass per unit length of the structure has the same effect on all three modes. The variations of the structure height has the most effect on the third mode and it has the least effect on the first mode of the vibration.

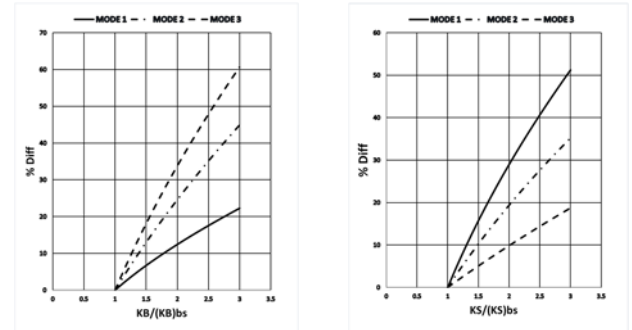


Fig. 2. The effects of the flexural stiffness and shear stiffness variations on the natural frequencies of the basis structure

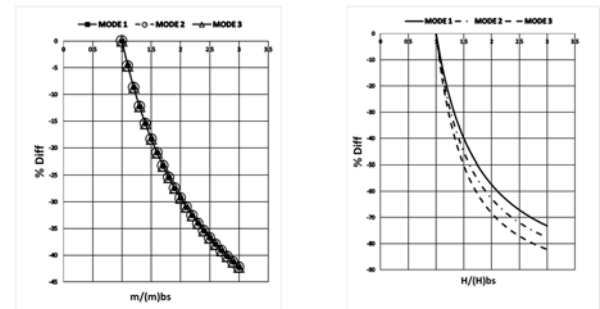


Fig. 3. The effects of mass and height variations on the natural frequencies of the basis structure

Dynamic Response Analysis of Tall Buildings Under Axial Force Effects

M. Mohammadnejad¹

H. Haji Kazemi²

1- Introduction

Analysis methods of tall buildings include two general fields, approximate methods and finite elements methods. The finite element approach is based on discrete model and has to solve thousands of linear simultaneous equations to give quantitative results in detail. So, it is a powerful tool for analysis and design at the detailed and final design stage of tall buildings. It takes much more time for the modeling of a given structure using finite elements. Approximate methods are based on modelling of tall building by an equivalent replacement beam (Fig. 1).

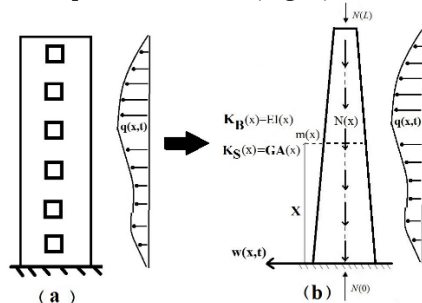


Fig. 1. Approximate analysis method of a tall building with shear-flexural stiffness under axial force, (a): Original structure, (b): Equivalent replacement beam

Approximate methods give insight into characteristics of free vibration. It is simple and accurate enough that can be routinely used for the preliminary stage of building design. In addition, to investigate the influences of some structural parameters on the static and dynamic characteristics of global structures, it would be convenient to use the analytical approximate method. In this paper, an analytical approximate approach is presented for the determination of the natural frequencies of tall structures under variable axial forces. It has been assumed that the structure has variable shear-bending stiffness and mass along the height. Through repetitive integrations, the governing partial differential equations are converted into weak form integral equations. The mode shape function is approximated by a power series. Substitution of the power series into weak form integral equations results in a system of linear algebraic equations. The natural frequencies are determined by calculation of the non-trivial solution for the resulting system of equations.

2- Conversion of the governing equation into weak form

Accounting for total potential energy of the system

and applying Hamilton's principle, the governing equation of the motion for equivalent beam is given as follows:

$$\frac{d}{dx} [H^2 K_S(x) \frac{d}{dx} w(x)] + \frac{d}{dx} [H^2 N(x) \frac{d}{dx} w(x)] - \frac{d^2}{dx^2} [K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x)] + \Omega^2 H^4 m(x) w(x) = 0 \quad (1)$$

In which $K_S(x)$, $K_B(x)$, $w(x)$, $N(x)$, $m(x)$, Ω , H are: shear stiffness, bending stiffness, mode shape function, axial force function, mass per unit length, natural frequency and height of the structure, respectively. The weak form of the governing differential equation is obtained by four times repetitive integration from Eq. (1). The result is as follows:

$$\int_0^x h_1(x, s) w(s) ds - K_B(x) w(x) = \frac{C_1}{6} x^3 + \frac{C_2}{2} x^2 + C_3 x + C_4 \quad (2)$$

3- Boundary conditions

C_i ($i=1,2,\dots,4$) are the integration constants which can be calculated using the boundary conditions of the tall building. The boundary conditions are as follows:

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad w(0)=0, \frac{dw}{dx}(0)=0, \\ x=1 \quad -H^2 K_S(x) \frac{d}{dx} w(x) - H^2 N(x) \frac{d}{dx} w(x) \\ + \frac{d}{dx} \left[K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) \right] = 0, \\ x=1 \quad K_B(x) \frac{d^2}{dx^2} w(x) = 0 \end{array} \right. \quad (3)$$

Using the boundary conditions (3), the weak form integral equation of the governing equation is obtained as follows:

$$\int_0^x h_1(x, s) w(s) ds + \int_0^1 h_2(x, s) w(s) ds - K_B(x) w(x) = 0 \quad (4)$$

4- Calculation of the natural frequency

In the Eq. (4), the mode shape function of the vibration is approximated by the following power series:

$$w(x) = \sum_{r=0}^p c_r x^r \quad (5)$$

Eq. (5) is introduced into integral equation (4) and both sides of Eq. (4) are multiplied by x^m and integrated subsequently with respect to x between 0 and 1. This results in a system of linear algebraic

¹ Corresponding Author: PhD student, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad-International Campus.
Email: civil.persian@gmail.com

² Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

0.5 and $\beta \geq 0.5$. By applying incremental method and assuming linear soil behavior, coupled equations in matrix form will be as follows:

$$\begin{bmatrix} [M]_{n+1} + \frac{1}{2}\beta_2\Delta t^2[k_m]_{n+1} & -\Delta t\theta[Q]_{n+1} \\ \beta_1\Delta t[Q]^T_{n+1} & S + \Delta t\theta[k_c]_{n+1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta\ddot{u}_n\} \\ \{\Delta\dot{p}_n\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{f^1\}_{n+1} - \{f^1\}_n + [Q]_{n+1}\{\dot{p}_n\}\Delta t - [k_m]_{n+1}(\{\ddot{u}_n\}\Delta t + \frac{1}{2}\{\ddot{u}_n\}\Delta t^2) \\ \{f^2\}_{n+1} - \{f^2\}_n - [H]\{\dot{p}_n\}\Delta t - [Q]_{n+1}\{\ddot{u}_n\}\Delta t \end{Bmatrix} \quad (19)$$

By eliminating expressions of acceleration (inertial forces) from the governing equations and ignoring the compressibility of the fluid and solid particles, quasi-static equations are obtained; which are often used in consolidation problems.

$$\begin{bmatrix} [k]_{n+1} & [Q]_{n+1} \\ [Q]^T_{n+1} & -\Delta t\theta[k_c]_{n+1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u\} \\ \{\Delta p\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{f\}_{n+1} - \{f\}_n \\ \Delta t[k_c]\{p\}_t \end{Bmatrix} \quad (20)$$

4- Case study

Daroongar dam is an earth dam with a vertical clay core. Material properties of the dam body and its foundation are listed in Table 1. Due to the high length of the crest, calculations are done in plane strain condition for the highest dam cross section (cross section-a7, fig. 1). To simplify the calculations, three-dimensional effect of dam body is neglected. Construction of the dam is modeled in 10 layers in total duration of 28 months. For this purpose, model with fixed grid is considered, the weight of each layer assumed to be zero before construction and its actual weight is applied after construction. Dewatering of the reservoir is taken place 10 months after the end of construction.

Table 1. Material properties of Daroongar dam.

Material type	Core	Shell	Foundation
Drainage conditions	undrained	drained	drained
E(kPa)	22300	40000	17000
θ	0.25	0.2	0.3
k_x (m/s)	10e-9	10e-6	10e-9
k_y (m/s)	10e-9	10e-6	10e-9
ρ_s (kg/m ³)	2000	2100	1900
ρ_f (kg/m ³)	1000	1000	1000
K_f (Pa)	2.1e9	2.1e9	2.1e9
K_s (Pa)	1.0e20	1.0e20	1.0e20

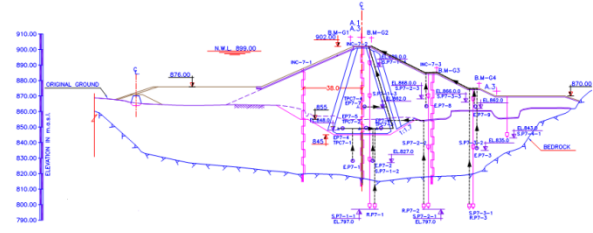


Fig. 1. The 7-a cross section of the Daroongar dam and its instrumentation

5- Conclusion

1. All diagrams of pore water pressure and displacements were ascending which is logical with respect to the increased embankment level and increased overhead.
2. At the higher levels, the results were more affected by the amount of horizontal permeability.
3. The final amount of horizontal and vertical permeability of the core materials were obtained by regression analysis as follows: $K_x = 2 \times 10^{-11}$ (m / sec), $K_y = 1 \times 10^{-11}$ (m/sec)
4. The amount of generated pore water pressure and its increase rate inside the core were depending on embankment level and distance from filters. So that at a certain level, the maximum amount of pore water pressure was in the middle part of the core and it was reduced at the periphery, this is completely consistent with reality.
5. On average, the results of dynamic analysis were obtained 20 percent more than the quasi-static one. At the end of construction, the maximum amount of generated pore water pressures in the quasi-static analysis differed 13 to 14 percent from instrument data, and in dynamic analysis, the results were 30 to 35 percent more than the instrumentation.
6. If the speed of construction of the embankment is high, dynamic equations must be used in analysis; and the results of quasi-static analysis will be acceptable only if the embankment speed is slow enough. Therefore, by considering the more number of layers and fairly long construction time, the construction of the dam can be analyzed by quasi-static equations.

Coupled Analysis of Earth Dams and Estimating the Associated Pore Water Pressure Using Finite Element Method

F. Kalateh¹

F. Hosseinejad^{2*}

1- Introduction

A significant increase in pore water pressure during construction of earth dams may lead to the hydraulic fracture of dam body in pounding. Thus, having sufficient information about generation pattern of excess pore water pressure inside the core is essential. During the construction of earth dams, increased overheads caused by increased thickness of the embankment leads to the displacement of dam body and its foundation, as its increase rate is dependent on the permeability of materials. On the other hand, the high speed of the embankment construction is one of the factors that increase the pore water pressure inside the core. So, the interaction between fluid and soil skeleton should be considered in the analysis of dam construction. In the present study, dynamic and quasi-static form of Biot coupled equations were used to analyze the staged construction of earth dams by finite element method. So, construction of Daroongar dam was modeled in ten layers and obtained results of excess pore water pressure and displacements by coupled dynamic and quasi-static Biot equations were compared with instrumentation data. Finally, the actual amounts of horizontal and vertical permeability coefficients were determined for the materials by regression analysis.

2- Materials & Methods

For the analysis of saturated porous media, Biot proposed both equilibrium and continuity equations can be solved together. In his theory the governing equations of saturated porous media with a single fluid phase, generally water, are formulated as follows:

$$\sigma_{ij,j} + \rho \ddot{u}_i - \rho b_i = 0 \quad (1)$$

$$[K_{ij}(p_j + \rho_f \ddot{u}_j - \rho_f b_j)]_{,i} + \alpha \dot{\epsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{C} = 0 \quad (2)$$

Where b_i is the body force per unit mass, K_{ij} is the dynamic permeability, ρ_f is the fluid density and ρ is the density of total composite, defined by

$$\rho \approx n\rho_f + (1-n)\rho_s \quad (3)$$

Where n denoting the porosity, ρ_s the density of solid particles and C is the combined compressibility of fluid and solid phases as it can be presented by

$$C \cong \frac{n}{k_f} + \frac{(1-n)}{k_s} \quad (4)$$

Eqs. (1) and (2) form the u-p formulation, which must be solved in a coupled manner. These equations involve two variables: u and p .

3-Numerical solution of governing equations

The finite element method has been used to solve the governing equations of (1) and (2). Spatial discretization of equations has been done by Galerkin method. In this study functions of first and second order are used for pressure and displacement, respectively. Discrete form of governing equations are derived as follows:

$$[M]\{\ddot{\bar{u}}\} + [k_m]\{\bar{u}\} - [Q]\{\bar{p}\} = \{f^{(1)}\} \quad (5)$$

$$[Q]^T\{\ddot{\bar{u}}\} + [k_c]\{\bar{p}\} + [S]\{\bar{\bar{p}}\} = \{f^{(2)}\} \quad (6)$$

Where $\bar{u}$ and $\bar{p}$ are nodal displacement and pore pressure vectors, respectively. M , K_m , Q , S , and k_c are mass, stiffness, coupling, compressibility, and permeability matrixes, respectively. $f^{(1)}$ and $f^{(2)}$ are the nodal force vectors. They are expressed as follows:

$$[M] = \int (N^u)^T \rho N^u d\Omega \quad (7)$$

$$[k_m] = \int [B]^T [D] [B] d\Omega \quad (8)$$

$$[Q] = \int [B]^T [N^p] d\Omega \quad (9)$$

$$[k_c] = \int [B_p]^T [\kappa] [B_p] d\Omega \quad (10)$$

$$[S] = \int N^p \left(\frac{1}{k_f} + \frac{1-n}{k_s} \right) N^p d\Omega \quad (11)$$

$$f^{(1)} = \int (N^u)^T \rho b d\Omega \quad (12)$$

$$f^{(2)} = - \int (N^p)^T \nabla^T (k S_w \rho_f b) d\Omega + \int (N^p)^T \bar{q} d\Gamma \quad (13)$$

In order to complete numerical solution, time integration of equations (5) and (6) are needed. In this study, Generalized Newmark time integration scheme has been used. By applying the GN22 method to soil displacement and GN11 to the pressure, parameters of acceleration, velocity, displacement, pore pressure change and the pore pressure at time t^{n+1} will be as follows;

$$\ddot{\bar{u}}_{n+1} = \ddot{\bar{u}}_n + \Delta \ddot{\bar{u}}_n \quad (14)$$

$$\dot{\bar{u}}_{n+1} = \dot{\bar{u}}_n + \ddot{\bar{u}}_n \Delta t + \beta_1 \Delta \ddot{\bar{u}}_n \Delta t \quad (15)$$

$$\bar{u}_{n+1} = \bar{u}_n + \dot{\bar{u}}_n \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{\bar{u}}_n \Delta t^2 + \frac{1}{2} \beta_2 \Delta \ddot{\bar{u}}_n \Delta t^2 \quad (16)$$

$$\dot{\bar{p}}_{n+1} = \dot{\bar{p}}_n + \Delta \dot{\bar{p}}_n \quad (17)$$

$$p_{n+1} = p_n + \dot{\bar{p}}_n \Delta t + \beta \Delta \dot{\bar{p}}_n \Delta t \quad (18)$$

Parameters of β_1 , β_2 and β are in the range of 0 to 1. For unconditional stability it is required $\beta_1, \beta_2 \geq$

¹ Assistant Professor, Civil Engineering Department, University of Tabriz, Tabriz, Iran, fkalateh@tabrizu.ac.ir

² Corresponding Author: * Ph.D. Student, Civil Engineering Department, University of Tabriz, Tabriz, Iran.

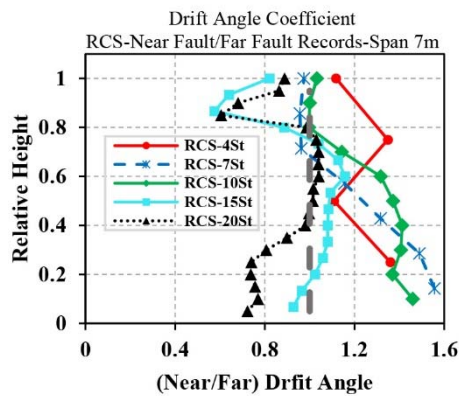
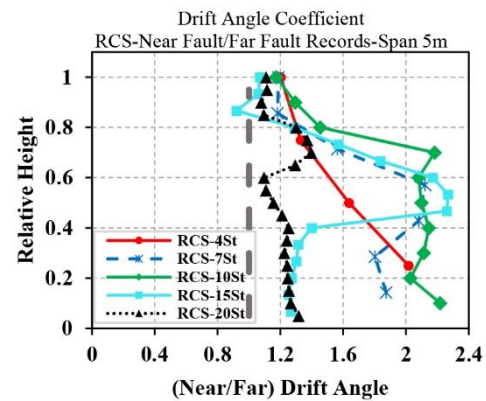
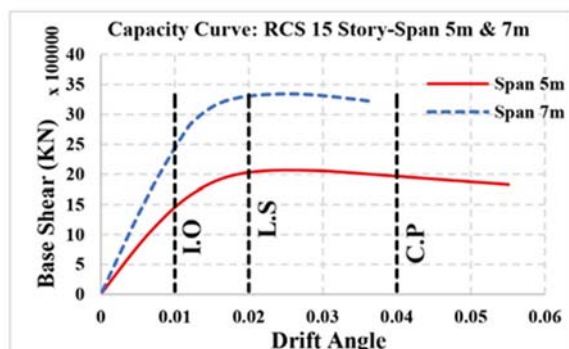
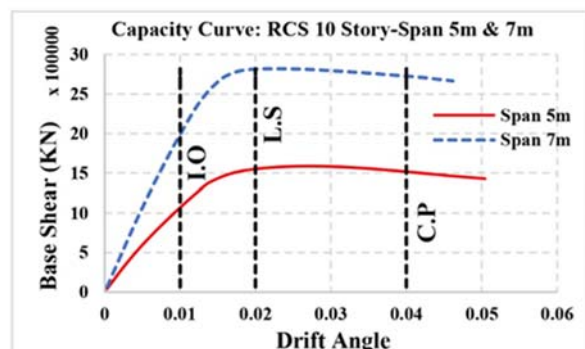
Email: f.hosseinejad@tabrizu.ac.ir

Table. 1 Characteristics of near fault accelerograms used in this study

Near Fault Records								
NO.	Earthquake name	Date [yy-mm-dd]	Station	R [Km]	PGA [g]	PGV [cm/sec]	PGD [cm]	Magnitude
1	Chi-Chi,Taiwan,	1999.9.30	TCU051	7.66	0.20	41.2	59.19	7.62
2	Chi-Chi,Taiwan,	1999.9.30	TCU055	6.36	0.21	36.87	22.02	7.62
3	Imperial Valley-06	1979.10.15	El Centro Array #7	0.56	0.42	79.15	40.83	6.53
4	Erzican, turkey	1992.3.13	95 Erzincan	4.38	0.48	72.95	24.79	6.69
5	LomaPrieta,	1989.10.18	Gilroy - Historic Bldg.	10.97	0.26	31.37	6.42	6.93
6	LomaPrieta,	1989.10.18	Gilroy Array #2	11.07	0.35	35.10	8.54	6.93
7	Northridge	1994.1.17	DWP 75 Sylmar-Converter	5.19	0.64	95.07	33.43	6.69
8	Northridge	1994.1.17	DWP 74 Sylmar-Converter	5.35	0.71	109.38	52.35	6.69
9	Kobe, Japan	1995.1.16	Takatori	1.47	0.65	117.14	33.06	6.9
10	Kobe,Japan,	1995.1.16	KJMA	0.96	0.71	77.83	18.87	6.9

Table. 2 Characteristics of far fault accelerograms used in this study

Far Fault Records								
NO.	Earthquake name	Date [yy-mm-dd]	Station	R [Km]	PGA [g]	PGV [cm/sec]	PGD [cm]	Magnitude
1	Manjil, Iran	1990.6.20	Tonekabun	93.62	0.11	14.43	4.83	7.37
2	Manjil,Iran,	1990.6.20	Qazvin	49.97	0.13	10.89	3.36	7.37
3	Chi-Chi,Taiwan,	1999.9.20	CHY065	83.43	0.10	13.66	8.10	7.62
4	Chi-Chi,Taiwan,	1999.9.20	TAP095	109.01	0.13	19.93	9.04	7.62
5	Kobe,Japan,	1995.1.16	HIK	95.72	0.14	14.81	2.31	6.9
6	Tabas,Iran,	1978.9.16	Ferdows	91.14	0.10	7.08	7.18	7.35
7	Northridge,	1994.1.17	Featherly Park - Maint	82.32	0.10	6.58	0.66	6.69
8	Loma Prieta	1989.10.18	SF Intern. Airport	58.65	0.28	24.52	4.8	6.93
9	Loma Prieta	1989.10.18	Oakland - Title & Trust	72.20	0.20	27.61	5.94	6.93
10	Loma Prieta	1989.10.18	Oakland - Outer Harbor Wharf	74.26	0.28	41.86	9.6	6.93

**Fig. 1** The ratio of story drift angle caused by near fault records to far fault records for 7-meter span structures.**Fig. 2** The ratio of story drift angle caused by near fault records to far fault records for 5-meter span structures.**Fig. 3:** Capacity curve of RCS 15 story**Fig. 4** Capacity curve of RCS 10 story

Seismic Assessment of RCS Moment Frames under Near Fault Earthquakes

M.Gerami^{1*} A.Kheyroddin² F.Khorasani³

1- Introduction

The RCS composite moment frame systems began to gain popularity in both the United States and Japan in the late 1970's and early 1980's. In the United States, this system came about as an attractive modification of traditional steel moment frames for mid-to high-rise buildings in relatively low seismic zone. In Japan, RCS composite systems were developed as alternative to low-rise for supplies of reinforced concrete frames of low rise reinforced concrete moment frames in high seismic zones. The aim of this was to take advantage of the long-span capabilities of steel beams to provide column-free spaces for low-rise office buildings and retail stores. Due to the complex problems such as time and money for reinforcement beams for concrete buildings and buckling and weight of the column and difficulty of work at high elevation, and also the need for strength in the construction and installation of steel buildings, in the early 80's, the idea of hybrid structures (CFT, RCS, SRC, etc.) was developed in order to optimize the use of materials. Due to the use of reinforced concrete columns and steel beams in these frames, the properties of steel and concrete intervene in these structures, in the case of compressive strength of concrete in the columns and the tensile strength of steel beam to be used in order to reduce the cross-section of members and thus lower the weight of the building and reduce construction costs. By reducing structural weight, the force on foundations reduces and as a result low thickness and less weight for foundations will be achieved. The use of concrete in the columns due to high compressive strength of concrete along with steel beams give the best behavior because of high tensile strength steel.

2- Research Method

In this research, the seismic demand of composite RCS structures under near fault earthquakes is investigated with respect to far fault earthquakes. For this purpose, 5 composite RCS intermediate moment resisting frames with 4, 7, 10, 15 and 20 stories and 5 spans were designed and then nonlinear dynamic analysis was performed on the structures using the OpenSees software. Then 10 far fault and 10 near fault accelerographs were used respectively according to Tables 1 and 2. All used accelerograms that have been received from the site of Peer, had a view to soil type of III on the basis of regulations seismic design of Iran (2800) or dirt Class of D based on the classification guidelines of FEMA. To draw the whole reactionary response, the software of SeismoSignal was used and all accelerograms before scaling had their equal maximum with acceleration (PGA). In order to perform nonlinear dynamic analysis on

intended frames, the OpenSees software was used and the results of story displacement, drift angle and story shear have been provided in the full paper (Figures 1 and 2). Selected records were applied to the models and finally the decision has been made among the obtained responses. For scaling, the accelerograms method was used for scaling of the Fourth Edition 2800 guideline. In order to investigate RCS frames capacity, nonlinear static analysis with the triangle pattern was used and the results for the structures of 10 and 15 stories have been presented. The target displacement was calculated using the publication of 360 for determined frames. Range of Immediate Occupancy Level (IO), Life Safety Level (LS) and the Collapse Prevention Level (CP) have been shown according to FEMA356. According to Figures 3 and 4, it can be understood that by increasing the span, the capacity of composite frame has increased which demonstrates the advantage of long steel beams in the bays opening. By increasing span, ductility of composite frame has decreased.

3- Conclusion

- Displacement and drift angle of structures with a span of 5 meters under near-fault records was more than that of far fault records. In fact, due to higher energy input to the structure as a result of near fault earthquakes in all discussed structures, displacement caused by near fault earthquakes was more than the displacement caused by far fault earthquakes.
 - By increasing in the number of stories, displacement differences and the drift angle due to near and far records reduced.
 - Base shear of 5 meters span structures under near-fault records was more than the base shear under far fault records and by increasing the number of stories, the difference was reduced.
 - By increasing span length in low-rise structures near-fault earthquake governed and in high-rise structures far fault earthquake dominated. In fact, by increasing span length, the far fault earthquake effect was more in high rise structures.
 - By increasing span length, base shears differences caused by near and far earthquakes decreases.
 - In all structures with a 5-meter span, drift angle results from near fault were more than drift angle results caused by the far fault. However, the high-rise structures with 7-meter spans, drift angle in the upper and lower stories caused by the far fault were greater than the drift angle results from near fault.
 - In the span of 7 meters, displacement of tall structures due to far fault earthquakes was more than near fault earthquakes.
 - Story shear of lower and upper stories in high-rise structures with 7-meters span caused by far fault records was more than near fault.
- By increasing span length, the total capacity of the composite frame has increased, which indicated the advantage of steel beams in long-span.

^{1*}Corresponding Author: Associate Professor, Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Semnan University.
Email: mgerami@semnan.ac.ir.

² Professor, Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Semnan University.

³ MSc student of Earthquake Engineering, Semnan University.

CONTENTS

Seismic Assessment of RCS Moment Frames under Near Fault Earthquakes	M. Gerami - A. Kheyroddin F. Khorasani	1
Using the Finite Element Method in the Coupled Analysis of Earth Dams and Estimating the Associated Pore Water Pressure	F. Kalateh - F. Hosseinejad	23
Dynamic Response Analysis of Tall Buildings under Axial Force Effects	M. Mohammadnejad - H. Haji kazemi	39
Investigation the Different Methods of Connecting GFRP Sheets to Ductility and In-Plane Behavior of Masonry Walls	M.R. Eftekhari - M. Emami	55
Experimental Investigation on the Effect of Geometry and Reinforced Floating Stone Columns on Bearing Capacity	N. Mehrannia - J. Nazariafshar F. Kalantary	71
Improvement of Pareto Diagrams in Topology Optimization Using Unstructured Polygonal Finite Element	M. Akbarzaghi - B. Ahmadi-Nedushan	87
Development of an Analytical Method for Optimization of High Strength Self-Compacting Concrete Mix Design Containing Fly Ash	A.R. Habibi - H. Ahmadvand	101
The Effect of Lateral Load Pattern on Optimum Location of Outrigger and Belt Truss in Tall Buildings	B. Heidary GhobadiAski H. R. Tavakoli - H. Hamidi R. Rahgozar	117
Effect of Silica Fume and Nano Silica on Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Lightweight Concrete	S. H. Ghasemzadeh Mousavinejad Y. Ghorbani Shemshad sara	129



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

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

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie

Journal of Civil Engineering

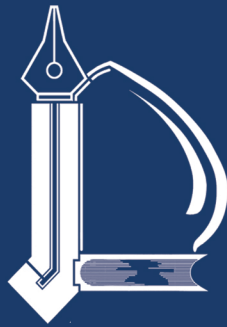
Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

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

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

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

ISSN 2008-7454



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 22

Seismic Assessment of RCS Moment Frames under Near Fault Earthquakes	1
M. Gerami - A. Kheyroddin - F. Khorasani	
Using the Finite Element Method in the Coupled Analysis of Earth Dams and Estimating the Associated Pore Water Pressure	23
F. Kalateh - F. Hosseinejad	
Dynamic Response Analysis of Tall Buildings under Axial Force Effects	39
M. Mohammadnejad - H. Haji kazemi	
Investigation the Different Methods of Connecting GFRP Sheets to Ductility and In-Plane Behavior of Masonry Walls	55
M.R. Eftekhari - M. Emami	
Experimental Investigation on the Effect of Geometry and Reinforced Floating Stone Columns on Bearing Capacity	71
N. Mehrannia - J. Nazariafshar F. Kalantary	
Improvement of Pareto Diagrams in Topology Optimization Using Unstructured Polygonal Finite Element	87
M. Akbarzaghi - B. Ahmadi-Nedushan	
Development of an Analytical Method for Optimization of High Strength Self-Compacting Concrete Mix Design Containing Fly Ash	101
A.R. Habibi - H. Ahmadvand	
The Effect of Lateral Load Pattern on Optimum Location of Outrigger and Belt Truss in Tall Buildings	117
B. Heidary GhobadiAski - H. R. Tavakoli - H. Hamidi R. Rahgozar	
Effect of Silica Fume and Nano Silica on Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Lightweight Concrete	129
S. H. Ghasemzadeh Mousavinejad Y. Ghorbani Shemshad sara	

Vol. 31, No. 2
Summer, 2018