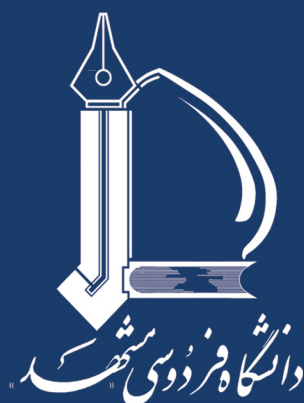




نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

(علمی - پژوهشی)

- ۱ بررسی رفتار دیوارهای برشی کوپل تحت اثر زلزله‌های میدان نزدیک
سید مصطفی رزاز - هاشم شریعتمدار
- ۱۷ ارزیابی ریسک آتش‌سوزی شبکه‌ی گاز در کاربری‌های مختلف شهری
پس از زلزله (مطالعه‌ی موردی: منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران)
علیرضا صادقیان - بابک امیدوار
- ۳۵ آنالیز لرزه‌ای منارهای تاریخی آجری ایرانی
مهرداد حجازی - سید محمد مویدیان - مریم داعی
- ۵۱ نگرشی جدید بر روش واکنش سیل واحد در اولویت‌بندی مکانی
اقدامات کنترل سیل
علی ندافی - سید محمود حسینی
- ۶۷ بررسی آزمایشگاهی اثر هوا دهی به جت‌های قائم بر ابعاد حفزه‌ی آبشستگی
بابک لشکرآر - علی لشکرآر - منوچهر فتحی مقدم
- ۷۷ مقایسه‌ی کاربرد مدل‌های آشفستگی RSM و LES در پیچ تند
جواد مظفری - امیر صمدی - سید اسدالله محسنی موجد - داود داودمقامی
- ۸۷ بررسی تغییرات طول مؤثر صفحات مثلی شکل بر الگوی فرسایش و
سوب‌گذاری در قوس ملایم ۹۰ درجه
محمد بهرامی یاراحمدی - محمود شفاعی بجستان
- ۱۰۱ ارائه یک روش فرا ابتکاری مؤثر برای زمان‌بندی پروژه با حالت‌های چندگانه
محمد حسن سبط - محمدرضا افشار - یعقوب علیپوری
- ۱۱۵ شبیه‌سازی عددی شکل‌گیری توپوگرافی بستر در قوس با آبگیر
جانبی با مدل عددی SSIM2
حسین آسیانی - حسین منتصری
- ۱۳۳ بررسی تحلیلی اندرکنش صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر با نیم‌فضای
ایزوتروپ جانبی
قاسم گرجی بندپی - مرتضی اسکندری قادی - عزیزالله اردشیر بهرستانی
- ۱۵۵ مطالعه‌ی آزمایشگاهی سیستم دیوار برشی فولادی با ورق‌های پرکننده‌ی
کامپوزیتی تحت بارگذاری چرخه‌ای (یادداشت پژوهشی)
فریبرز ناطقی الهی - مسعود خزایی پول
- ۱۷۱ بررسی عددی پایداری دیوارهای خاکی مسلح با ژئوستتیک (یادداشت پژوهشی)
آتنا فردوسی شاهاندرشتی - فریدون مقدس نژاد - اسماعیل افلاکی
- ۱۸۹ محاسبه‌ی حداکثر بارش محتمل در حوضه‌ی آبریز سد بختیاری با تگرش
آماري و سیمپتیک (یادداشت پژوهشی)
محمد حسین نوری قیداری - عبدالرسول تلوری



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسوول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیأت تحریریه :

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

ویراستار ادبی : الهام دهقان

مسوول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

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

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

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

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

چاپ: مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	سید مصطفی رزاز - هاشم شریعتمدار	بررسی رفتار دیوارهای برشی کوپل تحت اثر زلزله‌های میدان نزدیک
۱۷	علیرضا صادقیان - بابک امیدوار	ارزیابی ریسک آتش‌سوزی شبکه‌ی گاز در کاربری‌های مختلف شهری پس از زلزله (مطالعه‌ی موردی: منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران)
۳۵	مهرداد حجازی - سید محمد مویدیان - مریم داعی	آنالیز لرزه‌ای منارهای تاریخی آجری ایرانی
۵۱	علی ندافی - سید محمود حسینی	نگرشی جدید بر روش واکنش سیل واحد در اولویت‌بندی مکانی اقدامات کنترل سیل
۶۷	بابک لشکرآر - علی لشکرآر - منوچهر فتحی مقدم	بررسی آزمایشگاهی اثر هوادهی به جت‌های قائم بر ابعاد حفره‌ی آبستگي
۷۷	جواد مظفری - امیر صمدی - سید اسدالله محسنی موحد - داود داودمقامی	مقایسه‌ی کاربرد مدل‌های آشفتنگی RSM و LES در پیچ تند
۸۷	محمد بهرامی یاراحمدی - محمود شفاعی بجستان	بررسی تغییرات طول مؤثر صفحات مثلثی شکل بر الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری در قوس ملایم ۹۰ درجه
۱۰۱	محمدحسن سبط - محمدرضا افشار - یعقوب علیپوری	ارائه یک روش فرا ابتکاری مؤثر برای زمان‌بندی پروژه با حالت‌های چندگانه
۱۱۵	حسین آسیائی - حسین منتصری	شبیه‌سازی عددی شکل‌گیری توپوگرافی بستر در قوس با آبگیر جانبی با مدل عددی SSIIM2
۱۳۳	قاسم گرجی بندی - مرتضی اسکندری قادی - عزیزالله اردشیر بهرستاقی	بررسی تحلیلی اندرکنش صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر با نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی
۱۵۵	فریبرز ناطقی الهی - مسعود خزایی پول	مطالعه‌ی آزمایشگاهی سیستم دیوار برشی فولادی با ورق‌های پرکننده‌ی کامپوزیتی تحت بارگذاری چرخه‌ای (یادداشت پژوهشی)
۱۷۱	آتنا فردوسی شاه‌اندشتی - فریدون مقدس نژاد - اسماعیل افلاکی	بررسی عددی پایداری دیوارهای خاکی مسلح با ژئوستتیک (یادداشت پژوهشی)
۱۸۹	محمد حسین نوری قیداری - عبدالرسول تلوری	محاسبه‌ی حداکثر بارش محتمل در حوضه‌ی آبریز سد بختیاری با نگرش آماری و سینوپتیکی (یادداشت پژوهشی)

بررسی رفتار دیوارهای برشی کوپل تحت اثر زلزله‌های میدان نزدیک*

سید مصطفی رزاز^(۱) هاشم شریعتمدار^(۲)

چکیده دیوارهای برشی کوپله یکی از پرکاربردترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان‌های بلند و متوسط بتنی می‌باشد. از آنجایی که رفتار سازه‌ها در برابر بارهای جانبی تا حد زیادی به رفتار دیوارهای برشی بستگی دارد، لذا این جزء سازه‌ای باید دارای رفتار مطلوبی در شرایط بارگذاری گوناگون باشد. با توجه به این که سازه‌های موجود در نزدیکی منبع لرزه‌زا در هنگام وقوع زمین‌لرزه رفتاری متفاوت نسبت به سازه‌های دور از منبع لرزه‌زا از خود نشان می‌دهند، لذا بررسی و شناخت رفتار این دیوارها در برابر زلزله‌های میدان نزدیک از اهمیت بالایی برخوردار است. بدین منظور پس از اعتبارسنجی مدل اجزای محدود با یک نمونه‌ی آزمایشگاهی، دیوارهای برشی دو ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه با نسبت‌های $\frac{l}{h}$ (طول دهانه و ارتفاع تیر کوپله) $\frac{2}{1.75}$ ، $\frac{2}{1}$ و $\frac{2}{0.7}$ در نرم‌افزار Abaqus مدل‌سازی شده و با انجام تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی تحت اثر دو زوج رکورد دور و نزدیک گسل، به بررسی رفتار این دیوارها تحت اثر زلزله‌های میدان نزدیک پرداخته شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که در نواحی نزدیک گسل در مقایسه با حوزه‌ی دور، نیازهای سازه‌ای بیشتر خواهد بود. همچنین با افزایش ارتفاع تیر کوپله و پریود طبیعی سازه، از اثرات زلزله‌های نزدیک گسل کاسته می‌شود و در نتیجه خسارات وارد کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی دیوار برشی کوپله، زلزله‌ی میدان نزدیک، تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی، تغییر مکان.

Evaluation of Coupled- Shear Walls Subjected to Near-Field Earthquakes

S. M. Razzaz

H. Shariatmadar

Abstract Coupled-shear walls are one of lateral load resisting systems in high and medium rise reinforced concrete buildings. The lateral structural response is exactly depends on the shear walls behavior; therefore these elements must response well when under different load conditions. The structures located in near-source region behave differently compared to those in near-source sites when subjected to earthquake. Therefore, it is very important to study the behavior of these walls under near-field seismic loads. To do this, after validation of the finite element model with experimental sample; coupled-shear walls in 10 and 20 story buildings with $\frac{l}{h}$ ratio (l =span length and h =beam height) of $\frac{2}{0.7}$, $\frac{2}{1}$, $\frac{2}{1.75}$ and were modeled in Abaqus computer software. The nonlinear time history analysis were carried out using two coupled near and far fault records and then the performance of walls were studied under near-field earthquake. The results show that the structural demands are higher for structures in near-field area in comparison to those for far-field. Besides, the effects of near-fault earthquake decrease when the coupled beam height and structural natural period increase.

Keywords Coupled- Shear Walls, Near-Field Earthquake, Nonlinear Time History Analysis, Displacement.

*تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۱/۲۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۷/۱۴ می‌باشد.

(۱) دانش آموخته، کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه فردوسی مشهد.

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

مقدمه

مقاومت، سختی جانبی بالا و توانمندی در استهلاک انرژی دیوارهای برشی، آن‌ها را به پرکاربردترین سیستم مقاوم جانبی در ساختمان‌های بلند و متوسط تبدیل کرده است. لزوم تأمین فضاهای بزرگ در ساختمان‌های بلند به دلیل فراهم ساختن امکان ایجاد کاربری‌های گوناگون در طبقات مختلف از یک سو، و ملاحظات معماری از قبیل محل درها، پنجره‌ها و راهروها از سوی دیگر موجب می‌گردد قرار دادن دیوارها با ابعاد مناسب در موقعیت‌های مطلوب امکان پذیر نباشد. یکی از فرم‌های سازه‌ای برای غلبه بر این مشکل، استفاده از دیوارهای برشی کوپله می‌باشد.

پیش از وقوع زلزله‌ی آلاسکا (۱۹۶۴) عملکرد تیرهای همبند مورد بررسی دقیق قرار نگرفته بود، و این اعضا تحت اثر خمش و برش همانند تیرهای عمیق طراحی می‌شدند. تخریب ساختمان Mt. Mcking در این زمین‌لرزه، نشان داد که روابط و آیین نامه‌های موجود نیازهای لرزه‌ای این دیوارها را تأمین نمی‌کند.

تحقیقات ابتدایی در این زمینه بر روی جزئیات آرماتورگذاری تیرهای همبند، برای بالا بردن ظرفیت جذب انرژی و بهبود رفتار آن‌ها تمرکز یافت. در سال ۱۹۷۴ پائولی برای بالا بردن شکل‌پذیری این دیوارها، روش آرماتورگذاری جدیدی را پیشنهاد کرد. در این روش یک گروه آرماتور به صورت قطری در تیر همبند قرار داده می‌شد و برای جلوگیری از کم‌انرژی آرماتورهای قطری، تنگ‌هایی به دور آن‌ها پیچیده می‌شد. آزمایش‌های پائولی نشان داد روش آرماتورگذاری پیشنهادشده باعث افزایش قابل توجه ظرفیت جذب انرژی تیرهای کوپله می‌شود و این تیرها دارای پاسخی پایداری در چرخه‌های بالاتر، بدون کاهش در مقاومت و سختی خواهند بود [1]. با توجه به این که ساخت دیوارهای برشی با آرماتورگذاری قطری در هنگام اجرا با مشکلاتی روبه‌رو می‌باشد، لذا جهت ساده‌سازی در هنگام ساخت، روش‌های دیگری توسط دیگر محققان پیشنهاد گردید، که می‌توان به روش پیشنهادی تگوس و پنلیس (۱۹۸۸) [2]، و

گالانور و وینکلی (۲۰۰۰) اشاره کرد [3].

عده‌ای از محققان به بررسی خصوصیات تیر همبند پرداختند در همین راستا می‌توان به تحقیقات ژائو و همکاران اشاره کرد. آن‌ها به بررسی تأثیر ارتفاع تیر کوپله و درصد آرماتور برشی آن در آزمایشگاه پرداختند و به این نتیجه رسیدند که تیرهای کوپله با نسبت دهانه به ضخامت ($\frac{1}{h}$) کمتر از ۲ شبیه تیرهای عمیق رفتار می‌کنند و در برش دچار شکست می‌شوند. هم‌چنین تیرهای کوپله با درصد آرماتور برشی کمتر دچار گسیختگی برشی - کششی می‌شوند اما نمونه‌های با آرماتور برشی بیشتر، اغلب دچار گسیختگی لغزشی - برشی می‌شوند و دارای شکستی ترد می‌باشند [4].

در کنار پژوهش‌های آزمایشگاهی صورت گرفته، عده‌ای از محققان به بررسی روش‌های تحلیل دیوارهای برشی کوپله، برای ارائه‌ی روش‌های دقیق‌تر پرداختند. در همین جهت می‌توان به ارائه‌ی روش قاب معادل توسط کندی و مک لود اشاره کرد، که در ادامه توسط خوان و محققان دیگر بهبود یافت [5]. هم‌چنین با توسعه و گسترش روش اجزای محدود، این روش در تحلیل دیوارهای برشی کوپله به کار گرفته شد که منجر به تحلیل‌های دقیق‌تر گردید.

از آن جایی که یکی از مهم‌ترین بارهای جانبی وارد بر سازه نیروی زلزله می‌باشد، لذا این دیوارها باید قادر به مقاومت در برابر این نیروها باشند. اطلاعات به دست آمده از زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد که جنبش‌های ثبت شده در نزدیکی محل گسیختگی گسل به دلیل داشتن پالس‌هایی با انرژی زیاد و اثر جهت‌گیری دارای اثراتی متفاوت نسبت به زلزله‌ی دور از گسل می‌باشند. تخریب سازه‌های مهندسی در زلزله‌های نورث‌ریج (۱۹۹۴)، کوبه (۱۹۹۵) و چی - چی (۱۹۹۹) ضعف و آسیب‌پذیری ساختمان‌های موجود را که با استفاده از طیف پاسخ، طرح شده بودند نمایان کرد. بنابراین بسیاری از آیین‌نامه‌ها و روابط موجود نیاز به بازنگری دارند. با توجه به پژوهش‌های پیشین، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی، که پاسخ این سیستم را تحت زلزله‌های میدان نزدیک ارائه نماید به صورت

توسط لیو (۲۰۰۱)، آل شیخ (۲۰۰۳) و سعیدی و سامرویل (۲۰۰۵) اشاره نمود. لیو و همکاران برای بررسی ویژگی‌های پاسخ غیرخطی قاب‌های بتنی تحت زلزله‌های نزدیک گسل، دو قاب خمشی ۵ و ۱۲ طبقه را تحت ۴ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل از زلزله‌ی چی‌چی تایوان و تعدادی شتاب‌نگاشت از مناطق دیگر جهان مورد تحلیل قرار دادند، آن‌ها دریافتند که تغییر مکان نسبی در هر دو سازه، تحت زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور از گسل است [8].

آل شیخ و همکاران در تحقیقی دیگر اثر زلزله‌های نزدیک گسل را با انجام تحلیل بار استاتیکی افزایش یافته و تحلیل دینامیکی بر روی قاب‌های بتنی ۳، ۶، ۱۲ و ۲۰ طبقه مورد مطالعه قرار دادند، نتایج حاصل از تحلیل نشان دادند که برای یک برش پایه‌ی ثابت روی قاب‌های بتنی، تغییر مکان به‌دست آمده از روش بار افزایش یافته محافظه کارانه‌تر از روش تحلیل دینامیکی می‌باشد و همچنین روش استاتیکی بار افزایش یافته برای طراحی براساس تغییر مکان، برای سازه‌های تحت زلزله‌های نزدیک گسل مناسب‌تر است [9]. سعیدی و سامرویل به بررسی اثرات زلزله‌ی نزدیک گسل بر روی ستون‌های بتنی پرداختند. در این تحقیقات مشخص شد، زلزله‌های میدان نزدیک باعث ایجاد تغییر شکل‌های ماندگاری در ستون‌ها می‌شود [10].

خصوصیات دیوارهای مورد بررسی

در این تحقیق شش ساختمان بتنی ۱۰ و ۲۰ طبقه به‌عنوان ساختمان‌هایی با تعداد طبقات متوسط و زیاد برای ارزیابی اثرات زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک و مقایسه با زلزله‌های حوزه‌ی دور مورد استفاده قرار گرفته‌اند. سیستم مقاوم جانبی در ساختمان‌ها در جهت X قاب خمشی ویژه و دیوار برشی، و در جهت Y قاب خمشی ویژه به‌همراه دیوار برشی کوپله می‌باشد. ساختمان‌ها براساس آیین‌نامه‌ی ایران و برای مناطق با خطر لرزه‌ای زیاد طراحی شده‌اند. همچنین ارتفاع طبقات ساختمان‌ها ۳/۵ متر می‌باشد. پلان طبقات در شکل (۱) نمایش داده شده است. طول تیر همبند در تمام ساختمان‌ها برابر ۲

قابل توجهی صورت نگرفته است و کافی نمی‌باشد. در نتیجه با توجه به کمبود مطالعات انجام گرفته در مورد اثرات زمین‌لرزه‌ای میدان نزدیک و دور بر روی دیوارهای برشی کوپله، بررسی دقیق این موضوع احساس می‌گردد. در تحقیق حاضر رفتار دیوارهای برشی کوپل تحت تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل بررسی و تحلیل شده‌اند.

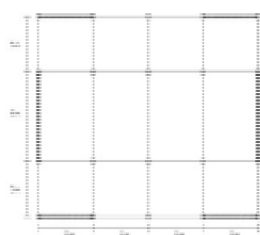
خصوصیات زلزله‌های میدان نزدیک

زلزله‌های میدان نزدیک به زلزله‌هایی اطلاق می‌گردد که علاوه بر نزدیکی سایت ثبت رکوردهای زلزله به محل شکست گسل، سایت مورد نظر در مسیر جهت‌گیری شکست پیش‌رونده باشد. رکوردهای زلزله‌های نزدیک گسل علاوه بر داشتن مقادیر بالای بیشینه شتاب، سرعت و جابه‌جایی که باعث بروز خرابی و خسارت بالا در سازه‌های قرار گرفته در این محدوده می‌شوند، به دلیل داشتن حرکات پالس‌گونه در ابتدای رکوردها در مدت زمان کوتاه، موجب وارد آمدن مقادیر زیادی انرژی به سازه می‌گردد و همچنین توزیع رفتار غیرخطی سازه دگرگون می‌شود، به‌طوری که به جای توسعه‌ی رفتار غیرخطی و مفاصل پلاستیک در ارتفاع سازه، انرژی ناشی از زلزله در اولین مفاصل ایجاد شده، جذب می‌گردد و توزیع و توسعه‌ی رفتار غیرخطی در تمام مفاصل سازه مشاهده نمی‌شود، در نتیجه رفتار مناسبی در مقابل نیروهای وارد در اثر زلزله‌های نزدیک گسل در سازه‌ها مشاهده نمی‌شود [6] و [7]. تحقیقات انجام گرفته در این زمینه را می‌توان به دو بخش تقسیم نمود، بخش اول مجموعه‌ای از تحقیقاتی است که بر روی رکوردهای ثبت شده‌ی ناشی از جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل و مشخصات و پارامترهای مختلف مربوط به این رکوردها انجام گرفته است و بخش دوم مجموعه تحقیقاتی است که مربوط به بررسی رفتار سازه‌های مختلف تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد.

در این رابطه می‌توان به تحقیقات انجام گرفته

پریود پالس می‌باشد. برای محاسبه‌ی مدت زمان پالس هیچ روش واحدی وجود ندارد ولی رایج‌ترین روش مورد استفاده، زمان اوج طیف پاسخ سرعت می‌باشد [11].

شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، برای شتاب $g/3.5$ (شتاب مبنای منطقه‌ی لرزه‌خیزی با خطر نسبی خیلی زیاد) همپایه شده‌اند. اگرچه روش‌های دیگری برای همپایه کردن وجود دارد ولی چون همپایه کردن به شتاب مبنای، محتوای فرکانسی را تغییر نمی‌دهد و تمایز اصلی بین زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک محتوای فرکانسی می‌باشد و هدف مقایسه‌ی زلزله‌ها می‌باشد بنابراین از این روش استفاده شده‌است.



شکل ۱ پلان طبقات

متر بوده و ارتفاع آن برابر $1/75$ ، 1 و $0/7$ متر می‌باشد. برای نام گذاری دیوارها از نام کلی D-Hn-li-hj-tk استفاده شده‌است که D نشان‌دهنده‌ی نوع آرماتورگذاری، H ارتفاع دیوار، L طول تیر کوپله و h ارتفاع تیر کوپله می‌باشد. مشخصات، پریود طبیعی سیستم (T) و درجه کوپلینگ (DC) هر یک از دیوارها در جدول (۱) آورده شده‌است. درجه‌ی کوپلینگ بیانگر بخشی از لنگرهای خارجی است که توسط نیروهای محوری دیوارها تحمل می‌شود (رابطه‌ی ۱).

$$DC = \frac{pl}{pl + M_1 + M_2} \quad (1)$$

در رابطه‌ی بالا M_1 و M_2 لنگر خمشی در پای دیوار اول و دوم، l طول تیر همبند و p نیروی برشی در تیر همبند می‌باشد.

زمین‌لرزه‌های انتخابی

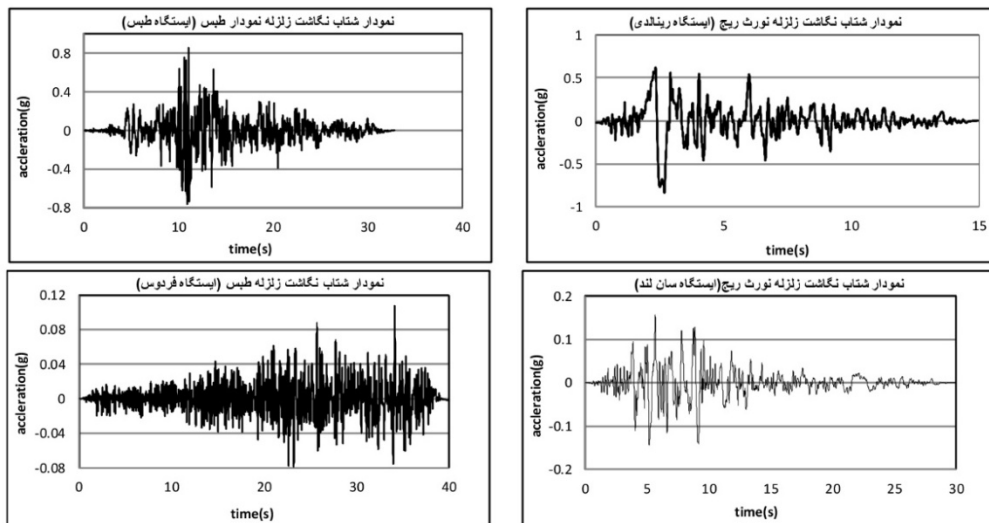
برای بررسی اثرات زمین‌لرزه‌های میدان نزدیک از دو زوج زمین‌لرزه‌ی دور و نزدیک گسل استفاده شده است. جدول (۲) مشخصات این زمین‌لرزه‌ها را نشان می‌دهد. در این جدول PGD, PGV, PGA به ترتیب بیشینه شتاب، سرعت و جابه‌جایی ثبت شده، و T_p

جدول ۱ مشخصات دیوارهای انتخابی

نام دیوار	ارتفاع دیوار (m)	طول تیر همبند (m)	ارتفاع تیر همبند (m)	l/h	T(sec)	DC
D-H10-12-h0.7-t0.35	10	2	0.7	3/4	1/0.9	0.42
D-H10-12-h1-t0.35	10	2	1	2	1/0.76	0.5095
D-H10-12-h1.75-t0.35	10	2	1.75	1/1.4	0.73	0.5847
D-H20-12-h0.7-t0.5	10	2	0.7	3/4	4/0.98	0.55
D-H20-12-h1-t0.5	10	2	1	2	3/33	0.6224
D-H20-12-h1.75-t0.5	10	2	1.75	1/1.4	3/246	0.6763

جدول ۲ مشخصات زمین‌لرزه‌های انتخابی

زلزله	سال	ایستگاه	جهت	M_w	فاصله (Km)	PGA (g)	PGV (m/s)	PGD (m)	T_p (sec)
طیس	۱۹۷۸	TABAS	TR	7/4	3	0/852	121/4	94/58	0/76
	۱۹۹۴	RINALDI	228	6/7	7/1	0/838	166/1	28/78	1
نورث ریج	۱۹۷۸	FERDOWS	T1	7/4	94/4	0/108	8/6	9/69	0/5
	۱۹۹۴	SUNLAND	260	6/7	17/7	0/157	14/5	4/29	1



شکل ۲ شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه‌های انتخابی

بارگذاری افزایشی بوده و کرنش‌های ایجاد شده در بتن یکنواخت می‌باشند. بدیهی است که با توجه به بارگذاری لرزه‌ای مدل‌ها در این پژوهش، این مدل قابل استفاده نیست. مدل دوم، مدل آسیب‌دیدگی خمیری می‌باشد. مدل آسیب‌دیدگی خمیری یک مدل ترکیبی است که قابلیت در نظر گرفتن هم‌زمان شکست ناشی از فشار و کشش در بتن را دارا می‌باشد. این مدل اولین بار توسط لوبلینزو همکاران (۱۹۸۹) ارائه شد و سپس توسط لیو فنوس (۱۹۹۸) اصلاح گردید. در این مدل مهمترین مکانیزم‌های شکست بتن ترک خوردگی کششی و خرد شدگی فشاری می‌باشند. تحت بارگذاری تک محوره، نمودار تنش-کرنش بتن در کشش و فشار در این تئوری مانند شکل ۳ در نظر گرفته می‌شود. بنابراین طبق تئوری آسیب‌دیدگی خمیری رابطه تنش-کرنش به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$\sigma = (1-d)D_0^{\text{el}}(\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}) = D^{\text{el}}(\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}) \quad (3)$$

در رابطه‌ی بالا D_0^{el} سختی الاستیک اولیه ماده و D^{el} سختی الاستیک کاهش یافته می‌باشد. ε کرنش کل است که طبق رابطه‌ی (۱۲) از مجموع کرنش الاستیک و کرنش پلاستیک به دست می‌آید.

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{pl}} \quad (4)$$

تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه‌زمانی

رابطه‌ی (۲) معادله‌ی دینامیکی حاکم بر سازه در زمان t می‌باشد.

$$F_I(t) + F_D(t) + F_E(t) = R(t) \quad (2)$$

در رابطه‌ی فوق $F_I(t)$ بیانگر نیروهای اینرسی، $F_D(t)$ بیانگر نیروهای ناشی از میرایی و $F_E(t)$ بیانگر نیروهای ارتجاعی می‌باشند که هر دسته از نیروی فوق تابع زمان هستند. عموماً در تحلیل دینامیکی سازه‌ها، تعادل استاتیکی نیروهای فوق در هر زمان t ارضا می‌شوند. از دیدگاه ریاضی معادله‌ی (۲) منجر به یک سری معادلات دیفرانسیل خطی درجه‌ی دو می‌گردد که عموماً در روش اجزای محدود برای حل معادلات فوق از دو روش اصلی به نام‌های روش انتگرال‌گیری مستقیم و روش ترکیب مودها استفاده می‌شود. روش انتگرال‌گیری مستقیم به دو روش انتگرال‌گیری صریح و انتگرال‌گیری ضمنی تقسیم می‌شود که در این پژوهش، از روش انتگرال‌گیری ضمنی استفاده شده است [12].

مدل‌سازی بتن

به‌طور کلی در نرم‌افزار Abaqus دو مدل رفتاری برای بتن قابل استفاده است. مدل اول با نام مدل ترک‌اندود خوانده شده و در سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای

$$\sigma_s = \frac{f'_t}{3} \quad (۸)$$

$$w_s = 0.8 \frac{G_F}{f'_t} \quad (۹)$$

$$w_0 = 3.6 \frac{G_F}{f'_t} \quad (۱۰)$$

در روابط بالا f'_c (MPa) مقاومت فشاری بتن، d_a (mm) حداکثر اندازه‌ی سنگدانه، $\frac{W}{C}$ نسبت آب به سیمان و برای سنگدانه‌های گوشه‌دار و شکسته $\alpha_0 = 1.44$ می‌باشد.

برای معرفی نمودار تنش- کرنش بتن در فشار، از رابطه‌ی ارائه شده توسط تورنفلدو تروماسویز (۱۹۸۷)، استفاده شده است:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)^{nk}} \quad (۱۱)$$

$$n = 0.8 + f'_c \text{ (MPa)} \quad (۱۲)$$

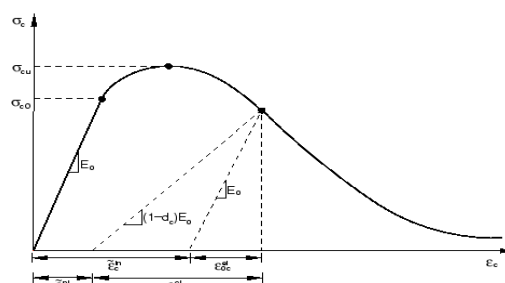
در رابطه‌ی (۱۹) f'_c (MPa) تنش فشاری و f'_c (MPa) مقاومت نمونه‌ی استوانه‌ای استاندارد بتن، ϵ_c کرنش فشاری و ϵ'_c کرنش متناظر با f'_c (MPa) می‌باشد. ضریب n نیز از رابطه‌ی (۲۰) به دست می‌آید. ضریب k در رابطه‌ی (۱۹) مربوط به شاخه‌ی نزولی منحنی تنش- کرنش است و مقدار آن در شاخه‌ی صعودی برابر یک می‌باشد مقدار این ضریب از رابطه‌ی (۲۱) قابل محاسبه است.

$$k = \begin{cases} 1 & \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \leq 1 \\ 0.67 + \frac{f'_c \text{ (MPa)}}{62} & \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \geq 1 \end{cases} \quad (۱۳)$$

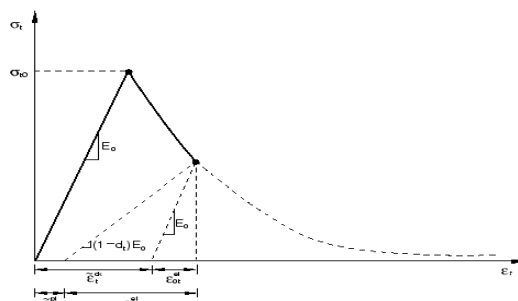
کاهش سختی الاستیک در فشار و کشش به وسیله‌ی مقادیر آسیب‌یدگی d_c و d_t وارد محاسبات می‌گردند این پارامترها به کمک روابط زیر در نرم افزار تعریف می‌شوند [15].

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f'_c} \quad (۱۴)$$

در رابطه (۱۱) $(1-d)$ مقدار عددی کاهش سختی است، d می‌تواند مقداری از صفر (برای ماده آسیب ندیده) تا یک (برای ماده کاملاً آسیب دیده) داشته باشد [12].



(الف)



(ب)

شکل ۳ نمودار تنش- کرنش بتن تحت بارگذاری تک محوره
(الف) حالت فشاری، (ب) حالت کششی

به منظور تعریف مدول کشسانی از رابطه زیر استفاده شده است [13].

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c \text{ (MPa)}} \quad (۵)$$

برای تعریف رفتار بتن در کشش، از منحنی نرم‌شدگی دو خطی بتن استفاده شده است. منحنی نرم‌شدگی بتن را می‌توان به صورت تجربی به دست آورد اما در صورتی که پارامترهای تجربی منحنی در دسترس نباشند، می‌توان از روابط زیر برای محاسبه آنها استفاده نمود [13,14].

$$f'_t = 0.6 \sqrt{f'_c} \quad (۶)$$

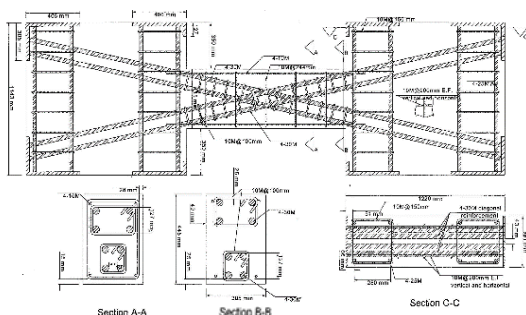
$$G_F = 2.5 \alpha_0 \left(\frac{f'_c}{0.051} \right)^{0.46} \left(1 + \frac{d_a}{11.27} \right)^{0.22} \left(\frac{W}{C} \right)^{-0.3} \quad (۷)$$

بررسی صحت مدل سازی

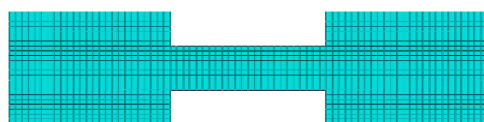
به منظور بررسی صحت روش مدل سازی، از یک نمونه دیوار برشی همبند که توسط گزنالس و همکاران [16] مورد آزمایش قرار گرفته است و نتایج آزمایشگاهی آن در دست است، استفاده شده است. مشخصات بتن و فولاد در جدول (۳) آورده شده است. شکل (۶) مشخصات هندسی و آرماتوربندی دیوار برشی همبند را نشان می دهد.

جدول ۳ مشخصات فولاد و بتن

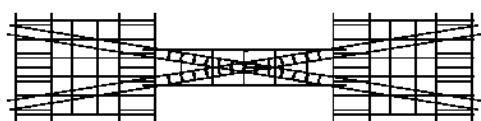
ماده	پارامتر	مقدار
بتن	چگالی جرمی	۲۴۰۰
	مدول کشسانی	۲۸۰۴۲۹
	ضریب پواسون	۰/۲
	مقاومت فشاری بتن (f_c)	۳۵۶
فولاد	چگالی جرمی	۷۸۳۰
	مدول کشسانی	۲۱۰۰۰۰
	ضریب پواسون	۰/۳
	مقاومت تسلیم	۵۰۰۰
	مقاومت نهایی	۷۰۰۰
	کرنش نهایی	۰/۰۸



شکل ۶ مشخصات هندسی و آرماتورگذاری نمونه آزمایشگاهی



(الف)



شکل ۷ مشخصات هندسی و آرماتورگذاری دیوار برشی

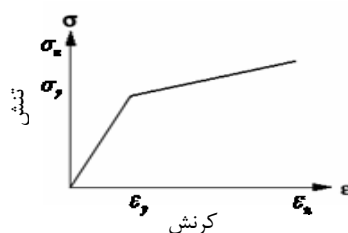
مدل سازی شده در Abaqus

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (15)$$

نمونه رفتار یاد شده اگرچه از نظر تاریخی قدمت دارد اما دارای دقت و اعتبار کافی برای مدل سازی رفتار غیرخطی بتن می باشد.

مدل سازی فولاد

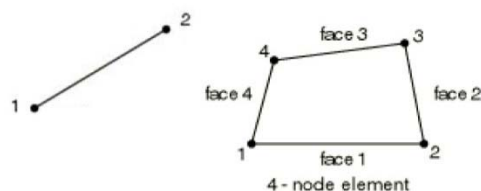
در پژوهش ها، معمولاً نمودار تنش - کرنش فولاد با یک نمودار ایده آل سازی شده جایگزین می گردد. در این پژوهش برای شبیه سازی رفتار فولاد نمودار تنش - کرنش، به صورت یک ناحیه الاستیک خطی و یک ناحیه پلاستیک خطی در نظر گرفته شده است. هم چنین رفتار فولاد در کشش و فشار یکسان فرض گردیده است. مدل مذکور اگرچه قدمت دارد ولی دارای دقت کافی می باشد. شکل (۴) رفتار فرض شده برای فولاد را نشان می دهد.



شکل ۴ نمودار تنش - کرنش فولاد

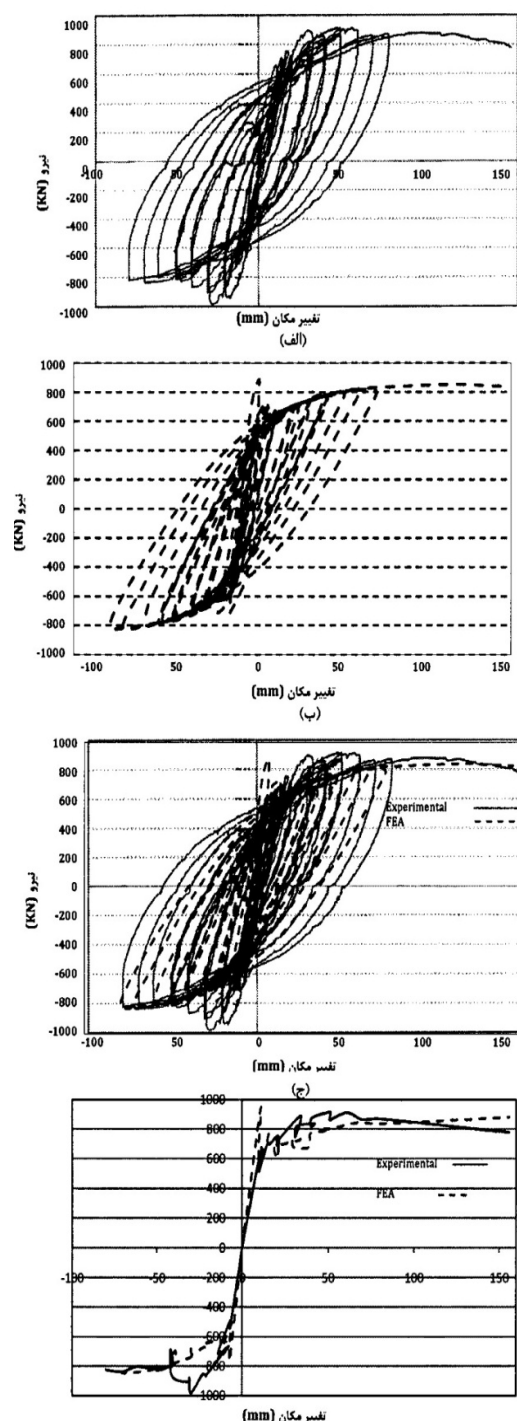
اجزای به کار رفته

به منظور مدل سازی بتن در نرم افزار Abaqus از جزء CPS4R استفاده شده است. این جزء یک جزء چهارگره ای همگن با دو درجه آزادی در هر گره می باشد. برای مدل سازی فولاد از جزء T2D2 استفاده شده است که یک جزء خرابایی دو گره ای با دو درجه آزادی در هر گره می باشد [12].



شکل ۵ (الف) جزء CPE4R، (ب) جزء T2D2

تغییر مکان نسبی طبقات نشان می‌دهند.



شکل ۸ نمودار بار تغییر- مکان نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل سازی شده

(الف) نمونه‌ی آزمایشگاهی، (ب) نمونه‌ی مدل سازی شده،
(ج) نمودار چرخه‌ای نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل سازی شده، (د)
نمودار پوش

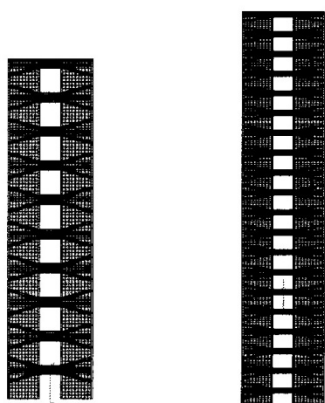
نمونه‌ی یاد شده در نرم افزار Abaqus با جزئیات کامل (شکل ۷) مدل سازی شده است. نمودارهای بار- تغییر مکان به دست آمده از نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمونه‌ی مدل سازی شده در شکل (۸) آورده شده است. همچنین به منظور سهولت در مقایسه، دو نمودار و پوش نمودارها در یک دستگاه ترسیم شده است. با توجه به شکل مشاهده می‌شود که مدل سازی دیوار برشی مطابقت خوبی با نمونه‌ی آزمایشگاهی دارد و دارای دقت کافی برای بررسی رفتار دیوار برشی می‌باشد.

نتایج عددی

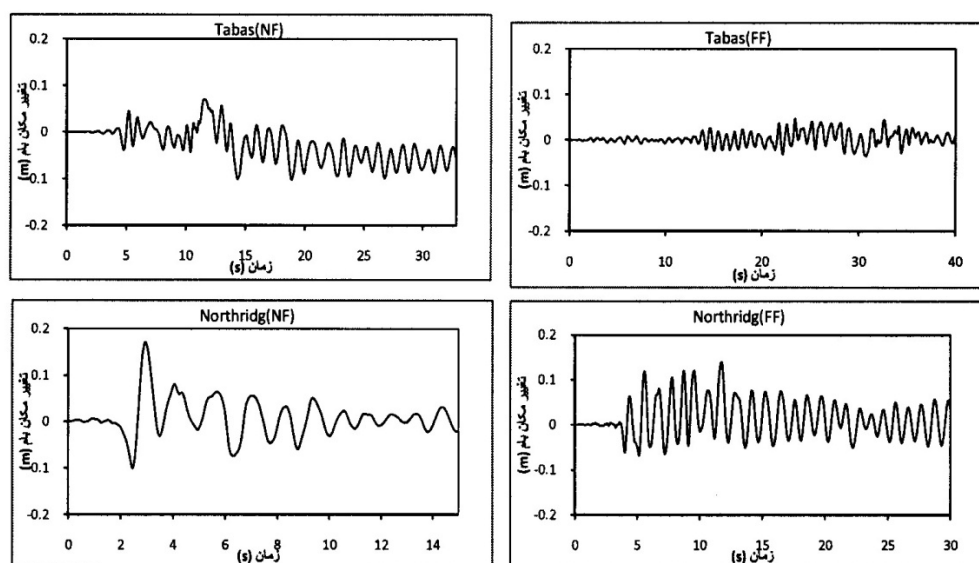
در مجموع ۲۴ تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی بر روی ۶ دیوار برشی همبند صورت گرفته است. برای بررسی رفتار و محاسبه‌ی نیاز لرزه‌ای هر یک از دیوارها، تغییر مکان نسبی طبقات، برش پایه‌ی ماکزیمم، تغییر مکان ماکزیمم بالای دیوار و توزیع تنش‌ها در تیر کوپله مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است.

تغییر مکان کلی و نسبی طبقات

نتایج تغییر مکان کلی و نسبی طبقات برای تمام دیوارها محاسبه گردیده است و نمودار تغییر مکان نسبی ماکزیمم دیوارها در ارتفاع، برای زلزله‌های مختلف دور و نزدیک گسل ترسیم گردیده‌اند. جدول (۴) مقدار تغییر مکان ماکزیمم بالای دیوارها را نشان می‌دهد. با توجه به این جدول، متوسط حداکثر تغییر مکان بام تحت اثر زلزله‌های میدان نزدیک و میدان دور در دیوارهای ده طبقه به ترتیب ۱۵/۰۷ و ۷/۷ سانتی متر می‌باشد، بنابراین رکوردهای نزدیک گسل به طور متوسط باعث افزایشی ۹۶/۹ درصدی در حداکثر تغییر مکان بام می‌شوند. این مقادیر برای دیوارهای ۲۰ طبقه ۵۰/۱۴ و ۲۹/۷۰ سانتی متر می‌باشد که افزایش ۶۸/۸۴ درصدی را نشان می‌دهد. همچنین شکل‌های (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) نمونه‌ای را از تاریخچه‌ی تغییر مکان بام و



شکل ۹ نمونه‌ی دیوارهای مدل‌سازی شده در Abaqus



شکل ۱۰ تاریخچه‌ی تغییر مکان بام رکوردهای دور و نزدیک گسل دیوار ۱/۷۵

جدول ۴ تغییر مکان ماکزیمم بام برای رکوردهای دور و نزدیک گسل

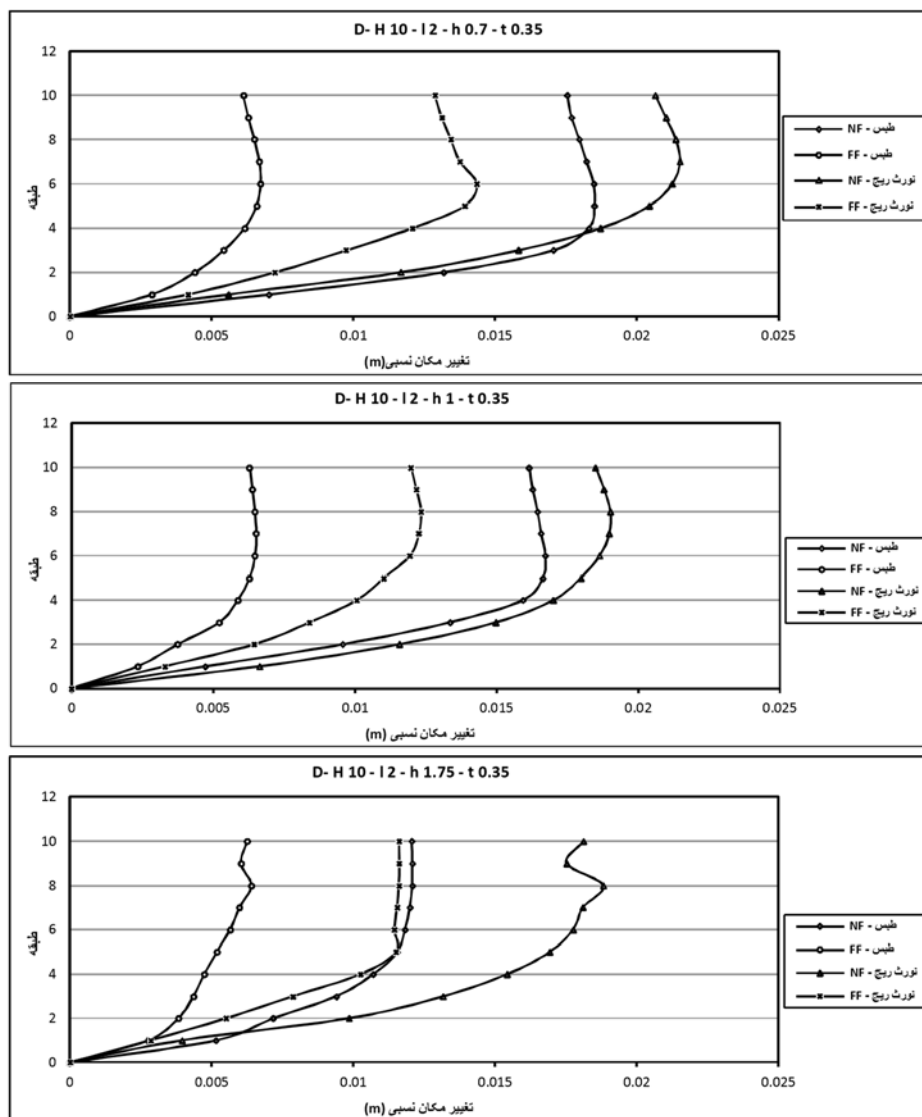
دیوار	tabas		northridg			
	near	far	near/far	near	far	near/far
D-H _{۱۰} -I _۲ -h _۰ /۷-t _۰ /۳۵	۰/۱۶۳۸	۰/۰۵۵۷	۰/۹۴۰۷	۰/۱۸۰۳	۰/۱۰۱۷	۱/۷۷۲۸
D-H _{۱۰} -I _۲ -h _۱ -t _۰ /۳۵	۰/۱۲۹۶	۰/۵۳۸۴	۰/۴۰۷۱	۰/۱۶۶۷	۰/۱۰۱۰	۱/۶۵۰۴
D-H _{۱۰} -I _۲ -h _۱ /۷۵-t _۰ /۳۵	۰/۱۰۲۸	۰/۰۴۶۷	۰/۲۰۱۲	۰/۱۶۰۷	۰/۱۰۰۲	۱/۶۰۳۷
D-H _{۲۰} -I _۲ -h _۰ /۷-t _۰ /۵	۰/۵۸۰۵	۰/۳۲۶۸	۰/۷۷۶۱	۰/۴۸۴۶	۰/۲۸۶۸	۱/۶۸۹۵
D-H _{۲۰} -I _۲ -h _۱ -t _۰ /۵	۰/۵۶۶۷	۰/۳۲۲۵	۰/۷۵۶۷	۰/۴۳۳۱	۰/۵۶۵۹	۱/۶۲۸۸
D-H _{۲۰} -I _۲ -h _۱ /۷۵-t _۰ /۵	۰/۵۱۳۳	۰/۳۱۴۶	۱/۶۳۱۶	۰/۴۳۰۲	۰/۲۶۵۱	۱/۶۲۲۷

گسل می‌باشد. از این نمودارها نتیجه می‌شود که تغییر مکان کلی و نسبی طبقات ناشی از رکوردهای

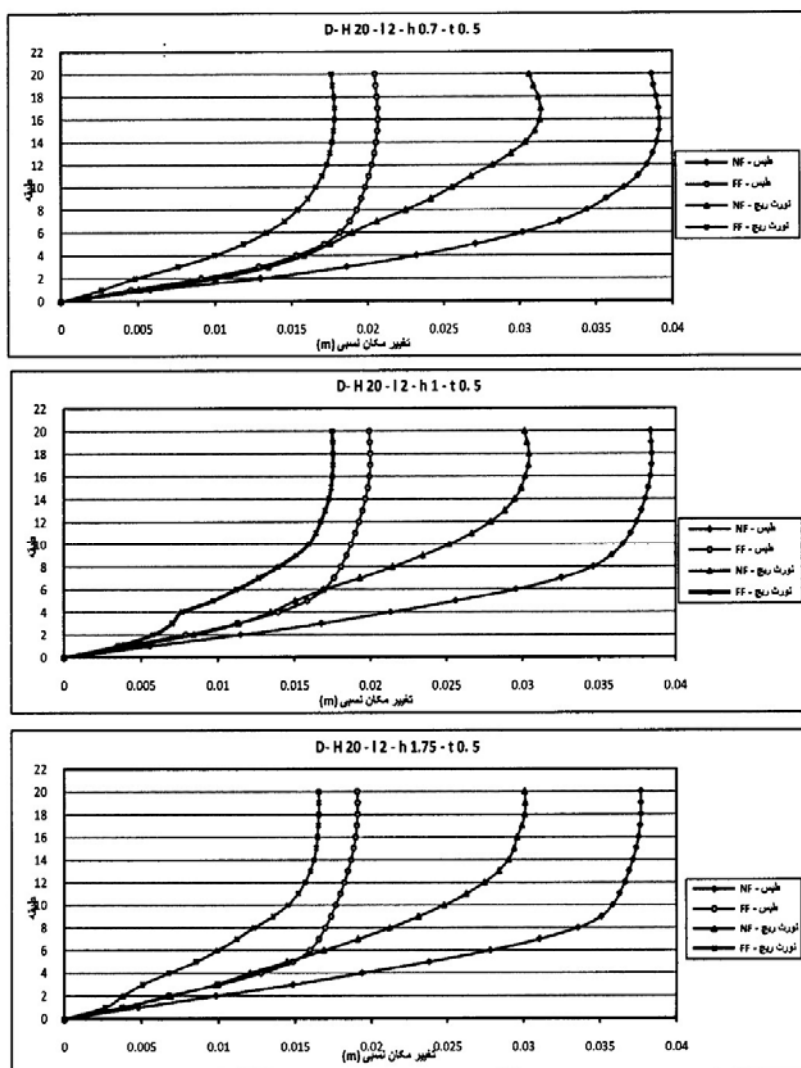
در این نمودارها (NF) نشان دهنده‌ی رکوردهای نزدیک گسل و (FF) نشان دهنده‌ی رکوردهای دور از

تنش‌ها و نیروهای بزرگ‌تری قرار می‌گیرد (شکل ۱۳) و بنابراین در صورتی که اتصال تیر به دیوار دارای مقاومت کافی نباشد، با توجه به کانتورهای تنش در شکل (۱۳) که دارای توزیع ارتجاعی و جهت‌دار می‌باشند شکست خمشی رخ می‌دهد و تیر دچار گسیختگی می‌شود. در نتیجه سختی دیوار به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد و تغییر مکان بام زیاد می‌شود.

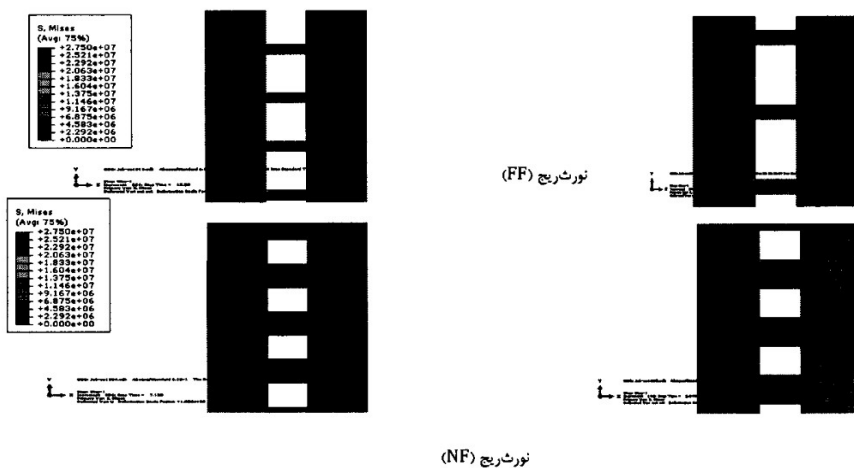
نزدیک گسل در مقایسه با رکوردهای دور از گسل بسیار متفاوتند. دلیل این امر وارد آمدن مقادیر زیادی انرژی به دیوار توسط پالس‌های موجود در ابتدای رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد، و لذا لزوم در نظر گرفتن تأثیرات رکوردهای حوزه‌ی نزدیک از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. نکته‌ی قابل‌توجه دیگر این است که با کم‌شدن ارتفاع تیر همبند که منجر به کاهش سختی می‌گردد، مقدار حداکثر جابه‌جایی بام افزایش می‌یابد. زیرا در زلزله میدان نزدیک تیر کوپله تحت



شکل ۱۱ تغییر مکان نسبی طبقات برای رکوردهای دیوارهای برشی ۱۰ طبقه



شکل ۱۲ تغییر مکان نسبی طبقات برای رکوردهای دیوارهای برشی ۲۰ طبقه



شکل ۱۳ تنش‌های ایجاد شده در تیرهای همبند تحت اثر رکوردهای دور و نزدیک گسل نورث ریچدر دیوارهای

H10-L2-h.5-t0.35 و H10-L2-h.75-t0.35

برش پایه

نسبت برش پایه و ضریب تشدید برش پایه برای دیوارهای مورد بررسی تحت اثر رکوردهای میدان نزدیک و دور در جدول (۵) آورده شده‌اند. با توجه به مقادیر جدول (۵) مشخص می‌شود، زلزله‌های میدان نزدیک در دیوارهای ۱۰ و ۲۰ طبقه به‌طور متوسط برش پایه‌ای برابر ۲۹۷۹ و ۴۴۸۲ کیلو نیوتن را ایجاد می‌کنند که در مقایسه با مقادیر برش پایه ۲۱۴۹ و ۴۰۷۴ کیلو نیوتنی ایجاد شده توسط زلزله‌های میدان دور، به‌ترتیب افزایشی ۴۱ و ۱۲ درصدی را نشان می‌دهد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت، برش پایه ناشی از رکوردهای نزدیک گسل در مقایسه با رکوردهای دور از گسل، از مقادیر زیادتری برخوردار می‌باشند. همچنین با افزایش ارتفاع تیر همبند و افزایش سختی دیوار و در نتیجه کاهش پریود طبیعی دیوار، ضریب تشدید برش پایه کاهش می‌یابد. زیرا به‌علت حرکات پالس‌گونه‌ی زمین در زلزله‌های میدان نزدیک، دیوارهایی که تحت زلزله‌های میدان دور جزء دیوارهای با رفتار شکل‌پذیر قرار می‌گرفتند، در زلزله‌های میدان نزدیک رفتاری سخت از خود نشان می‌دهند. بنابراین افزایش نرمی و پریود اصلی دیوارها باعث افزایش

اثرات نزدیک گسل و در نتیجه افزایش ضریب تشدید می‌شود.

شتاب بام

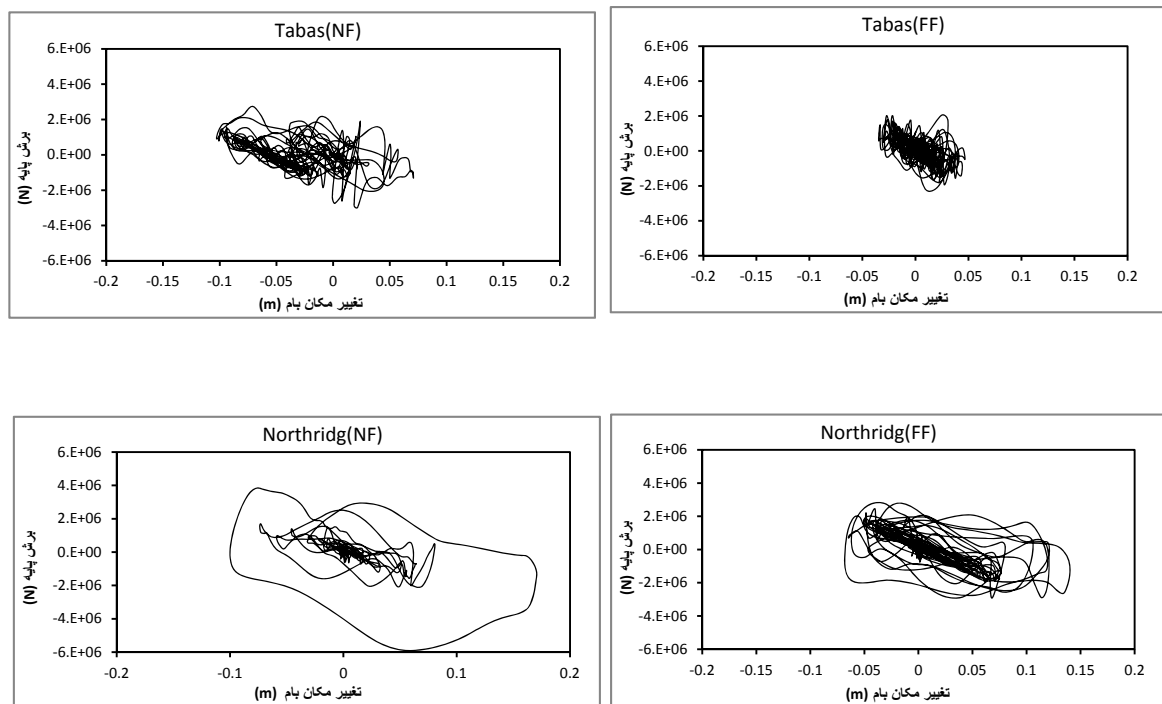
مقدار حداکثر پاسخ تاریخیچه‌زمانی شتاب برای بام استخراج، و در جدول (۶) آورده شده‌است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مقادیر شتاب برای زلزله‌های میدان نزدیک و میدان دور در دیوارهای ۱۰ طبقه، دارای تفاوت کمی نسبت به یکدیگر می‌باشند. در دیوارهای ۲۰ طبقه مقادیر شتاب حاصل از رکوردهای حوزه‌ی نزدیک مقادیر بیشتری را نسبت به رکوردهای حوزه‌ی دور دارا می‌باشند. زیرا دیوارهای برشی جزء سیستم‌های مقاوم جانبی سخت می‌باشند، بنابراین در ناحیه‌ی بین شتاب زمین و ناحیه‌ی شتاب ثابت عمل می‌کنند. با شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در محل اتصال تیر و دیوار، پریود سازه افزایش می‌یابد و دیوار وارد ناحیه‌ی شتاب ثابت می‌شود در نتیجه تحت اثر زلزله‌های میدان نزدیک و میدان دور با یک شتاب زلزله‌ی ثابت، شتاب انتقالی به سازه نسبتاً ثابت می‌ماند و شتاب بام سازه برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل دارای تفاوت کمی نسبت به یکدیگر می‌باشند.

جدول ۵ برش پایه‌ی ماکزیمم برای رکوردهای دور و نزدیک گسل (KN)

دیوار	Tabas			northridge		
	near	Far	near/far	near	far	near/far
D-H۱۰-۱۲-h۰/۷-t۰/۳۵	۲۳۰۰	۱۴۷۲	۱/۵۶۲۳	۳۲۱۵	۲۰۸۶	۱/۵۴۱۰
D-H۱۰-۱۲-h۱-t۰/۳۵	۲۳۴۸	۱۵۹۷	۱/۴۷۰۴	۳۳۴۴	۲۵۹۵	۱/۲۸۸۴
D-H۱۰-۱۲-h۱/۷۵-t۰/۳۵	۲۹۸۶	۲۲۲۰	۱/۳۴۵۲	۳۶۸۱	۲۹۲۲	۱/۲۵۹۴
D-H۲۰-۱۲-h۰/۷-t۰/۵	۳۳۱۴	۲۵۹۳	۱/۲۷۸۲	۵۳۶۷	۴۸۴۵	۱/۱۰۷۵
D-H۲۰-۱۲-h۱-t۰/۵	۳۵۵۳	۳۰۶۳	۱/۱۶۰۲	۵۵۳۱	۵۱۴۰	۱/۰۷۶۲
D-H۲۰-۱۲-h۱/۷۵-t۰/۵	۳۵۵۵	۳۱۲۵	۱/۱۳۷۴	۵۵۷۱	۵۴۷۸	۱/۰۱۶۹

جدول ۶ شتاب ماکزیمم بام برای رکوردهای دور و نزدیک گسل

دیوار	tabas		northridge	
	near	far	near	far
D-H۱۰-۱۲-h۰/۷-t۰/۳۵	۲/۷۶	۲/۷۰	۳/۲۱	۳/۰۵
D-H۱۰-۱۲-h۱-t۰/۳۵	۲/۷۵	۲/۷۷	۳/۶۲	۳/۵۲
D-H۱۰-۱۲-h۱/۷۵-t۰/۳۵	۳/۲۰	۳/۴۶	۴/۲۴	۴/۳۸
D-H۲۰-۱۲-h۰/۷-t۰/۵	۱/۴۹	۰/۷۶۹	۲/۴۱	۲/۱۵
D-H۲۰-۱۲-h۱-t۰/۵	۱/۷۵	۰/۹۴	۲/۵۷	۲/۳۶
D-H۲۰-۱۲-h۱/۷۵-t۰/۵	۱/۹۵	۱/۳۵	۲/۷۰	۲/۶۵



شکل ۱۴ منحنی هیستریزیس دیوار $h^2L_{10}H_{1/75}$

ویژه‌ی رکوردهای نزدیک گسل، دیوارهای برشی همبند رفتار متفاوتی را تحت اثر این رکوردها از خود نشان می‌دهند. با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته اهم نتایج به‌دست آمده به شرح زیر می‌باشند:

۱- هر چند نتایج عددی به‌دست آمده در این تحقیق کاملاً به مشخصات دیوارهای طراحی شده، رکوردها و سایر عوامل از جمله شرایط ساختگاهی سایت بستگی دارد، با این‌وجود به‌طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که نیاز است. با توجه به این شکل مشاهده می‌شود که ناحیه‌ی وسیع‌تری از آرما تورهای در معرض رکوردهای میدان نزدیک تسلیم می‌شود و در نتیجه ناحیه‌ی مفصل پلاستیک وسیع‌تر می‌باشد. هم‌چنین قسمت وسیع‌تری از تیر همبند در معرض تنش‌ها بالاتر قرار دارد که منجر به آسیب دیدگی و تخریب تیر همبند می‌گردد. در دیوار نیز همان‌طور که مشاهده می‌گردد ناحیه‌ی وسیع‌تری از آرما تورهای پای دیوارها تسلیم شده‌اند که لزوم توجه بیشتر را به این مطلب نشان می‌دهند.

منحنی هیستریزیس

پاسخ تاریخیچه‌ی زمانی برش پایه نسبت به تغییر مکان بام (حلقه‌ی هیستریزیس) برای دیوارها ترسیم گردیده و برخی از این نمودارها در شکل (۱۴) نشان داده شده‌اند. با توجه به این نمودارها مشخص می‌شود رکوردهای نزدیک گسل باعث اعمال مقادیر زیادی انرژی در مقایسه با رکوردهای دوراز گسل به دیوارها می‌شوند. این اثر به‌سبب حضور پالس‌های دامنه بلند با مدت زمان طولانی در رکوردهای حوزه‌ی نزدیک می‌باشد، بنابراین نیاز به اتلاف ناگهانی انرژی در یک مدت زمان کوتاه و در یک یا چند سیکل رفت و برگشتی است.

توزیع تنش در دیوار و تیر

نمونه‌ای از توزیع تنش هادردیوارها و آرما تورها برای رکوردهای دور و نزدیک گسل در شکل (۱۵) آورده شده‌است.

نتیجه‌گیری

نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که باتوجه به مشخصات

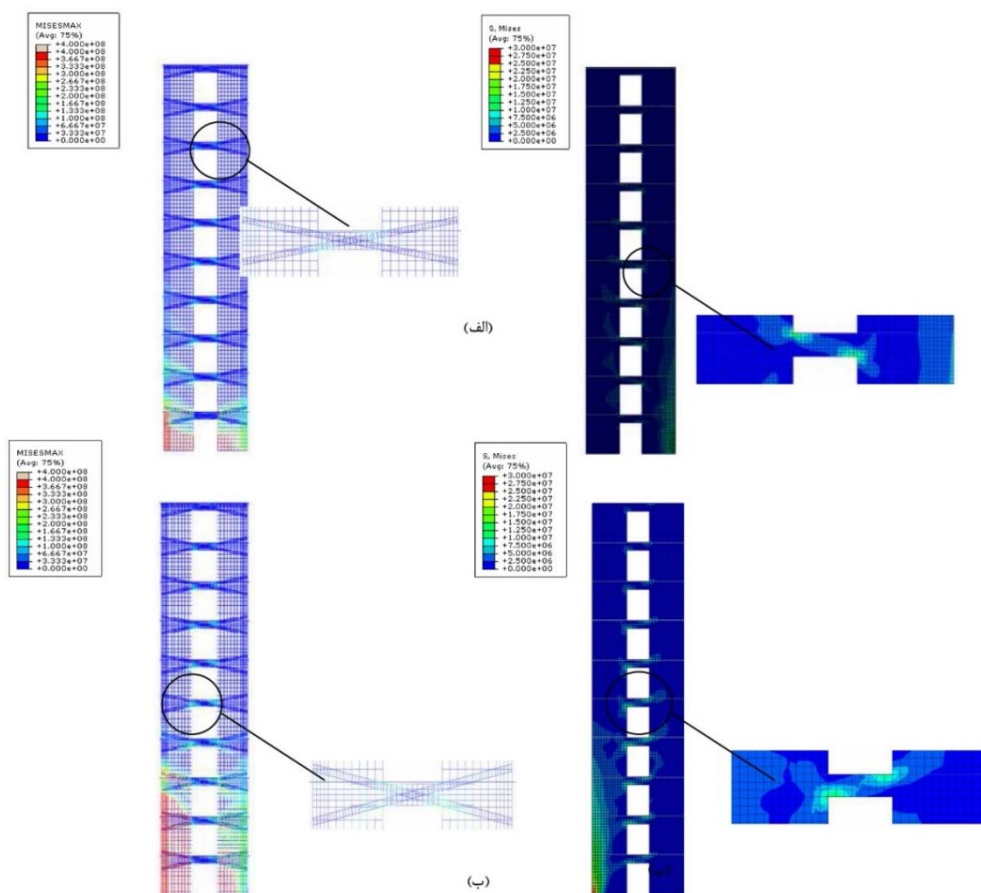
فرکانسی بالای زلزله‌های نزدیک گسل، طبقات بالاتر را بیشتر تحت تأثیر قرار می‌دهد.

۲- مقادیر برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای رکوردهای نزدیک گسل بیشتر از رکوردهای دور از گسل می‌باشد، لذا به نظر می‌رسد که اگر قرار باشد همین دیوارها را تحلیل استاتیکی معادل نمود، باید در آن صورت برای حالت نزدیک گسل برش پایه بالاتری را در نظر گرفت.

۳- ضریب تشدید برش پایه با افزایش پریود سازه که منجر به بزرگ‌تر شدن نسبت $\frac{T}{T_p}$ می‌گردد، برای یک زلزله مشخص افزایش می‌یابد زیرا اثرات نزدیک گسل در محدوده پریودهای بالا بیشتر است و افزایش نرمی و پریود اصلی سازه‌ها، باعث افزایش اثرات نزدیک گسل می‌شود.

دلیل این امر آن است که لازم است در زلزله‌های میدان نزدیک مقدار انرژی قابل توجهی در یک زمان کوتاه‌تر در مقایسه با زلزله‌ی میدان دور توسط سیستم جذب و مستهلک گردد که نتیجه‌ی آن توسعه و افزایش تنش‌ها در آرماتورها و بتن می‌باشد.

تغییر مکانی رکوردهای نزدیک گسل در مقایسه با نیاز تغییر مکانی رکوردهای دور از گسل بیشتر است، و همچنین ماکزیمم تغییر مکان نسبی تحت رکوردهای نزدیک گسل در دیوارهای ۱۰ طبقه در طبقات میانی و در دیوارهای ۲۰ طبقه در طبقات بالایی رخ می‌دهد. علت این امر آن است که با افزایش نسبت پریود سازه به پریود پالس $(\frac{T}{T_p})$ در مدل‌ها، میزان مشارکت و تأثیر مدهای بالاتر در پاسخ سازه بیشتر می‌شود و بنابراین محتوی



شکل ۱۵ توزیع تنش در دیوار H10Lth/V

(الف) زلزله طبس-FF، (ب) زلزله طبس-NF

تأکیدی دوباره بر طراحی سازه‌هایی با قابلیت استهلاک انرژی بالا برای مقابله با اثرات زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد. همچنین ناحیه وسیع‌تری از آرماتورهای تیرهای کوپله و دیوار تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک جاری می‌شوند لذا طول ناحیه‌ی پلاستیک افزایش می‌یابد.

لذا پیشنهاد می‌شود این موضوع نیز در آیین‌نامه‌های ساختمانی از جمله آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران مورد توجه و بررسی قرار گیرد.

۴- حلقه‌ی پسماند نظیر رکوردهای نزدیک گسل در تمام دیوارها نشان از اعمال انرژی بالا در مقایسه با رکوردهای دور از گسل می‌باشد که این مطلب

مراجع

1. Paulay, T., and Binney, J.R., "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls", Shear in Reinforced Concrete, ACI Publication SP-42, pp. 579-598, (1974).
2. Teqos, LA and Penelis G. Gr., "Seismic Resistance of Short Columns and Coupling Beams Reinforced with Inclined Bars", *ACI Structural Journal*, vol. 85, N.1 January February. Pp. 82-88, (1988).
3. Galano, L., and Vignoli, A., "Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts", *Structural Journal*, ACI, Vol. 97, No. 6, pp. 876-885, (2000).
4. Zhu, Y., Zhou, F. L., and Su, R. K. L., "Seismic effects on shear wall structure by coupling beams with side bolted steel plate", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* October 12-17, Beijing, China, (2008).
5. Kwan, K. H., "An improved wide column frame analogy for shear/core wall analysis", *J. Struct. Engng Am. Soc. Civ. Engrs*, Feb, (1993).
6. Stewart, J. P., and Chiou, S. J., and Bray, J. D., and Graves, R. W., and Somerville, P.G. and Abrahamson, N.A., "Ground motion evaluation procedures for performance-Based design", *PEER report*, (2001/09).
7. Somerville, P. G., "Engineering characterization of the near fault ground motion", *Proceeding of the SMIP97 seminar*, CA, PP. 9-28, (1997).
8. Liao, W. I., and Loh, C.H., and Wan, S., "Earthquake responses of RC moment frames subjected to near-fault ground motions", *Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 10(3), pp. 219-229, (2001).
9. El Sheikh, A., and Ghobarah, A., and Elgohary, M., "Effect of near-fault ground motion on the response of concrete structures", *Proceedings of the International Symposium on Seismic Evaluation on Existing Nuclear Facilities International Atomic Energy Agency*, Vienna, IAEA-CN-106/46 (2003).
10. Saiidi, M., Somerville, P., "Bridge seismic analysis procedure to address near-fault effects", A report of Structure and Environmental Engineering at the University of Nevada-Reno, Vol.07-06. (2005)
11. Alavi, B., Krawingler, H. "Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design", *Proceedings of the 12th WCEE*, New Zealand, (2000).
12. ABAQUS UsersManual, Version 6.5. Hibbitt, Karlson & Soreneesen, Inc. Pawtucket, RI. (2004).

13. Bazant, Z. P, Becq-Giraudon E., "Statistical predication of fracture parameters of concrete and implication Forchoice of testing standard", *Cement Concrete Research*, Vol. 32, No. 4, PP.529-556, (2002).
14. Petersson, P.-E., "Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials", Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, ReportTVBM-1006, (1981).
15. Thorenfeldt, E., and Tromasazwicz, A., "Mechanical properties of high-strength concrete and application in design", Proceeding of the symposium utilization of high strength, Tapir, Trondheim, pp. 149-159, (1987).
16. Adebar, P.; Hindi, R., and Gonzalez, E., "Seismic Behavior of a Full Scale Diagonally Reinforced Slender Coupling Beam," *Technical Report*, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada, (2001).

ارزیابی ریسک آتش‌سوزی شبکه‌ی گاز در کاربری‌های مختلف شهری پس از زلزله (مطالعه‌ی موردی: منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران)*

بابک امیدوار^(۲)علیرضا صادقیان^(۱)

چکیده در این مقاله الگوریتمی برای تخمین ارزیابی ریسک آتش‌سوزی شبکه‌ی گاز پس از زلزله در کاربری‌های مسکونی، صنعتی، آموزشی و دولتی منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران براساس شبیه‌سازی مونت کارلو ارائه شده است. مدول‌های تحلیل خطر، برآورد آسیب‌پذیری، تحلیل نشت و شکست در خطوط لوله، تحلیل احتمال اشتعال در نقاط نشت، تحلیل جریان گاز در خطوط لوله و تحلیل پیامد اشتعال به‌کارگرفته شده است. وقوع ۴ نشت، ۱ شکست و ۲ اشتعال در شدیدترین حالت برآورد شده و مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده ۲۵۲۳۳ مترمربع و تعداد افراد تحت تأثیر ۱۴۶ نفر محاسبه شده است. پس از اعمال راهکار پیشنهادی، نتایج مذکور در حالت نشت ۷۵٪، در حالت شکست ۱۰۰٪ و در حالت اشتعال ۱۰۰٪ تقلیل یافته است.

واژه‌های کلیدی ارزیابی ریسک، آتش‌سوزی، شبکه‌ی گاز، شبکه‌ی برق، کاربری‌های شهری، شبیه‌سازی مونت کارلو، تهران.

Fire Risk Assessment of Gas Infrastructure on Different Urban land Uses after Earthquake (Case Study: District No. 20 of Tehran Metropolitan)

A. Sadeghian

B. Omidvar

Abstract In this research an algorithm based on Monte Carlo simulation is introduced to assess the risk of fire following earthquake in residential, industrial, educational, and governmental land-uses in district No. 20 of Tehran. The proposed algorithm consist of different modules including hazard analysis, vulnerability assessment, leak and break analysis of damaged pipeline, ignition probability analysis of the damaged pipeline, gas flow analysis of pipeline, ignition and consequence analysis. Based on the results of this research in the extreme state, four leaks, one break, and two ignitions were estimated. In addition, the total affected area of the four mentioned occupancies includes 25233 square meters and the total affected population of 146 people was acquired. By applying proposed mitigation measure, the mentioned results in the case of leak could be reduced by 75%, in the case of break reduced by 100%, and in the case of ignition it was reduced by 100%.

Keywords Risk Assessment, Fire, Gas Network, Electricity Network, Urban land uses, Monte Carlo Simulation, Tehran.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۳/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۲/۱۷ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد، مدیریت در سوانح طبیعی، دانشکده‌ی محیط زیست، دانشگاه تهران.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، دانشیار، دانشکده‌ی محیط زیست، دانشگاه تهران.

مقدمه

شهر تهران در دامنه‌ی جنوبی البرز مرکزی و بر روی نهشته‌های آبرفتی کواترنر بنا شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد که با وجود گسل‌های لرزه‌زا و کواترنر نظیر راندگی شمال تهران، کهریزک، ری و پیشوا و ده‌ها گسل کوچک در بستر شهر تهران و نیز با توجه به تاریخچه‌ی لرزه‌ای این شهر، احتمال رویداد زمین‌لرزه‌ای با بزرگی بیش از هفت ریشتر در این شهر می‌تواند قابل انتظار باشد [۱]. در این میان نامقاوم بودن بسیاری از ساختمان‌های تهران در برابر زلزله و نیاز به مقاوم‌سازی شریان‌های حیاتی، ضرورت تحلیل احتمال رویداد حریق پس از زمین‌لرزه را در این شهر بدیهی می‌نماید. اشتعال خطوط لوله‌ی گاز تهران پس از زلزله می‌تواند یکی از موارد مهم مخاطرات این شهر باشد. انشعابات گاز در مجاور ساختمان‌های نامقاوم و آسیب‌های ناشی از ساختمان و هم‌چنین گذر لوله‌های گاز از روی گسل‌های گوناگون و یا نزدیکی آنها می‌تواند موجب بروز خطرهای فراوانی شود. به‌علاوه مسائلی از قبیل وقوع جرقه در نتیجه‌ی اتصال کابل‌های برق، می‌تواند احتمال وقوع آتش‌سوزی پس از زلزله را تشدید نماید. از طرفی به‌نظر می‌رسد با توجه به قدمت منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران، این منطقه پتانسیل آسیب‌پذیری بالایی در برابر سوانح احتمالی از جمله زلزله و آتش‌سوزی پس از آن را داشته باشد. لذا در این پژوهش، خطرپذیری آتش‌سوزی کاربری‌های شهری پس از زلزله در خطوط لوله‌ی گاز منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران مورد تحلیل قرار گرفته است.

تجارب مختلفی از بروز آتش‌سوزی پس از زلزله در محیط‌های شهری وجود دارد. زلزله‌های شهر سن‌فرانسیسکو در سال ۱۹۰۶ و شهر توکیو در سال ۱۹۲۳ به‌علت آتش‌سوزی‌های بعد از آن، به‌عنوان دو مورد از بدترین فجایع تاریخ بشری به‌حساب می‌آیند. به‌همین علت اولین تحقیقات در زمینه‌ی آتش‌سوزی پس از زلزله توسط دو کشور آمریکا و ژاپن انجام شده است. فعالیت‌های تحقیقاتی انجام‌شده بر روی اشتعال‌های پس از زلزله که به مدل‌سازی این پدیده

منجر شده است، عمدتاً غیرتحلیلی و براساس داده‌های آماری آتش‌سوزی پس از زلزله‌های آمریکا و ژاپن بوده است [2].

میزونو (Mizuno) در سال ۱۹۷۸ اولین مدل اشتعال پس از زلزله را براساس داده‌های آماری آتش‌سوزی پس از زلزله‌های ژاپن ارائه داد [3]. در سال ۱۹۸۶ اسکاتورن (Scawhorn) مدل اشتعال پس از زلزله برای کانادا را با استفاده از روش فوق (داده‌های آماری آتش‌سوزی پس از زلزله) براساس زلزله‌های کالیفرنیا از سال ۱۹۷۱ تا آن تاریخ ارائه داد [4]. در سال ۱۹۹۱ کوسینز و همکاران (Cousins et al) از این مدل برآورد تعداد اشتعال پس از زلزله برای کشور ژانلندو استفاده نمودند [5]. ادینگر و همکاران (Eidinger et al) در سال ۱۹۹۵ با در نظر گرفتن تمامی زلزله‌های قرن بیستم آمریکا تا آن زمان و حتی آن زلزله‌هایی که در مدل اسکاتورن در نظر گرفته نشده بود، رابطه‌ی جدید را برای برآورد اشتعال مؤثر و غیرعمدی پس از زلزله ارائه نمود [6]. از این رابطه از سال ۲۰۰۱ در متدولوژی HAZUS استفاده شده است [7]. هم‌چنین مطالعاتی توسط تریفوناس و تودوروواسکا (Trifunace & Todorovaska) در سال ۱۹۹۸ انجام شده است که در آن تعداد اشتعال‌های پس از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج به‌عنوان توابعی از شدت مرکالی اصلاح شده، تعداد شکستگی‌های لوله‌های آب، تعداد ساختمان‌های علامت‌گذاری شده و بیشینه سرعت زمین صورت گرفته است و هم‌چنین برای آنها تعدادی منحنی پیشنهاد شده است [8]. ویلیامسون و گرونر (Williamson & Groner) نیز در سال ۲۰۰۰ مطالعاتی را بر روی اشتعال‌های پس از زلزله به‌دلیل تخریب شبکه‌ی توزیع برق و گاز انجام داده‌اند که آسیب‌پذیری بیشتر را برای مناطق پرجمعیت و یا با بافت فرسوده، نسبت به وقوع اشتعال‌های پس از زلزله نشان می‌دهد [9]. آنچه از مطالعات پیشین درباره آتش‌سوزی پس از زلزله برمی‌آید این است که اکثر مدل‌های تخمین اشتعال‌های پس از زلزله بر مبنای داده‌های تجربی و کارهای آماری بوده‌اند و تفاوتی میان

به دست آمده است. این منحنی‌ها می‌تواند برای تعیین اولویت در برنامه‌های کاهش و پیشگیری در نواحی شهری به کار برده شود [13]. در سال ۲۰۱۱ اسپوزیتو (Esposito) پایگاه داده‌ی سیستم اطلاعات جغرافیایی را توسعه داد که این پایگاه، داده‌های فیزیکی و خصوصیات عملکردی سیستم توزیع گاز لاکویلا (L'Aquila) را جهت توصیف رفتار لرزه‌ای تمامی اجزا دربر می‌گرفت. منطقه‌ی لاکویلا برحسب خطرات تغییرشکل ناپایدار و پایدار زمین شناسایی شد و در ادامه به منظور ارزیابی پاسخگویی سیستم برحسب شاخص‌های عملکردی؛ شبیه‌سازی احتمالاتی برای حالت‌های مختلف اجرا گردید [14].

منطقه‌ی مورد مطالعه

منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران با مساحتی در حدود ۲۳ کیلومتر مربع داخل محدوده‌ی شهری و ۱۵۳ کیلومتر مربع حریم، دارای ۳۷۸۴۴۵ نفر جمعیت می‌باشد که در منتهی‌الیه جنوب شرقی تهران قرار دارد. از لحاظ تقسیمات شهرداری، منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران به ۷ ناحیه‌ی شهرداری و ۲۲ محله‌ی شهری تقسیم می‌شود [۱۵]. در شکل (۱) محدوده‌ی منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران با توجه به نواحی ۷ گانه آن نشان داده شده است.

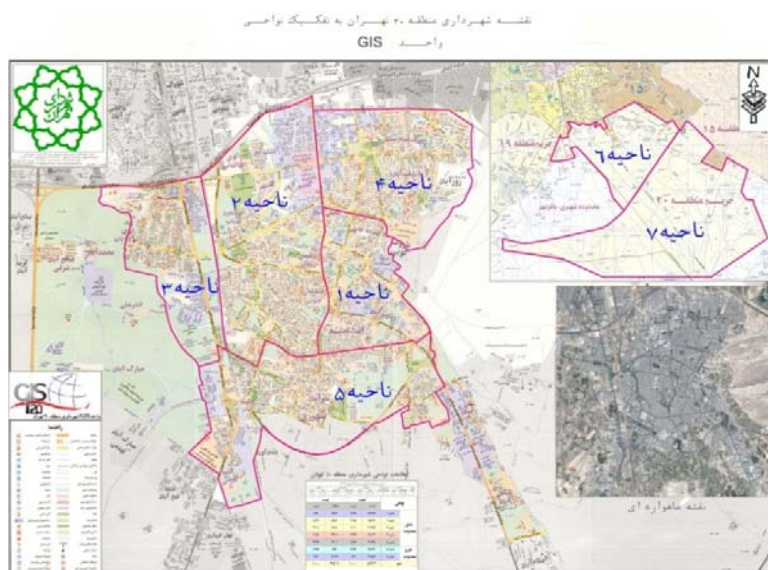
منطقه‌ی ۲۰ در گسترده‌ی فرونشست شمال ایران مرکزی (دشت تهران- ری) جای دارد. این بخش که قسمت‌های مرکزی و جنوبی شهر تهران، شهر ری و جنوب آن را فرا می‌گیرد، از نهشته‌های آبرفتی جوان و کمی قدیمی‌تر پوشیده شده است و مخروط افکنه‌های رودخانه‌های کن، کرج و جاجرود قسمت‌های جنوبی آن را می‌پوشاند [۱۶].

گسل‌های شمال و جنوب ری، گسل‌های موجود در منطقه می‌باشد. گسل شمال ری به صورت دیواره‌ی فرسوده‌ای به بلندی ۲ متر با راستای شرقی- غربی و درازای ۱۶/۵ کیلومتر در شمال و شمال غربی شهر ری قرار گرفته است. گسل جنوب ری به شکل دیواره‌ی کوتاه (میان ۱ تا ۲ متر) و درازای کلی حدود ۱۸/۵ کیلومتر است و ادامه‌ی شرقی و غربی آن در زیر

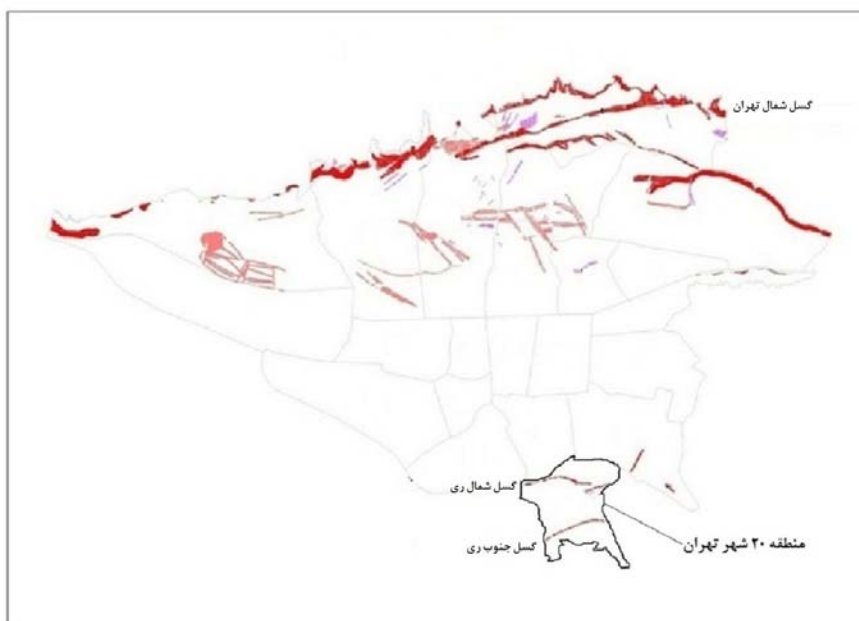
اشتعال‌های داخل و خارج ساختمانی قائل نشده‌اند و آنها را جداگانه مدل نکرده‌اند. در سال ۲۰۰۸ ذوالفقاری و همکاران مدلی تحلیلی را برای برآورد احتمالی اشتعال‌های داخل ساختمانی ارائه کرده‌اند. در مدل آنها احتمال یک اشتعال در هر ساختمان برای یک زلزله سناریو محاسبه شده است و عواملی نظیر تخریب اجزای سازه‌ای، اجزای غیرسازه‌ای ساختمان و واژگونی محتویات ساختمان، چگالی ساختمان‌ها (مساحت ساختمان‌ها، تعداد طبقات ساختمان‌ها)، انواع محتویات آنها، کاربری ساختمان‌ها، زمان زلزله در سال و روز و عدم قطعیت مرتبط با هر یک از آنها در محاسبه‌ی اشتعال در نظر گرفته شده است [10]. ییلدیز و کارامان (Yildiz & Karaman) در سال ۲۰۱۲، یک مدل فیزیکی به منظور تخمین تعداد آتش‌سوزی‌های پس از زلزله در داخل ساختمان و محل آن برای مناطق شهری ارائه دادند. در این مدل علاوه بر شدت مرکالی اصلاح شده و بیشینه شتاب زمین، عوامل دیگری نظیر سیستم تجهیزات ساختمانی (سیستم گاز و برق)، لوازم پرخطر (بخاری، اجاق گاز و...) و لوازم کم‌خطر (کامپیوتر، تلویزیون و...) در نظر گرفته شده است [11].

تحقیقات دیگری نیز در رابطه با بررسی دلایل وقوع اشتعال‌های پس از زلزله انجام شده است. از جمله این تحقیقات می‌توان به کارهای اسکاتورن و همکارانش در سال ۲۰۰۵ بر روی اثرات تخریب شبکه‌ی توزیع گاز بر وقوع اشتعال‌های پس از زلزله اشاره نمود. آنها بیان کردند که ۲۶٪ اشتعال‌های اتفاق افتاده پس از زلزله نورتریج به دلیل تخریب شبکه‌ی توزیع گاز بوده است [12]. بهنام‌فر و رجبی‌پور در سال ۲۰۰۸، مدلی را برای تخمین احتمالاتی گسترش آتش-سوزی پس از زلزله که ناشی از خرابی خطوط لوله‌ی گاز است، ارائه دادند. این مدل شامل ارزیابی سناریوهای خرابی خطوط لوله، مدل‌سازی اشتعال گاز طبیعی و مدل‌سازی گسترش آتش‌سوزی می‌باشد که با شبیه‌سازی عددی مدل پیشنهادی، منحنی‌هایی برحسب زمان برای نشان دادن چگونگی آتش‌سوزی و افزایش خسارات پس از زلزله در مناطق مختلف

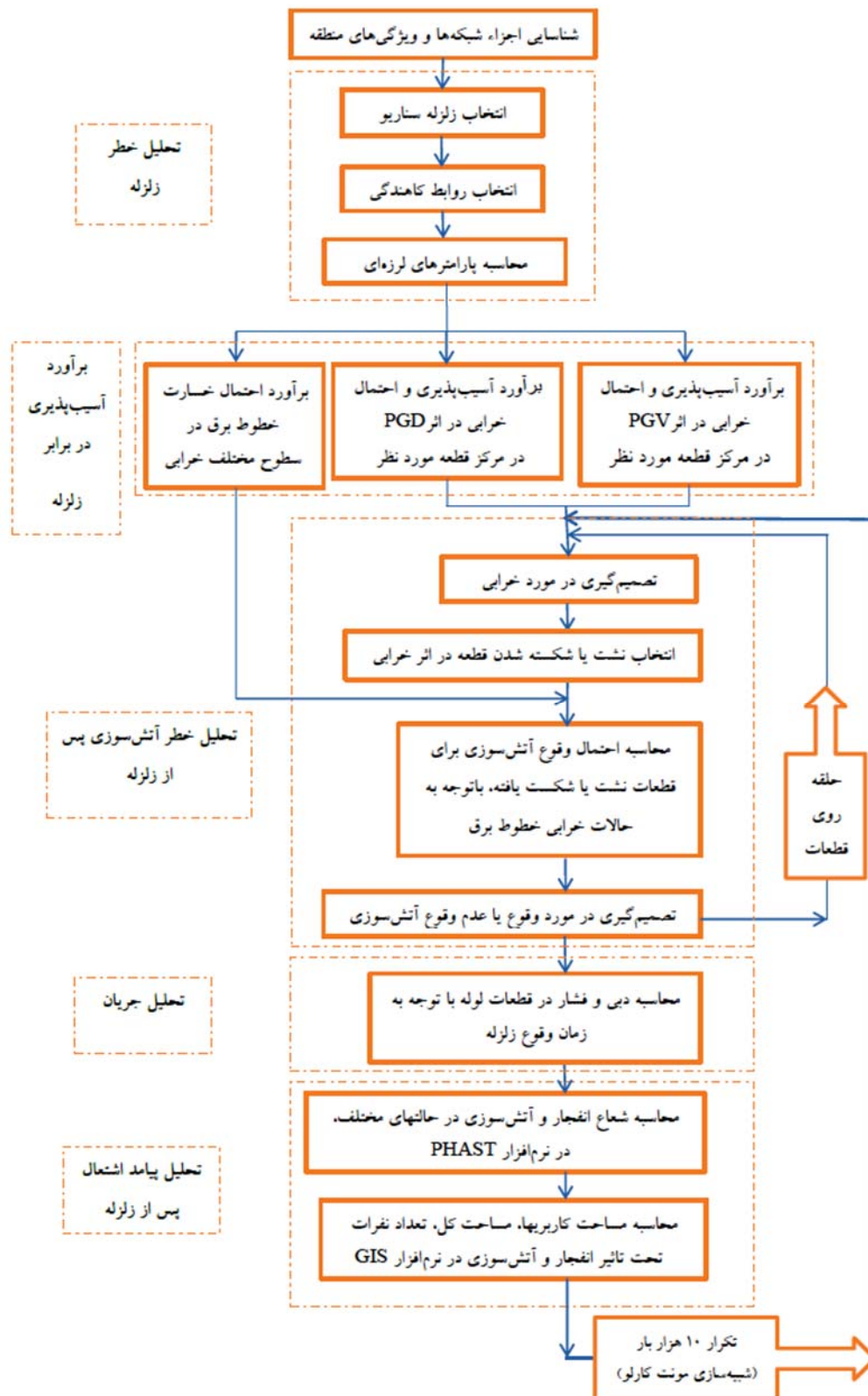
- رسوبات جوان رودخانه‌ای و دشتی ناپدید می‌شود [۱۶]. در شکل (۲) موقعیت گسل‌های مورد مطالعه نشان داده شده است.
- ۲- برآورد آسیب پذیری شکست در برابر زلزله.
- ۳- تحلیل خطر آتش‌سوزی پس از زلزله.
- ۴- تحلیل جریان شبکه گاز.
- ۵- تحلیل اشتعال و پیامد آن پس از زلزله.
- در شکل (۳) الگوریتم مورد استفاده در این تحقیق نشان داده شده است.
- روش‌شناسی تحقیق
- فرآیند تحقیق حاضر شامل پنج گام اصلی است.
- ۱- تحلیل خطر زلزله.



شکل ۱ محدوده‌ی منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران با توجه به نواحی ۷ گانه [۱۵]



شکل ۲ موقعیت گسل‌های مورد مطالعه



شکل ۳ الگوریتم مورد استفاده در تحقیق

احتمال شکست و یا نشت خطوط لوله‌ی گاز در نظر گرفته شد. احتمال وجود منبع جرقه برابر با احتمال جرقه در اثر تخریب خطوط هوایی شبکه‌ی برق فرض شد. در نهایت با ترکیب احتمال اشتعال در اثر نشت و شکست در سطوح مختلف خرابی شبکه‌ی برق، احتمال اشتعال هر یک از قطعات، به دست آمد. در این مرحله نیز به منظور تشخیص این که قطعه‌ی مورد نظر مشتعل می‌شود یا نه، احتمال اشتعال قطعه‌ی مورد نظر در هر تکرار شبیه‌سازی مونت کارلو با یک عدد تصادفی مقایسه شد و در مورد آن تصمیم‌گیری گردید. در گام چهارم، با مشخص بودن نقاط دچار نشت و شکست شده در خطوط لوله با استفاده از آنالیز جریان میزان گاز خروجی از محل‌های خسارت دیده محاسبه گردید. به این منظور برای در نظر گرفتن سناریوی مصرف، ابتدا زمان وقوع زلزله در دو بازه‌ی زمانی صبح و شب در نظر گرفته شد. سپس آنالیز جریان صورت گرفت و با استفاده از رابطه‌ی Panhandle B حجم و فشار گاز داخل قطعات لوله و میزان نشت به منظور تکمیل اطلاعات لازم برای آنالیز اشتعال و انفجار محاسبه گردید.

در گام پنجم، به منظور تحلیل اشتعال و پیامد آن پس از زلزله، اطلاعات لازم برای محاسبه‌ی شعاع آتش سوزی قطعات مشتعل شده با استفاده از نرم‌افزار PHAST، تکمیل شد و شعاع هفت نوع آتش با شدت‌های مختلف در نظر گرفته شده محاسبه گردید. در این راستا، کاربری‌های مسکونی، صنعتی، آموزشی و دولتی به دلیل نزدیکی به خطوط لوله و در معرض قرارگیری زیاد، برای تحلیل انتخاب شدند. سپس با استفاده از نرم‌افزار GIS، مقادیر مربوط به هفت آنالیز آتش به شکل بیضی بر روی قطعات خطوط لوله‌ی گاز که دچار اشتعال می‌شوند، انداخته شد و موارد زیر محاسبه گردید:

۱- مساحت کاربری‌هایی که تحت تأثیر آتش

در این تحقیق در گام اول، به منظور تحلیل خطر زلزله، اجزای شبکه‌های گاز و برق و همچنین ویژگی‌های منطقه‌ی مورد مطالعه و کاربری‌های موجود، شناسایی شد و اطلاعات مربوط به آنها با استفاده از نرم‌افزار «ARC GIS» در لایه‌های اطلاعاتی مجزا به سامانه‌ی اطلاعات جغرافیایی وارد شد. سپس سه سناریوی زلزله برای منطقه‌ی مورد مطالعه در نظر گرفته شد و پس از انتخاب روابط کاهندگی مناسب (رابطه‌ی زارع و رابطه‌ی قدرتی و همکاران)، پارامترهای لرزه‌ای (بیشینه شتاب و سرعت زمین) برای هر یک از قطعات خطوط لوله گاز که قبلاً در محیط GIS صورت گرفته بود، محاسبه شد.

در گام دوم، به منظور برآورد آسیب‌پذیری در اثر زلزله، نرخ تعمیر و احتمال خرابی در اثر ارتعاش زلزله براساس حداکثر سرعت زمین (Peak Ground Velocity) و همچنین نرخ تعمیر و احتمال خرابی در اثر تغییر مکان دائمی زمین (Permanent Ground Deformation) با استفاده از روش شناسی HAZUS در مرکز هر یک از قطعات لوله‌ی در نظر گرفته شده برای هر سه سناریوی زلزله محاسبه شد. در این مرحله به منظور تشخیص این که قطعه‌ی خراب شده دچار نشت یا شکست شده است، احتمال خرابی قطعه‌ی مورد نظر در هر تکرار شبیه‌سازی مونت کارلو با یک عدد تصادفی مقایسه شده و در مورد نحوه‌ی خرابی آن تصمیم‌گیری گردید. سپس احتمال خسارت خطوط هوایی شبکه‌ی برق در سطوح مختلف خرابی در منطقه‌ی مورد نظر محاسبه شد.

در گام سوم، به منظور برآورد احتمال آتش سوزی هر یک از قطعات خطوط گاز از روش درخت خطا استفاده شد. در این مرحله، در درخت خطای مورد نظر دو عامل اصلی برای آتش سوزی پس از زلزله؛ منبع جرقه و خرابی شبکه‌ی گاز در نظر گرفته شد که به این منظور احتمال وجود سوخت قابل اشتعال برابر با

ایجادشده در اثر زلزله قرار گرفته‌اند.

۲- کل مساحتی که تحت تأثیر آتش ایجادشده در اثر زلزله قرار گرفته‌است.

۳- تعداد کل نفراتی که تحت تأثیر آتش ایجادشده در اثر زلزله قرار گرفته‌اند.

در این تحقیق فرآیند مذکور (از گام ۲ تا انتها) برای هر سناریوی زلزله، با توجه به روش مونت کارلو برای شبیه‌سازی احتمالات از طریق تعداد دفعات زیاد (۱۰ هزار بار) تکرار شد تا عدم قطعیت‌های مربوط به این‌که در هر سناریوی زلزله کدام لوله‌ها در معرض شکست یا نشت و هم‌چنین اشتعال قرار می‌گیرند، مدل‌سازی گردد. در نهایت، نتایج خروجی برای سناریوهای در نظر گرفته شده مورد تحلیل آماری قرار گرفت و تابع توزیع احتمال متغیرهای خروجی و عدم قطعیت آنها تعیین شد.

در بخش بعدی جزئیات به کارگیری الگوریتم پیشنهادی در منطقه مورد مطالعه ذکر شده است.

پیاده‌سازی الگوریتم

تحلیل خطر زلزله. با توجه به این‌که در مطالعات صورت گرفته توسط جایکا و پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله در قالب طرح جامع لرزه‌ای تهران [17]، تأثیرات گسل‌های مختلف بر

مناطق شهری تهران دیده شده است در این تحقیق نیز تأثیر فعال شدن گسل‌های مختلف بر منطقه‌ی مورد نظر بررسی شده است. بر این اساس، سه سناریوی محتمل وقوع زلزله در اثر گسل شمال ری، گسل جنوب ری و گسل شمال تهران در نظر گرفته شده است. مشخصات این سه سناریو در جدول (۱) آمده است.

با توجه به این‌که تحلیل جریان شبکه‌ی گاز منطقه‌ی مورد مطالعه، بدون در نظر گرفتن تمام ورودی‌های موجود در سطح شهر امکان‌پذیر نمی‌باشد؛ بنابراین مطابق شکل (۴) دو خط اصلی لوله‌ی انتقال گاز که یکی ۲۰ اینچی است و دیگری ۳۰ اینچی می‌باشد، در محاسبات و تحلیل‌ها در نظر گرفته شده‌اند و خطوط دیگر (چهار اینچی و ۱۲ اینچی) به‌عنوان مصرف‌کننده در نظر گرفته شده‌اند. به‌منظور محاسبه‌ی پارامترهای لرزه‌ای، لوله‌ی انتقال ۲۰ اینچی به ۱۲ سگمنت و لوله انتقال ۳۰ اینچی به ۵ سگمنت، قطعه‌بندی شده است.

پس از انتخاب زلزله‌های سناریو برای محدوده‌ی مورد مطالعه، باید پارامترهای مربوط به این زلزله‌ها محاسبه گردند. در این مطالعه از میانگین روابط کاهندگی زارع [۱۸] و کاظمی و همکاران [19] برای حداکثر شتاب زمین و حداکثر سرعت زمین استفاده شده است.

جدول ۱ سناریوهای انتخاب‌شده برای زلزله

شماره سناریو	محل احتمالی وقوع زلزله	بزرگای زلزله سناریو (ریشتر)	عمق کانونی (کیلومتر)	عرض جغرافیایی زلزله احتمالی (UTM)	طول جغرافیایی زلزله احتمالی (UTM)
۱	روی گسل شمال ری	۶/۷	۵	۳۹۴۱۴۱۳/۴۶	۵۳۸۲۴۱/۷۶
۲	روی گسل جنوب ری	۶/۷	۵	۳۹۳۸۴۵۲/۷۷	۵۳۹۱۴۰/۰۲
۳	روی گسل شمال تهران	۷/۲	۵	۳۹۶۱۰۷۵/۲۳	۵۳۴۷۰۱/۰۲



شکل ۴ نقشه خطوط لوله‌های ۲۰ و ۳۰ اینچی شبکه‌ی گاز منطقه‌ی ۲۰ تهران

می‌بایست از ضریب اصلاح $0.3/0.4$ برای نرخ تعمیر استفاده شود. در این مطالعه خطوط لوله‌ی فولادی با جوش‌گازی در نظر گرفته شده است. هم‌چنین مقدار نرخ تعمیر در اثر شکست دائمی زمین از رابطه‌ی (۳) محاسبه می‌شود [7].

$$R.R. \propto Pr [Liquefaction] \cdot PGD^{(0.56)} \quad (3)$$

در اثر شکست زمین ۲۰ درصد خرابی‌ها، نشت و ۸۰ درصد خرابی‌ها، شکست فرض می‌شود.

تحلیل خطر آتش سوزی پس از زلزله. همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده است، در این تحقیق برای محاسبه‌ی احتمال اشتعال خطوط آسیب‌دیده از درخت خطا استفاده شده است که در آن دو عامل اصلی؛ منبع جرقه و خرابی شبکه‌ی گاز در نظر گرفته شده است. احتمال وجود سوخت قابل اشتعال برابر با احتمال خرابی خطوط لوله‌ی گاز و احتمال وجود منبع جرقه برابر با احتمال جرقه در اثر تخریب خطوط هوایی شبکه‌ی برق فرض می‌شود. در ارزیابی احتمال خرابی خطوط لوله، پارمترهای لرزه‌ای مؤثر بر تخریب خطوط

برآورد آسیب‌پذیری در برابر زلزله. پس از محاسبه‌ی بیشینه شتاب و سرعت زمین برای سناریوهای مختلف زلزله در محل مرکز قطعات خطوط لوله‌ی موجود در سیستم مورد مطالعه، احتمال خرابی این قطعات تخمین زده می‌شود، چرا که این احتمالات به‌عنوان ورودی درخت خطا خواهند بود. برای به‌دست آوردن احتمال خرابی هر یک از قسمت‌های خطوط لوله در اثر ارتعاش زلزله می‌توان از رابطه‌ی (۱) استفاده کرد.

$$P_f = 1 - \exp(-R.R. * L) \quad (1)$$

در این رابطه، $R.R.$ نرخ تعمیر، L طول قطعه لوله‌ی مورد نظر برحسب متر می‌باشد. مقدار $R.R.$ حاصل از لرزش زمین نیز براساس روش‌شناسی HAZUS، از رابطه‌ی (۲) به‌دست می‌آید [7].

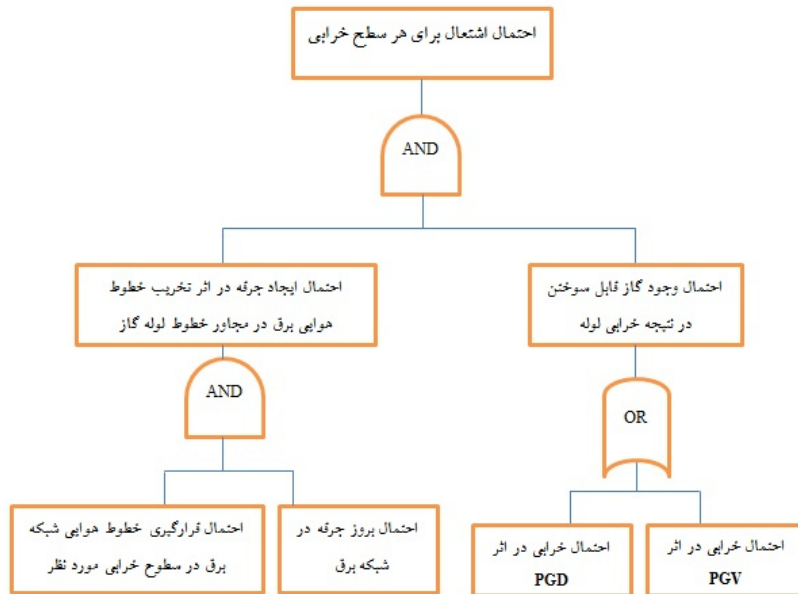
$$R.R. \propto 0.0001 * PGV^{(2.25)} \quad (2)$$

در این روش‌شناسی در اثر لرزش زلزله ۲۰ درصد مقدار تعمیرها، شکست و ۸۰ درصد آنها نشت خواهد بود. این مقدار $R.R.$ محاسبه شده از رابطه‌ی (۲) برای خطوط لوله‌ی ترد به‌کار می‌رود و برای خطوط لوله‌ی انعطاف‌پذیر (فولادی با جوش قوسی و پی‌وی‌سی)

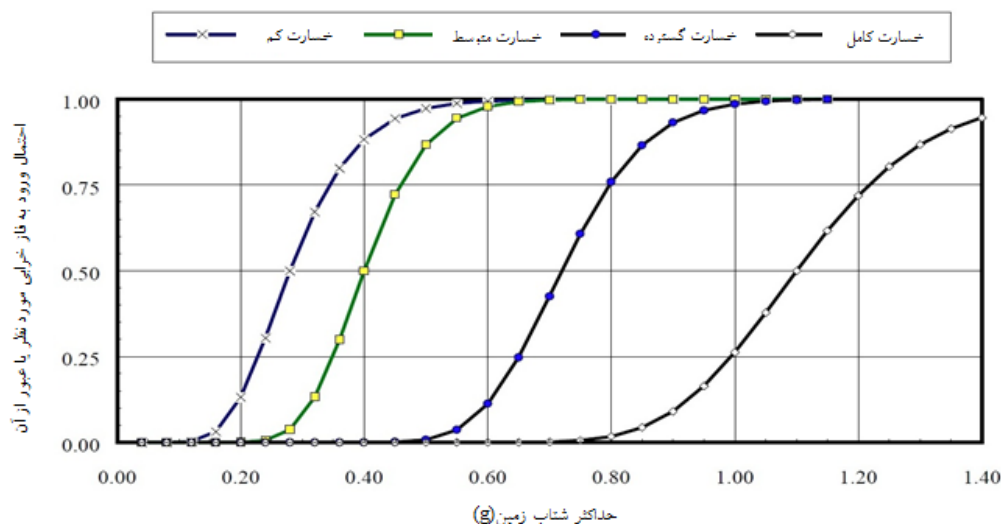
نظر گرفته می‌شود [20] و احتمال قرار گرفتن خطوط شبکه‌ی برق در هر یک از سطوح خرابی محاسبه شده است. در محاسبه‌ی احتمال بروز جرقه در اثر تخریب خطوط هوایی شبکه‌ی برق احتمال بروز جرقه در شبکه برق خسارت دیده ۶۰٪ فرض می‌شود [10].

لوله، حداکثر تغییر مکان دائمی زمین و حداکثر سرعت زمین در نظر گرفته شده است.

در این تحقیق ایجاد جرقه در اثر تخریب خطوط هوایی شبکه‌ی برق در نظر گرفته شده است. میزان آسیب‌پذیری شبکه‌ی برق در سطوح مختلف خرابی، مطابق با شکل (۶) براساس منحنی‌های شکنندگی در



شکل ۵ درخت خطای مورد استفاده در تحقیق



شکل ۶ منحنی‌های شکست شبکه‌ی توزیع برق هوایی برای چهار سطح خرابی مختلف [7]

که در این رابطه P_b فشار پایه به kPa ، T_b دمای پایه به $(273+^{\circ}C)$ ، G وزن مخصوص گاز، Q نرخ جریان گاز به m^3/day ، D قطر داخلی لوله به mm ، و ویسکوزیته گاز به $poise$ می‌باشد [21].

$$Q = 1.002 \cdot 10^{-2} E \left(\frac{T_b}{P_b} \right)^{1.02} \left(\frac{P_1^2 - e^S P_2^2}{G^{0.961} T_f L_e Z} \right)^{0.51} D^{2.53} \quad (SI \text{ units}) \quad (5)$$

که در این رابطه Q نرخ جریان گاز به m^3/day ، E کارایی خط لوله، P_b فشار پایه به kPa ، T_b دمای پایه به kPa (absolute)، P_1 فشار بالادست به kPa (absolute)، P_2 فشار پایین‌دست به kPa (absolute)، G وزن مخصوص گاز، T_f دمای متوسط جریان گاز به K ، L_e طول قطعه لوله به km ، Z ضریب تراکم‌پذیری گاز و D قطر داخلی لوله به mm می‌باشد [21].

سپس با استفاده از رابطه‌ی (۵) و با مشخص بودن دبی و فشار جریان در ابتدای هر یک از خطوط ۲۰ و ۳۰ اینچی منطقه‌ی مورد مطالعه، دبی و فشار گاز داخل لوله در محل خرابی هر یک از قطعات محاسبه شده است. قابل ذکر است، در قطعات شکسته شده فرض می‌شود کل حجم گاز داخل لوله تخلیه خواهد شد؛ بنابراین پس از قطعه‌ی شکسته‌شده محاسبات صورت نگرفته است.

تحلیل پیامد اشتعال. برای شبیه‌سازی پیامد اشتعال پس از زلزله، مدل‌های شناخته شده‌ای وجود دارد. در این مدل‌ها تأثیر عواملی چون پایداری جو و وزش باد منظور می‌شوند. اکثر مدل‌های موجود، پیچیده و شامل محاسباتی بسیار زمان‌بر هستند. لذا در این مرحله تمایل بسیار نسبت به استفاده از نرم‌افزارهای موجود برای مدل‌سازی وجود دارد. از جمله این نرم‌افزارها می‌توان به نرم‌افزار آلوها (Areal Location of Hazardous Atmospheres) یا نرم‌افزار فست

تحلیل جریان گاز در لوله‌های خراب شده. با توجه به این‌که برای مدل‌سازی پیامد اشتعال پس از زلزله نیازمند دبی و فشار گاز داخل لوله در محل خرابی قطعات می‌باشیم، لذا در این قسمت دبی و فشار برای قطعات مورد نظر محاسبه شده است. به دلیل این‌که حجم و فشار گاز داخل لوله در فصول مختلف سال و همچنین در طول شبانه روز به دلیل مصرف کمتر یا بیشتر، متفاوت می‌باشد؛ لذا ضروری است برای تحلیل جریان شبکه، زمان وقوع حادثه در نظر گرفته شود. به این منظور، زمان وقوع حادثه در فصل زمستان و در دو بازه‌ی زمانی صبح (ساعت ۹-۶) و شب (ساعت ۲۳-۱۸) به دلیل مصرف بیشتر (استفاده‌ی بیشتر از بخاری‌ها و اجاق گازها) و افزایش نرخ جریان داخل لوله‌های گاز در این فصل و زمان‌های مذکور، در نظر گرفته شده است.

به منظور برآورد دبی گاز و همچنین افت فشار در محل خرابی قطعات، روابط متعددی وجود دارد که از آن جمله می‌توان به رابطه‌ی برنولی (Bernouli's Equation)، رابطه‌ی کلی جریان (General Flow Equation)، رابطه‌ی فرتزیچ (Fritzsche Equation)، رابطه‌ی پن هندل ای و بی (Panhandle A & B Equation)، رابطه‌ی مولر (Mueller Equation) و ... اشاره کرد [21]. در این مرحله ابتدا به منظور انتخاب رابطه‌ی مناسب برای تحلیل دبی و افت فشار در محل خرابی قطعات، از رابطه‌ی (۶) عدد رینولدز جریان برای لوله‌های مورد نظر محاسبه شده است. با توجه به این‌که عدد رینولدز جریان (Reynolds Number of Flow) از رابطه‌ی (۴)، $10^7 * 1/0.4$ برای لوله‌ی ۲۰ اینچی محاسبه می‌شود و از طرفی استفاده از رابطه‌ی پن هندل بی برای محدوده‌ی عدد رینولدز چهار تا ۴۰ میلیون دقیق می‌باشد [21]. بنابراین در این تحقیق رابطه‌ی پن هندل بی برای محاسبه‌ی افت فشار در محل خرابی قطعات، انتخاب شده است که در رابطه‌ی (۵) بیان شده است.

$$R_e = 0.5134 (P_b/T_b) (GQ/\mu D) \quad (SI \text{ units}) \quad (4)$$

جدول (۲) استفاده شده است [22].

جدول ۲ استانداردهای ارائه شده توسط شرکت DNV برای انتخاب سناریوها [22]

تجهیزات	قطر نشت مورد بررسی
لوله های با قطر کمتر از ۱/۵ اینچ	۵ mm و شکست کامل
لوله های با قطر بین ۲ تا ۶ اینچ	۵ mm، ۲۵ mm و شکست کامل
لوله با قطر بین ۸ تا ۱۲ اینچ یا بالاتر	۵ mm، ۲۵ mm، ۱۰۰ mm و شکست کامل

با توجه به این که در این تحقیق در منطقه مورد مطالعه لوله های ۲۰ و ۳۰ اینچی مدنظر می باشند، لذا این لوله ها بر طبق جدول (۲) در ردیف لوله با قطر بین ۸ تا ۱۲ اینچ، یا بالاتر قرار می گیرند که به طور تصادفی ابعاد پارگی متناظر با لوله های گفته شده انتخاب گردیده است.

شرایط آب و هوایی. با توجه به تأثیرگذار بودن نوع شرایط آب و هوایی بر روی نتایج حاصل از مدل سازی حوادث، یکی از الزامات مدل سازی، تعیین شرایط آب و هوایی و پارامترهای مربوط به آن می باشد. به این منظور باید از اطلاعات هواشناسی ثبت شده در منطقه ی تحت بررسی استفاده نمود که در زیر آمده است [22]:

- ۱- دمای هوا و زمین (سطح خاک): 12°C
 - ۲- رطوبت هوا: ۶۰٪
 - ۳- سرعت و جهت وزش باد: 4 m/s و در جهت غربی
 - ۴- شرایط جغرافیایی (ناهمواری سطح): ۳m
- نتایج حاصل از این آنالیز به عنوان ورودی برای هر قطعه از لوله در نرم افزار GIS وارد می گردد. به دلیل این که حجم داده های ورودی و اطلاعات خروجی زیاد است و هم چنین با توجه به مکانی بودن کلیه ی داده ها، سیستم اطلاعات جغرافیایی (GIS) برای این منظور انتخاب شده است. نتایج خروجی آنالیز

(Process Hazard Analysis Software Tool) اشاره کرد که توانایی مدل سازی رهایش مواد و پیامد ناشی از آنها را دارند. در این میان نرم افزار PHAST یکی از مشهورترین نرم افزارهای موجود در این زمینه است که در این مرحله از نرم افزار PHAST برای محاسبه ی شعاع آتش سوزی پس از زلزله استفاده شده است. اطلاعات مورد نیاز برای مدل سازی با نرم افزار PHAST در زیر آمده است:

داده های مربوط به منبع انتشار مواد. اطلاعات مورد نیاز در این بخش شامل نوع مواد، مقدار و شرایط عملیاتی نظیر دما و فشار مورد نظر می باشد. با توجه به این که بیش از ۹۰٪ گاز طبیعی را گاز متان تشکیل می دهد، لذا ماده ی مورد نظر در این تحقیق گاز متان در نظر گرفته شده است. حجم و فشار داخل قطعات لوله نیز بر طبق بخش قبلی (تحلیل جریان) به دست آمده است.

انتخاب سناریو. پس از تعیین مشخصات مواد موجود در فرآیند، باید نوع سناریوی محتمل را تعیین کرد. نرم افزار PHAST قادر به مدل سازی سناریوهای مختلفی به شرح زیر می باشد:

- ۱- شکست فاجعه بار (Catastrophic Rupture)
- ۲- شکست لوله (Line Rupture)
- ۳- شکست دیسک (Disk Rupture)
- ۴- نشت (Leak)
- ۵- انتشار در زمان معین (Fixed Duration)
- ۶- انتشار از شیرهای فشارشکن (Relief Valve)
- ۷- انتشار از لوله بلند (Long Pipeline)

سناریو واقعه ای است که می تواند منجر به رخداد یکی از مخاطرات فرآیندی؛ آتش، انفجار و یا رهایش مواد سمی شود. سناریوها در اکثر موارد به صورت نشتی و یا شکست محتمل در تجهیزات فرآیندی در نظر گرفته می شود به طوری که منجر به نشت مواد سمی و یا قابل اشتعال شوند. برای انتخاب سناریوها از استانداردهای ارائه شده توسط شرکت DNV مطابق

اثر زلزله قرار گرفته‌اند.

لازم به ذکر است که در محاسبه‌ی مساحت‌های گفته شده، اثر هم‌پوشانی آتش سوزی‌هایی (بیضی‌ها) که در قطعات مجاور یکدیگر اتفاق می‌افتند، در نظر گرفته شده است.

مراحل فوق برای هر سناریوی زلزله، با توجه به روش مونت کارلو برای شبیه‌سازی احتمالات ممکن از طریق تعداد دفعات زیاد (۱۰ هزار بار) تکرار می‌شود تا عدم قطعیت‌های مربوط به این‌که در هر سناریوی زلزله کدام لوله‌ها در معرض شکست یا نشت و اشتعال قرار می‌گیرند، مدل‌سازی گردد.

به‌عنوان نمونه در شکل (۷)، در معرض قرارگیری کاربری‌ها در برابر آتش سوزی برای یکی از حالات (تکرار) سناریو ۱ نشان داده شده است که با برنامه نویسی در محیط نرم‌افزار GIS به‌دست آمده است.

تحلیل نتایج

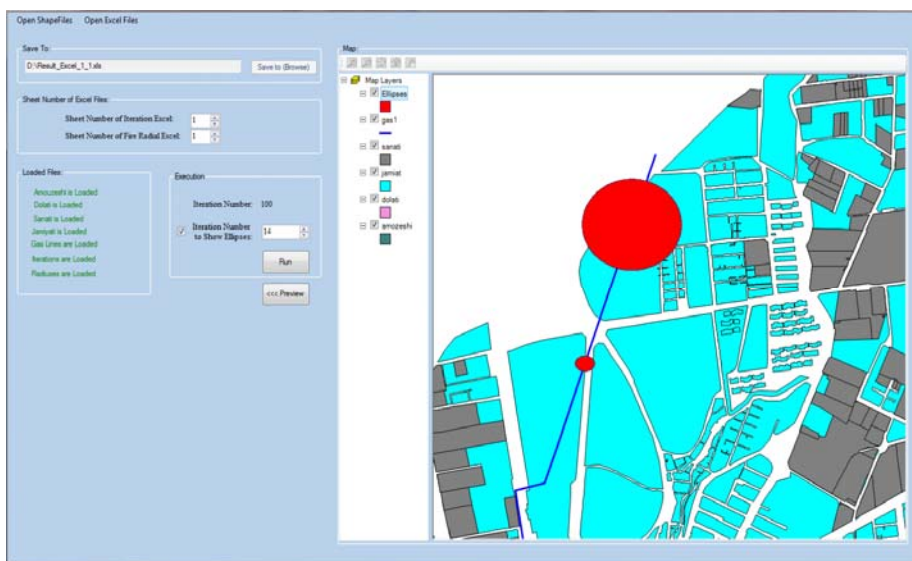
نتایج خروجی برای سناریوهای در نظر گرفته شده با استفاده از نرم‌افزار SPSS تحلیل شد. به‌عنوان نمونه نتایج مربوط به سناریوی شماره ۲ در بازه‌ی زمانی ساعت ۲۳-۱۸ برای آتش سوزی با گرمای 4kw/m^2 در شکل (۸) نشان داده شده است.

PHAST شامل هفت شعاع در جهت باد برای حالات نشت یا شکست، و هفت شعاع در جهت عمود بر باد برای هر دو حالت نشت یا شکست می‌باشد. در حالت کلی برای نشت یا شکست خطوط لوله، هفت آنالیز آتش به‌صورت زیر موجود می‌باشد:

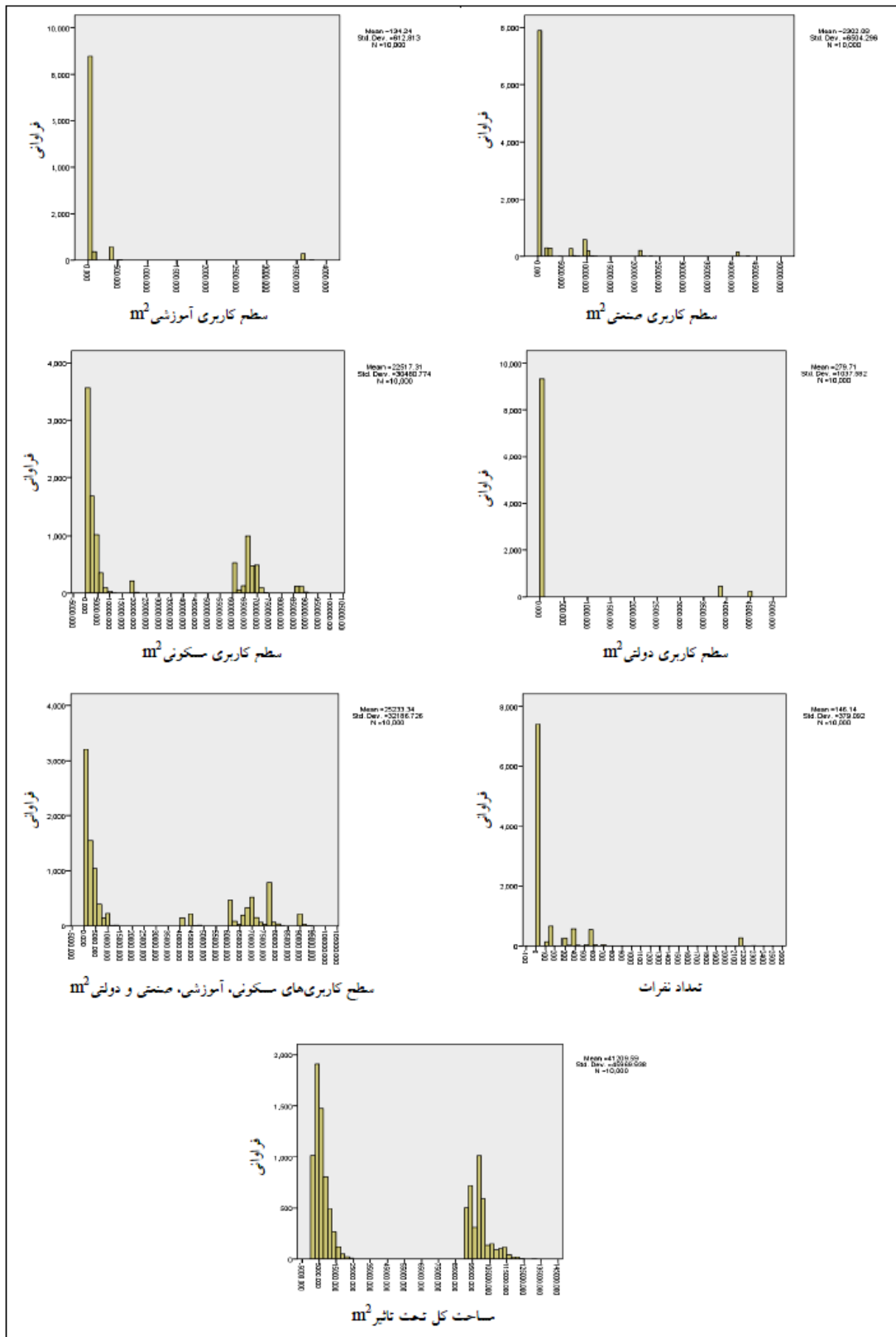
- ۱- آتش فورانی برای شدت گرمای 4kw/m^2
- ۲- آتش فورانی برای شدت گرمای $12/5\text{kw/m}^2$
- ۳- آتش فورانی برای شدت گرمای $37/5\text{kw/m}^2$
- ۴- آتش فورانی برای احتمال مرگ ۱٪
- ۵- آتش فورانی برای احتمال مرگ ۱۰٪
- ۶- آتش فورانی برای احتمال مرگ ۱۰۰٪
- ۷- انفجار خطوط لوله برای شدت موج فشاری بیش از 2psig

با استفاده از نرم‌افزار GIS، ابعاد مربوط به هفت آنالیز آتش به شکل بیضی بر روی مرکز قطعات خطوط لوله‌ی گاز که دچار اشتعال می‌شوند، انداخته شده و موارد زیر محاسبه شده است:

- ۱- مساحت کاربری‌هایی که تحت تأثیر آتش ایجادشده در اثر زلزله قرار گرفته‌اند.
- ۲- کل مساحتی که تحت تأثیر آتش ایجادشده در اثر زلزله قرار گرفته‌اند.
- ۳- تعداد کل نفراتی که تحت تأثیر آتش ایجادشده در



شکل ۷ نمایش گرافیکی مربوط به میزان در معرض قرارگیری کاربری‌ها در برابر آتش 4kw/m^2 برای یکی از حالات (تکرار ۱۴) سناریوی ۱



شکل ۸ نتایج مربوط به آتش‌سوزی با گرمای $4w/m^2$ برای سناریوی شماره ۲ در بازه‌ی زمانی ۱۸-۲۳

۵- در شدیدترین حالت که مربوط به وقوع آتش سوزی با گرمای 4 kw/m^2 می‌باشد؛ در بازه‌ی زمانی ۹-۶ نتایج زیر حاصل شد:

به‌طور متوسط مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده از ۱۸۷۴۷ مترمربع به ۳۱۶۸ مترمربع (۸۳٪ کاهش)، متوسط تعداد افراد تحت تأثیر از ۱۰۹ نفر به ۲۰ نفر (۸۲٪ کاهش)، متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر از ۳۸۵۹۲ مترمربع به ۵۸۴۲ مترمربع (۸۵٪ کاهش) تقلیل یافت.

۱- به‌طور متوسط مجموع مساحت سوخته‌ی ۴ کاربری ذکر شده (کاربری مسکونی، صنعتی، آموزشی و دولتی) در اثر وقوع آتش سوزی با گرمای $37/5 \text{ kw/m}^2$ در بازه زمانی ۲۳-۱۸، از ۱۷۵۳ مترمربع در حالت عادی به ۲۹۵ مترمربع (۸۳٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۲- به‌طور متوسط از حدود ۴ نفری که در معرض احتمال مرگ ۱۰۰٪ در بازه زمانی ۲۳-۱۸ در حالت عادی بودند، به ۱ نفر (۷۵٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۳- به‌طور متوسط مساحت منطقه تحت تأثیر در اثر موج انفجار 2 psi ایجاد شده در بازه ۲۳-۱۸، از ۲۳۶۵۸ متر مربع در حالت عادی به ۳۵۹۵ مترمربع (۸۵٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۴- در شدیدترین حالت که مربوط به وقوع آتش سوزی با گرمای 4 kw/m^2 می‌باشد؛ در بازه زمانی ۲۳-۱۸ نتایج زیر حاصل شد:

به‌طور متوسط مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده از ۲۰۹۳۰ مترمربع به ۳۵۲۳ مترمربع (۸۳٪ کاهش)، متوسط تعداد افراد تحت تأثیر از ۱۳۰ نفر به ۲۳ نفر (۸۲٪ کاهش)، متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر از ۴۲۷۷۸ مترمربع به ۶۴۴۵ مترمربع (۸۵٪ کاهش) تقلیل یافت.

ب- سناریوی دوم؛ مقایسه‌ی نتایج دو حالت مذکور (حالت اول: استفاده از لوله‌های ترد، حالت دوم:

تأثیر جایگزینی لوله‌های ترد با لوله‌های انعطاف پذیر
با توجه به نتایج بدست آمده به نظر می‌رسد، به‌منظور پیشگیری از حوادث ثانویه‌ی ناشی از وقوع زلزله که در اثر تخریب شبکه‌ی توزیع گاز شهری و نشست گاز محتمل می‌باشد، ارائه‌ی راهکارهای مقاوم سازی و کاهش اثرات ضروری باشد. به این منظور، به‌عنوان نمونه اثر جایگزینی لوله‌های انعطاف پذیر به جای لوله‌های ترد، تمام مراحل تحلیل با فرض جایگزین کردن لوله‌های ترد با لوله‌های انعطاف پذیر دوباره صورت گرفت و نتایج هر سه سناریو در حالت عادی (لوله‌ی ترد) و در حالت جایگزینی لوله‌های انعطاف پذیر به جای لوله‌های ترد، مقایسه شد.

الف- سناریوی اول؛ مقایسه‌ی نتایج دو حالت مذکور (حالت اول: استفاده از لوله‌های ترد، حالت دوم: جایگزینی لوله‌های انعطاف پذیر به جای لوله‌های ترد) در سناریوی اول عبارتند از:

۱- به‌طور متوسط از ۴ نشست، ۱ شکست و ۲ اشتعال در حالت عادی (حالت اول)، به ۲ نشست (۵۰٪ کاهش)، ۰ شکست (۱۰۰٪ کاهش) و ۰ اشتعال (۱۰۰٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۲- به‌طور متوسط مجموع مساحت سوخته‌ی ۴ کاربری ذکر شده (کاربری مسکونی، صنعتی، آموزشی و دولتی) در اثر وقوع آتش سوزی با گرمای kw/m^2 در بازه‌ی زمانی ۹-۶، از ۱۴۷۹ مترمربع در حالت عادی به ۲۵۰ مترمربع (۸۳٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۳- به‌طور متوسط از حدود ۲ نفری که در معرض احتمال مرگ ۱۰۰٪ در بازه‌ی زمانی ۹-۶ در حالت عادی بودند، به ۰ نفر (۱۰۰٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۴- به‌طور متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر در اثر موج انفجار 2 psi ایجاد شده در بازه‌ی ۹-۶، از ۲۲۷۰۴ مترمربع در حالت عادی به ۳۴۴۷ مترمربع (۸۵٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

جایگزینی لوله‌های انعطاف‌پذیر به جای لوله‌های ترد) در سناریوی دوم عبارتند از:

۱- به طور متوسط از ۴ نشت، ۱ شکست و ۲ اشتعال در حالت عادی (حالت اول)، به ۱ نشت (۷۵٪ کاهش)، ۰ شکست (۱۰۰٪ کاهش) و ۰ اشتعال (۱۰۰٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۲- به طور متوسط مجموع مساحت سوخته‌ی ۴ کاربری ذکر شده (کاربری مسکونی، صنعتی، آموزشی و دولتی) در اثر وقوع آتش‌سوزی با گرمای kw/m^2 ۳۷/۵ در بازه‌ی زمانی ۶-۹، از ۱۹۷۰ مترمربع در حالت عادی به ۳۸۲ مترمربع (۸۱٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۳- به طور متوسط از حدود ۳ نفری که در معرض احتمال مرگ ۱۰۰٪ در بازه‌ی زمانی ۶-۹ در حالت عادی بودند، به ۰ نفر (۱۰۰٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۴- به طور متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر در اثر موج انفجار ۲psi ایجاد شده در بازه‌ی ۶-۹، از ۲۱۲۲۶ مترمربع در حالت عادی به ۳۶۹۳ مترمربع (۸۳٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۵- در شدیدترین حالت که مربوط به وقوع آتش‌سوزی با گرمای kw/m^2 ۴ می‌باشد؛ در بازه‌ی زمانی ۶-۹ نتایج زیر حاصل شد:

به طور متوسط مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده از ۲۳۰۴۸ مترمربع به ۴۲۷۸ مترمربع (۸۱٪ کاهش)، متوسط تعداد افراد تحت تأثیر از ۱۲۸ نفر به ۲۲ نفر (۸۳٪ کاهش)، متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر از ۳۷۵۷۷ مترمربع به ۶۵۹۳ مترمربع (۸۲٪ کاهش) تقلیل یافت.

۱- به طور متوسط مساحت سوخته‌ی ۴ کاربری ذکر شده (کاربری مسکونی، صنعتی، آموزشی و دولتی) در اثر وقوع آتش‌سوزی با گرمای kw/m^2 ۳۷/۵ در بازه‌ی زمانی ۱۸-۲۳، از ۲۲۵۰ مترمربع در

حالت عادی به ۴۳۲ مترمربع (۸۰٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۲- به طور متوسط از حدود ۴ نفری که در معرض احتمال مرگ ۱۰۰٪ در بازه‌ی زمانی ۱۸-۲۳ در حالت عادی بودند، به ۱ نفر (۷۵٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۳- به طور متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر در اثر موج انفجار ۲psi ایجاد شده در بازه‌ی ۱۸-۲۳، از ۲۲۱۲۵ مترمربع در حالت عادی به ۳۸۴۹ مترمربع (۸۳٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۴- در شدیدترین حالت که مربوط به وقوع آتش‌سوزی با گرمای kw/m^2 ۴ می‌باشد؛ در بازه‌ی زمانی ۱۸-۲۳ نتایج زیر حاصل شد:

به طور متوسط مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده از ۲۵۲۳۳ مترمربع به ۴۶۵۱ مترمربع (۸۲٪ کاهش)، متوسط تعداد افراد تحت تأثیر از ۱۴۶ نفر به ۲۵ نفر (۸۳٪ کاهش)، متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر از ۴۱۲۱۰ مترمربع به ۷۱۷۳ مترمربع (۸۳٪ کاهش) تقلیل یافت.

ج- سناریوی سوم؛ مقایسه‌ی نتایج دو حالت مذکور (حالت اول: استفاده از لوله‌های ترد، حالت دوم: جایگزینی لوله‌های انعطاف‌پذیر به جای لوله‌های ترد) در سناریوی سوم عبارتند از:

۱- به طور متوسط از ۱ نشت، ۰ شکست و ۰ اشتعال در حالت عادی (حالت اول)، به ۰ نشت (۱۰۰٪ کاهش)، ۰ شکست (۰٪ کاهش) و ۰ اشتعال (۰٪ کاهش) در حالت دوم تقلیل یافت.

۲- نتایج نشان می‌دهد که برای منطقه‌ی مورد نظر، گسل شمال تهران نسبت به سناریوهای گسل شمال ری و گسل جنوب ری ارجحیت ندارد، که این امر با نتایج مطالعات جایکا هم‌خوانی دارد. در این قسمت فقط نتایج مربوط به شدیدترین حالت ذکر شده است. در شدیدترین حالت که مربوط به

اشتعال پس از زلزله بر روی کاربری‌های مسکونی، صنعتی، آموزشی و دولتی مورد تحلیل قرار گرفت. در ادامه برای در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در مراحل تحلیل، حالات مختلف خسارت لرزه‌ای خطوط لوله‌ی شبکه‌ی گاز و آتش‌سوزی پس از آن براساس روش مونت‌کارلو از طریق دفعات تکرار زیاد (۱۰ هزار بار) شبیه‌سازی شد. مراحل تحقیق برای سه سناریوی گسل شمال ری، گسل جنوب ری و گسل شمال تهران پیاده شد. براساس نتایج حاصل از این تحقیق؛ در شدیدترین حالت که مربوط به سناریوی دوم (گسل جنوب ری) می‌باشد، به‌طور متوسط وقوع ۴ نشست، ۱ شکست و ۲ اشتعال ناشی از خرابی خطوط لوله ۲۰ و ۳۰ اینچ، مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده ۲۵۲۳۳ مترمربع، تعداد افراد تحت تأثیر ۱۴۶ نفر و مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر ۴۱۲۱۰ مترمربع در اثر وقوع آتش‌سوزی با گرمای 4 kw/m^2 در بازه‌ی زمانی ۱۸-۲۳ محاسبه شد. با اعمال راهکار مبتنی بر جایگزینی لوله‌های انعطاف‌پذیر به جای لوله‌های ترد، نتایج ذکر شده در حالت نشست به میزان ۷۵٪، در حالت شکست به میزان ۱۰۰٪ و در حالت اشتعال به میزان ۱۰۰٪، مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده به میزان ۸۲٪، تعداد افراد تحت تأثیر به میزان ۸۳٪ و مساحت منطقه تحت تأثیر ۸۳٪ تقلیل یافت.

وقوع آتش‌سوزی با گرمای 4 kw/m^2 می‌باشد؛ در بازه‌ی زمانی ۹-۶ نتایج زیر حاصل شد:

به‌طور متوسط مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده از ۱۶۲ مترمربع به ۱ مترمربع (۹۹٪ کاهش)، متوسط تعداد افراد تحت تأثیر از ۱ نفر به ۰ نفر (۱۰۰٪ کاهش)، متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر از ۲۲۶ مترمربع به ۳ مترمربع (۹۹٪ کاهش) تقلیل یافت.

در بازه‌ی زمانی ۲۳-۱۸ نیز نتایج زیر حاصل شد:

به‌طور متوسط مجموع مساحت تحت تأثیر ۴ کاربری ذکر شده از ۱۷۵ مترمربع به ۱ مترمربع (۹۹٪ کاهش)، متوسط تعداد افراد تحت تأثیر از ۱ نفر به ۰ نفر (۱۰۰٪ کاهش)، متوسط مساحت منطقه‌ی تحت تأثیر از ۲۴۷ مترمربع به ۳ مترمربع (۹۹٪ کاهش) تقلیل یافت.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق روشی برای محاسبه‌ی احتمال وقوع اشتعال ناشی از خطوط لوله‌ی گاز و شبکه‌ی توزیع برق پس از زلزله و تبعات آن بر روی کاربری‌های مختلف در منطقه‌ی ۲۰ شهر تهران ارائه گردید. به این منظور، ابتدا با تحلیل خطر و برآورد آسیب‌پذیری زلزله به تحلیل خطر آتش‌سوزی پس از زلزله پرداخته شد. سپس با تحلیل جریان گاز در خطوط لوله، پیامد

مراجع

۱. بختیاری، س.، "بررسی حوادث حریق ناشی از زلزله در جهان و تهیه راهنمای حفاظت ساختمانها در برابر آتش با در نظر گرفتن خطرات و تخریب‌های احتمالی ناشی از زلزله"، بنیاد مسکن انقلاب اسلامی (پژوهشکده سوانح طبیعی)، (۱۳۸۶).
2. Lee, S. W., Davidson, R.A, "Review of Forest, Compartment, and Wildland-Urban Interface Fire Modeling and Their Relation to Fire Following Earthquake Models", 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, (2006).
3. Mizuno, H., "On outbreak of fires in earthquakes", Dissertation, Department of Architecture", University of Kyoto, (1978).
4. Scawthorn, C., Cowell, A. D and Borden, F., "Fire-related Aspects of The Northridge Earthquake",

- Report prepared for Building and Fire Research Laboratory, NIST-GCR-98-743, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, (1997).*
5. Cousins, W. J., Dowrick, D. J. and Sritharan, S., "Fire following earthquake", *In Proceedings of the Institution of Fire Engineers Conference*, New Plymouth, August, (1991).
 6. Eidinger, J. M., Goettel, K. A. and Lee, D., "Fire and economic impacts of earthquakes", *Proceedings of the 4th U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA*, pp. 80-87, ASCE, (1995).
 7. Federal Emergency Management Agency (FEMA), "Earthquake Loss Estimation Methodology", Chapter 4, 8. Hazus 99-SR2, Technical Manual, Fema, Washington D.C., (1999).
 8. Trifunace, MD., Todorovaska, MI., "The Northridge, California, earthquake Of 1994: fire ignition by strong shaking", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Science Ltd., Vol. 17, pp. 165-175, (1998).
 9. Williamson, R. B., Groner, N., "Ignition of fires following earthquakes associated with natural gas and electric distribution systems", *Peer directed studies program for reducing seismic vulnerability of gas and electrical distribution and transmission systems*, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of California, (2000).
 10. Zolfaghari, M., Peyghaleh, E., Golmoradi, L. and Nasirzadeh, Gh., "Urban utility ignition model, a probabilistic approach for modeling fire following earthquake", *In The 14th world conference on earthquake engineering*, Beijing, (2008).
 11. Yildiz, S. S., Karaman, H., "Developing a Physics-based Model for Post-Earthquake Ignitions". *9th International ISCRAM Conference – Vancouver, Canada*, (2012).
 12. Scawthorn, C., Eidinger, J.M., Schiff, A.J., "Fire following earthquake", ASCE, USA, (2005).
 13. Behnamfar, F., Rajabipour, A., "Probabilistic estimation of fire spreading following an earthquake due to gas pipeline damage", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, (2008).
 14. Esposito, S., "Systemic seismic risk analysis of gas distribution networks", *Universita' di Napoli Federico II*, (2011).
۱۵. شهرداری منطقه ۲۰. (بی تا). بازیابی در ۱۷ آذر ۱۳۹۱ از <http://region20.tehran.ir>
۱۶. بربریان، م. قریشی، م. ارژنگ روش، ب. و مهاجر اشجعی، ا.، "پژوهش و بررسی ژرف نوزمین ساخت لرزه زمین ساخت و خطر زمین لرزه-گسلش در گستره تهران و پیرامون"، سازمان زمین شناسی کشور، (۱۳۷۱).
17. Japan International Cooperation Agency (JICA), "The Study on Seismic Microzoning of the Greater Tehran Area in the Islamic Republic of Iran", Final Report, (2000).
۱۸. زارع، م.، "مبانی تحلیل خطر زمین لرزه"، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۸۸).

19. Kazemi, A., Razeghi H, and Ghodrati Amiri, G., "A New Method for Employment of Deterministic Attenuation Relationship in Probabilistic Seismic Hazard Analysis", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, Vol. 11, No. 1. PP. 61-73, (2011).
20. Milutinovic, Z., Trendafiloski, G., "An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns", RISK_UE Contract: EVK4-CT-2000-00014, (2003).
21. Menon, E. S., "Gas pipeline hydraulics". Chapter 2. CRC Press, (2005).
22. Weather base, <http://www.weatherbase.com/weather/weather.php3?s=45704&cityname=Tehran-Iran&set=metric>, Accessed June 26, (2010).

آنالیز لرزه‌ای منارهای تاریخی آجری ایرانی*

مهرداد حجازی^(۱)سید محمد مویدیان^(۲)مریم داعی^(۳)

چکیده با توجه به ارتفاع زیاد منارها و مقاومت کششی ضعیف مصالح بنایی آجری، بررسی رفتار سازه‌ای آنها در برابر زلزله‌های آینده حائز اهمیت می‌باشد. بدین منظور در این مقاله نه منار تاریخی شهر اصفهان در دو حالت به صورت کامل و فقط پوسته‌ی خارجی، با استفاده از روش المان محدود غیرخطی مدل‌سازی شده‌اند. نتایج حاصل از آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی دلالت بر این دارند که منارها تحت شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده بر مبنای ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در مراحل ابتدایی دچار شکست از نوع ترک‌های کششی مورب در آجر و خردشدگی در مصالح می‌شوند. لذا در ادامه تأثیر چهار پارامتر شامل ارتفاع، مقاومت‌های کششی و فشاری مصالح، معیار شکست و میزان میرایی برای رسیدن به حالتی که منارها دچار شکست نشوند، بررسی شده است. تغییر متعارف در پارامترهای مذکور از شکست منارها جلوگیری در برابر زلزله نمی‌کند.

واژه‌های کلیدی منار، مصالح بنایی آجری، تاریخی، ایران، زلزله، آنالیز تاریخچه زمانی، رفتار غیرخطی.

Seismic Analysis of Persian Historical Brick Masonry Minarets

M. Hejazi

S.M. Moayedian

M. Daei

Abstract According to high height and weak tensile strength of materials in minarets, it is necessary to study the structural behaviour of minarets under earthquake loading. Therefore nine historical brick masonry minarets in Isfahan have been modelled and analysed by applying the nonlinear finite element method for two cases: 1) the whole minaret, and 2) only the outer shell. Results show that all minarets fail due to inclined tensile cracks in bricks and bearing of materials under scaled ground motion records based on the 2800 code. Parametric study has been done to find situations in which the minarets do not undergo failure. Parameters have been the height of minarets, tensile and compressive strengths of materials, failure criterion, and damping ratio. Conventional variation of the parameters does not prevent the failure of minarets due to earthquakes.

Keywords Minaret, Brick Masonry Materials, Historical, Iran, Earthquake, Time History Analysis, Non-Linear Behaviour.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۵/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۳/۱۷ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانشیار، گروه عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

(۳) استادیار، گروه عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

مقدمه

معماری در همه دوران‌ها از تأثیرگذارترین هنرهای ایران بوده است. بناها و عناصر معماری متعددی در این جاودانگی ازلی و ماندگی این هنر دخیل بوده‌اند. یکی از این عناصر که در هر دو دوره پیش و پس از اسلام نقشی چشمگیر و حضوری کم نظیر به عهده داشته منار است. ساخت منار در ایران پیشینه ۲۰۰۰ ساله دارد. با توجه به ویژگی‌های خاص مصالح بنایی آجری به کار رفته در این نوع سازه‌ها، از جمله مقاومت کم در مقابل تنش کششی و هم‌چنین با توجه به ارتفاع زیاد منارها این احتمال وجود دارد که بعضی از آنها در برابر زلزله‌های آینده دچار آسیب شوند، لذا با توجه به اهمیت تاریخی، فرهنگی و معماری منارها، بررسی رفتار سازه‌ای آنها لازم می‌باشد [۱].

به‌طور کلی یک منار از سه قسمت پایه (یا سکو)، بدنه (یا ساقه) و کلاهک (یا تاج) تشکیل شده است. با توجه به ارتفاع زیاد و مساحت کم قاعده، پایه مهم‌ترین نقش را در مقاومت منار داشته کوچک‌ترین سستی در این قسمت یا زمین زیر آن منجر به فرو ریختن بنا می‌شود.

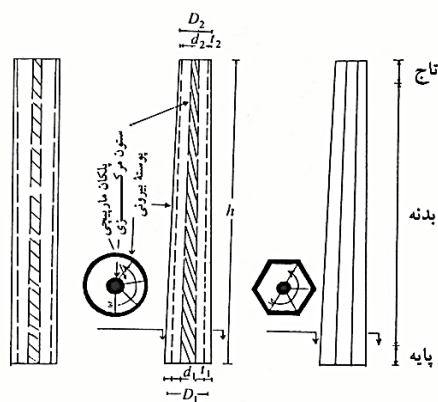
هر بدنه دارای بخش‌های دکل (ستون میانی)، پلکان و نورگیر می‌باشد. ستون میانی با مقطع چندضلعی یا به شکل استوانه‌ای است که پلکان مارپیچی به دور آن می‌چرخد و بالا می‌رود. نورگیرها به صورت روزنه‌هایی کوچک به اندازه جای خالی یک یا چند آجر و یا به صورت پنجره‌هایی بزرگ که گاهی جهت اذان گویی نیز از آنها استفاده می‌شده است، ساخته شده‌اند. اجزای سازه‌ای منار در شکل (۱) نشان داده شده است.

در تحقیقات انجام شده بر روی برج‌های تاریخی جهان می‌توان به دو مورد زیر اشاره کرد.

برج ناقوس «باتیز» در ایتالیا توسط «برناردسکی»

و همکارانش ابتدا تنها تحت وزن خود و سپس تحت بار وزن و بار افقی بررسی گردیده است. در واقع در این مدل‌ها رفتار لرزه‌ای لحاظ شده است. در این پژوهش توزیع ترک‌ها به صورت عددی به دست آمده و نتایج، تطابق خوبی با توزیع ترک‌ها در حالت واقعی داشته است [۲]. آنالیز لرزه‌ای برج «آسینلی» در «بلوگنا» ایتالیا در سال ۱۹۹۸ توسط «ریوا» و همکارانش انجام شده است. در این پژوهش ارزیابی پایداری برج توسط حالاتی مشابه اتفاقات لرزه‌ای به صورت آنالیز دینامیکی غیرخطی روی مدل مشابه انجام شده است [۳]. در سال ۲۰۱۰ میلادی مدل عددی جهت ارزیابی لرزه‌ای منار «قطب» در ترکیه توسط «پنا» و «لورنسو» انجام گرفته است که در آن به مقایسه‌ی نتایج استاتیکی و دینامیکی در برابر بارهای لرزه‌ای پرداخته شده است [۴].

در این مقاله برخی از مهم‌ترین منارهای آجری تاریخی ایران تحت آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی از هفت شتاب نگاشت مناسب و مقیاس شده براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ با استفاده از روش المان محدود غیرخطی، در دو حالت منار به صورت کامل (شامل پوسته منار، ستون مرکزی و راه پله) و فقط پوسته خارجی، مورد مطالعه قرار گرفته است.



شکل ۱ اجزای سازه‌ای منار [۵]

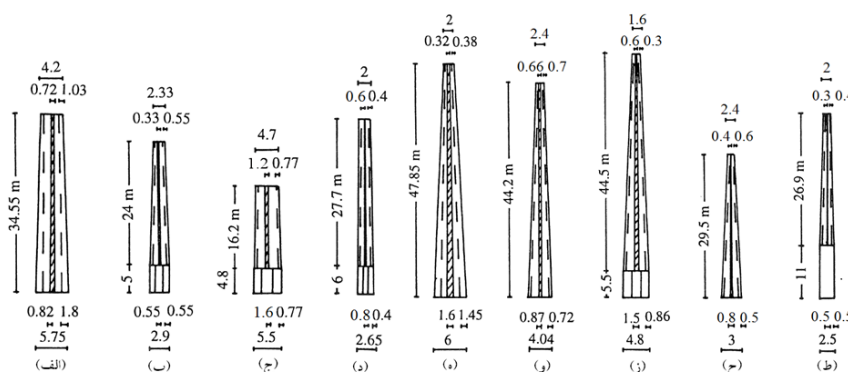
مشخصات منارهای مورد مطالعه و روش آنالیز

اوج هنر منارسازی در ایران به قرون پنجم و ششم هجری باز می‌گردد که در آن زمان تعداد قابل توجهی منار ساخته شد، و اصفهان از جمله شهرهایی است که در آن هنوز تعدادی از مهم‌ترین منارهای این دوره پابرجا هستند. از مهم‌ترین این منارها می‌توان به منارهای برسیان، چهل دختران، گار، سین، علی، ساربان، زیار، رهروان و باغ قوشخانه اشاره نمود. این منارها دارای ابعاد هندسی متفاوتی می‌باشند. در شکل (۲) ابعاد منارهای مورد مطالعه (واقع در اصفهان) نشان داده شده است. ارتفاع از حدود ۲۰ m تا بیش از ۵۰ m تغییر می‌کند. قطر خارجی در پایه بین حدود ۲/۵ m تا ۶ m، و در بالا بین ۲ m تا حدود ۵ m می‌باشد. ضخامت پوسته بیرونی از ۰/۴ m تا ۱/۸ m در پایه تا ۰/۴ m تا ۱ m در بالا متغیر است و قطر ستون مرکزی ۰/۳ m تا ۱/۶ m می‌باشد [5].

به منظور آنالیز این منارها از روش المان محدود تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. به کمک آنالیز دینامیکی گذرا (که گاهی به آن آنالیز تاریخچه زمانی هم می‌گویند) می‌توان به محاسبه پاسخ دینامیکی یک سازه تحت تأثیر بارگذاری‌های وابسته به زمان پرداخت. در این آنالیز می‌توان به محاسبه جابه‌جائی‌ها، کرنش‌ها و تنش‌ها و نیروهای متغیر با زمان در یک سازه پرداخت. در آنالیز دینامیک گذرا سه

روش برای نحوه انجام محاسبات ماتریسی موجود است که در انجام این پژوهش از روش حل کامل استفاده شده است. در این روش تمامی خصوصیات خطی و غیرخطی مادی هندسی و المان‌های خطی و غیرخطی قابل اعمال می‌باشد. مدول یانگ (یا سختی به هر شکل ممکن) و چگالی (یا جرم به هر شکل ممکن) حداقل خصوصیات ماده‌ای است که بایستی تعیین شوند. همچنین پارامتر انتگرالی گذرا ماهیت روش انتگرال زمانی نیومارک (روش حل ضمنی) را کنترل می‌کند.

برای انجام محاسبات از نرم‌افزار ANSYS [6] و المان solid65 استفاده شده است. این المان معمولاً برای تحلیل ترک‌خوردگی در کشش و یا له‌شدگی در فشار به کار می‌رود. این المان دارای هشت گره می‌باشد که در هر گره سه درجه آزادی وجود دارد. تغییر مکان‌ها در جهت‌های X و Y و Z سیستم مختصات گره‌ها هستند. به عنوان مثال این المان برای مدل‌سازی بتن تقویت شده و یا مواد مرکب تقویت شده مثل فایبرگلاس استفاده می‌شود. به منظور بررسی تأثیر ستون مرکزی و راه‌پله‌ی مارپیچ درون منارها بر رفتار سازه‌ای آنها، آنالیزها در دو حالت (۱) منار به صورت کامل (شامل پوسته‌ی منار، ستون مرکزی و راه‌پله) و (۲) فقط پوسته‌ی خارجی انجام گرفته‌اند.



شکل ۲ مشخصات ابعادی منارهای مورد مطالعه: (الف) برسیان، ۴۹۱ هجری قمری؛ (ب) چهل دختران، ۵۰۱ هجری قمری؛ (ج) گار، ۵۰۵ هجری قمری؛ (د) سین، ۵۲۶ هجری قمری؛ (ه) علی، قرن پنجم تا ششم هجری قمری؛ (و) ساربان، ۵۴۹ هجری قمری؛ (ز) زیار، قرن پنجم تا ششم هجری قمری؛ (ح) رهروان، قرن پنجم تا ششم هجری قمری؛ (ط) باغ قوشخانه، قرن هشتم هجری قمری [5]

$$\sigma = (f_k / 4)[7(\varepsilon / \varepsilon_e) - 2(\varepsilon / \varepsilon_e)^2 - 2]$$

$$\sigma = (2.73 / 4)[7(\varepsilon / 7.5 \times 10^{-4}) - 2(\varepsilon / 7.5 \times 10^{-4})^2 - 2]$$

$$7.5 \times 10^{-4} \leq \varepsilon \leq 15 \times 10^{-4} \quad (۴)$$

$$f_{cb} = 1.2f_c = 1.2 \times 2.73 = 3.276 \text{ MPa} \quad (۵)$$

$$f_1 = 1.45f_c = 1.45 \times 2.73 = 3.96 \text{ MPa} \quad (۶)$$

$$f_2 = 1.725f_c = 1.725 \times 2.73 = 4.71 \text{ MPa} \quad (۷)$$

$$|\sigma_h^a| \leq 3^{1/2} f_c = 4.73 \text{ MPa} \quad (۸)$$

$$TFC = 1, f_1 = 1 \text{ ضریب افزایش سختی ترک در کشش} \quad (۹)$$

$$TFC = 0.6, f_1 \neq 1 \quad (۱۰)$$

$$\beta_t = 0.15^{[8]} \quad (۱۱)$$

$$\beta_C = 0.75^{[9]} \quad (۱۱)$$

که $f_2, f_1, f_{cb}, f_c, f_t$ و $|\sigma_h^a|$ به ترتیب مقاومت کششی تک‌محوری، مقاومت فشاری تک‌محوری، مقاومت فشاری دو‌محوری، مقاومت فشاری برای حالتی از فشار دو‌محوری که بر روی تنش هیدرواستاتیک قرار داده می‌شود، مقاومت فشاری برای حالتی از فشار تک‌محوری که بر روی تنش هیدرواستاتیک قرار داده می‌شود و تنش هیدرواستاتیک می‌باشند. در برخی از آنالیزها به منظور کنترل نتایج از معیار شکست دراکر - پراگر [11] نیز استفاده شده است. در این معیار شکست که مدت زمان زیادی است که برای مصالح بنایی مورد استفاده قرار می‌گیرد رفتار مصالح الاستیک - پلاستیک و بدون سخت‌شوندگی در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس زاویه‌ی اصطکاک داخلی مصالح $\Phi = 38^\circ$ و ضریب چسبندگی $C = 0.1 \text{ MPa}$ به برنامه نسبت داده می‌شود [8-10].

برای پیش‌بینی شکست منارها معیارهای شکست اشاره شده، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در صورتی که معیار شکست برآورده نشود، این بدین معنی خواهد بود که ترکیب تنش‌های ایجاد شده باعث شکست منار خواهد شد.

برای بررسی میزان آسیب‌پذیری نه منار یادشده پس از مدل‌سازی، تحت بارهای ثقلی و زلزله مورد مطالعه قرار می‌گیرند. بدین منظور هفت شتاب‌نگاشت متناسب با شرایط حرکت واقعی زمین در محل احداث منارها انتخاب می‌شوند و با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ به منارها نسبت داده و سپس آنالیز تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی انجام می‌شود.

مدل‌سازی رفتار مصالح بنایی به کار رفته در منارها

خصوصیات مکانیکی مصالح مورد استفاده که در تحقیقات پیشین [7] به دست آمده‌اند، در جدول (۱) نشان داده شده‌اند. با استفاده از نتایج تجربی حاصل شده در مطالعات قبلی [8] می‌توان رابطه‌ی تنش- کرنش برای ترکیب آجر و ملات را به صورت یک نمودار خطی - سهمی براساس روابط (۱) و (۲) بیان نمود.

$$\sigma = E\varepsilon_e, \quad \varepsilon \leq \varepsilon_e \quad (۱)$$

$$\sigma = (f_k / 4)[7(\varepsilon / \varepsilon_e) - 2(\varepsilon / \varepsilon_e)^2 - 2]$$

$$\varepsilon_e \leq \varepsilon \leq 2\varepsilon_e \quad (۲)$$

$$\varepsilon_e = 0.75f_k / E$$

که در آن f_k مقاومت فشاری و E مدول الاستیسیته‌ی مصالح ترکیبی آجر و ملات می‌باشند.

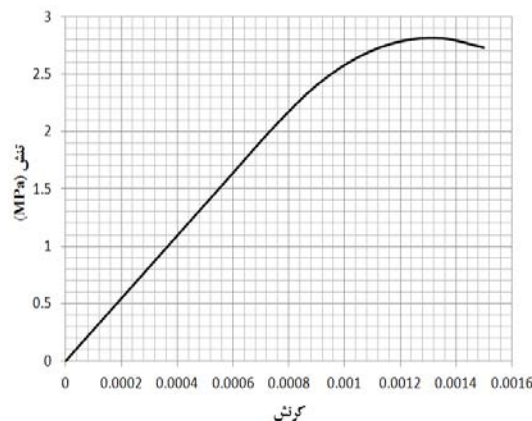
برای مصالح موجود در منارهای مورد مطالعه، با قراردادن مقادیر جدول (۱) در روابط (۱) و (۲)، رابطه‌ی تنش-کرنش به صورت روابط (۳) و (۴) در می‌آید که در شکل (۳) نشان داده شده است.

در همه‌ی آنالیزها از معیار شکست ویلام-وارنک [9] که مخصوص مصالح ترد و شکننده می‌باشد استفاده شده است. پارامترهای این معیار شکست برای ترکیب مصالح آجر و ملات برای استفاده در نرم‌افزار ANSYS براساس روابط (۵) تا (۱۱) محاسبه و در جدول (۲) نشان داده شده‌اند.

$$\varepsilon_e = 0.75f_k / E = 0.75 \times 2.73 / 2370 = 7.5 \times 10^{-4} \quad (۳)$$

جدول ۱ خصوصیات مکانیکی مصالح تشکیل دهنده ی منارها [7]

ترکیب آجر و ملات	ملات	آجر	خصوصیات مکانیکی
۱۵۳۰	۱۶۰۰	۱۳۳۰	جرم حجمی (kg/m^3)
۲۷۳۰	۱۳۰۰	۵۳۰۰	مدول الاستیسیته (MPa)
۰/۱۷	۰/۱۷	۰/۱۷	ضریب پواسون
۰/۲۷	۰/۲۵	۰/۵۳	مقاومت کششی (MPa)
۲/۷۳	۱	۵/۳	مقاومت فشاری (MPa)
۰/۶X ۱۰-۵	۰/۶X ۱۰-۵	۰/۶ X ۱۰-۵	ضریب انبساط حرارتی ($\text{m/m/}^\circ\text{C}$)



شکل ۳ نمودار تنش-گرنش ترکیب آجر و ملات منارها

جدول ۲ پارامترهای معیار شکست ویلام-وارنک برای ترکیب مصالح آجر و ملات برای استفاده در نرم افزار ANSYS

β_t	β_c	f_t (MPa)	f_c (MPa)	f_{cb} (MPa)	$ \sigma_{ha} $ (MPa)	f_l (MPa)	f_2 (MPa)	TCF
۰/۱۵	۰/۷۵	۰/۲۷	۲/۷۳	۳/۲۷۶	۴/۷۳	۳/۹۶	۴/۷۱	۰/۶

بررسی رفتار منارها تحت اثر بار ثقلی

با انجام آنالیز استاتیکی، تنش ها در سازه تحت اثر وزن سازه محاسبه شده است. همان گونه که پیش بینی می شود، تنش های ایجاد شده تحت بار وزن کمتر از مقاومت مصالح می باشند. برای نمونه توزیع تنش محوری در پوسته خارجی و پلکان مارپیچ منار چهل دختران در شکل (۴) نشان داده شده است.

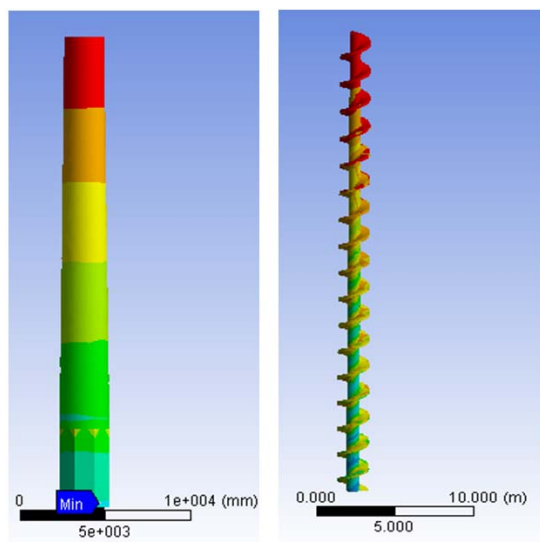
محاسبه مشخصات دینامیکی منارها

در آنالیز مودال، خصوصیات دینامیکی یک سازه نظیر فرکانس های تحریک، مقادیر میرایی و اشکال

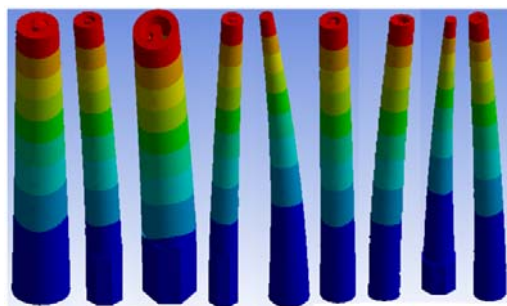
تغییر شکل یافته ی سازه که به آن شکل های مودی گفته می شود، استخراج می گردد. نتایج مربوط به فرکانس های ناشی از ۶ مود اول هر یک از منارها برای مقایسه در جدول (۳) و تغییر شکل منارها در مود اول در شکل (۵) آورده شده است. با توجه به نتایج این آنالیز می توان نتیجه گرفت که در همه ی موارد، فرکانس منار کامل کمتر از فرکانس پوسته ی منار و یا حداکثر با آن برابر است. در منار کامل وجود ستون و راه پله ها باعث افزایش جرم و کاهش فرکانس منارها می شود. لازم به ذکر است به علت انجام آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی، برای میرایی هر منار از میرایی رایلی

منارها و نسبت میرایی بحرانی ۵٪ محاسبه گردیده است.

استفاده شده است. در آنالیز منارها، ضرایب میرایی رایلی از روی فرکانس‌های اولین و دومین مود ارتعاشی



شکل ۴ توزیع تنش در منار چهل دختران تحت بار وزن

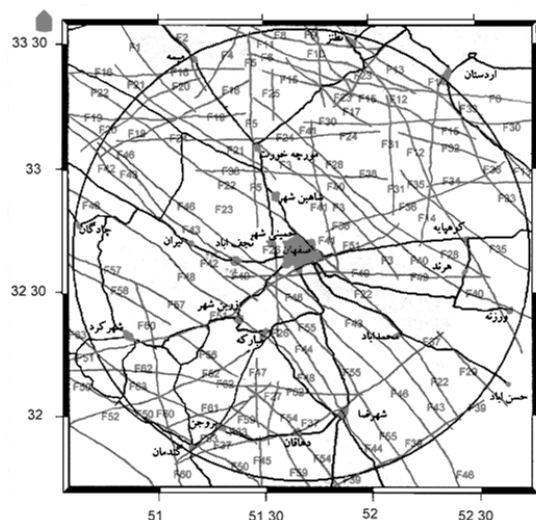


شکل ۵ تغییر شکل منارها در مود اول (به صورت کامل): به ترتیب از چپ به راست: منار برسیان؛ منار چهل دختران؛ منار گار؛ منار سین؛ منار علی؛ منار ساریان؛ منار زیار؛ منار رهروان؛ منار باغ قوشخانه

جدول ۳ نتایج مربوط به فرکانس‌های (Hz) ناشی از ۶ مود اول منارهای مورد مطالعه

	ساریان	باغ قوشخانه	رهروان	زیار	علی	سین	گار	چهل دختران	برسیان
مود ۱	۰/۴۸	۰/۴۲	۰/۷۳	۰/۵۸	۰/۷۸	۰/۵۵	۲/۳۴	۰/۷۹	۱/۰۹
مود ۲	۰/۴۸	۰/۴۲	۰/۷۳	۰/۵۸	۰/۷۸	۰/۵۵	۲/۶۵	۰/۷۹	۱/۰۹
مود ۳	۲/۲۵	۲/۲۳	۳/۹۶	۲/۰۰	۲/۶۴	۲/۸۰	۵/۳۷	۴/۱۴	۵/۱۶
مود ۴	۲/۲۵	۲/۲۳	۳/۹۶	۲/۰۰	۲/۶۴	۲/۸۱	۱۱/۹۰	۴/۱۴	۵/۱۶
مود ۵	۵/۵۰	۵/۸۱	۸/۵۶	۴/۵۳	۵/۹۰	۷/۱۸	۱۱/۸۷	۹/۰۹	۸/۰۶
مود ۶	۵/۴۵	۵/۸۱	۱۰/۰۳	۴/۵۳	۵/۹۰	۷/۱۸	۱۵/۵۱	۱۰/۴۷	۱۱/۰۷

طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵٪ تعیین می‌گردد و طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵٪ تعیین می‌گردد و طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب می‌شود و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته می‌شود.



شکل ۶ تعداد ۶۳ گسل شناخته شده تا شعاع ۱۰۰ کیلومتری اصفهان [۱۵]

جدول ۴ مشخصات زلزله‌های انتخاب شده

شماره	نام زلزله	تاریخ	بزرگا (M)	ماکزیمم شتاب زمین (g)
۱	دریاچه گیوته	۱۹۷۹	۵/۷	۰/۲۴۸
۲	مورگان هیل	۱۹۸۴	۶/۲	۰/۲۱۲
۳	نورت ریج	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۲۴۵
۴	پارک فیلد	۱۹۶۶	۶/۱	۰/۲۴۶
۵	سان‌فرناندو	۱۹۷۱	۶/۶	۰/۲۱
۶	سوپرستیشن هیل	۱۹۸۷	۶/۷	۰/۲۴۷
۷	ویتر نروز	۱۹۸۷	۶	۰/۲۴۳

انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها برای انجام آنالیز دینامیکی
با توجه به مبنا قرار دادن استاندارد ۲۸۰۰ [12] به منظور انجام آنالیز تاریخیچه زمانی، می‌بایست شتاب‌نگاشت تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام زلزله باشد. بدین منظور باید حداقل سه و یا هفت زوج شتاب‌نگاشت با ویژگی‌های عنوان شده در استاندارد ۲۸۰۰ در آنالیز مورد استفاده قرار گیرد.

منارهای مورد مطالعه در محدوده‌ی استان اصفهان واقع شده‌اند. ماکزیمم شتاب زمین با احتمال رویداد ۱۰٪ در ۵۰ سال در شهر اصفهان از ۰/۱۸g تا ۰/۳۲g متغیر می‌باشد، که این مقدار در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برابر ۰/۲۵g تعیین شده است. هم‌چنین زمین منطقه‌ی مورد مطالعه طبق استاندارد ۲۸۰۰ از نوع ۲ و ۳ می‌باشد، که در جهت اطمینان نوع ۳ در نظر گرفته شده است [13].

با توجه به این‌که اطلاعات شتاب‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های رخ داده در منطقه‌ی مورد مطالعه در دسترس نیست، زلزله‌های واقعی اتفاق افتاده در مناطق دیگر که با شرایط تکتونیکی و لرزه‌ای اصفهان مطابقت دارند مورد استفاده قرار می‌گیرند. بدین منظور از اطلاعات لرزه‌ای جمع‌آوری شده توسط دانشگاه برکلی استفاده شده است [14].

با توجه به گسل‌های شناخته شده تا شعاع ۱۰۰ کیلومتری اصفهان (شکل ۶)، اطلاعات مذکور مربوط به هفت زلزله با بزرگای بین ۴ تا ۶/۵ ریشتر و تا شعاع ۱۰۰km و دارای سرعت برشی خاک بین ۱۸۰m/s تا ۳۶۰m/s (USGS-C) (زمین نوع ۳) می‌باشد. ماکزیمم شتاب زمین در شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده بین ۰/۱۸g تا ۰/۳۲g می‌باشد. مشخصات این هفت زلزله در جدول (۴) ارائه شده است.

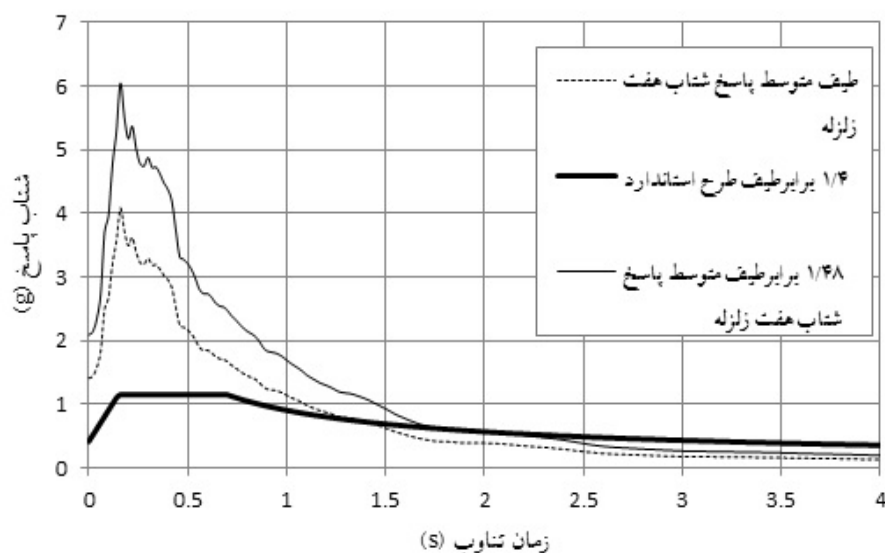
به منظور مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰، ۷ زوج شتاب‌نگاشت معرفی شده در جدول (۴) به مقدار حداکثر خود مقیاس شده است.

برای منار رهروان در دو حالت کامل و فقط پوسته در شکل‌های (۷) و (۸) ترسیم شده است. ضریب مقیاس تعیین شده، در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده (به مقدار حداکثر خود) ضرب شده و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته است.

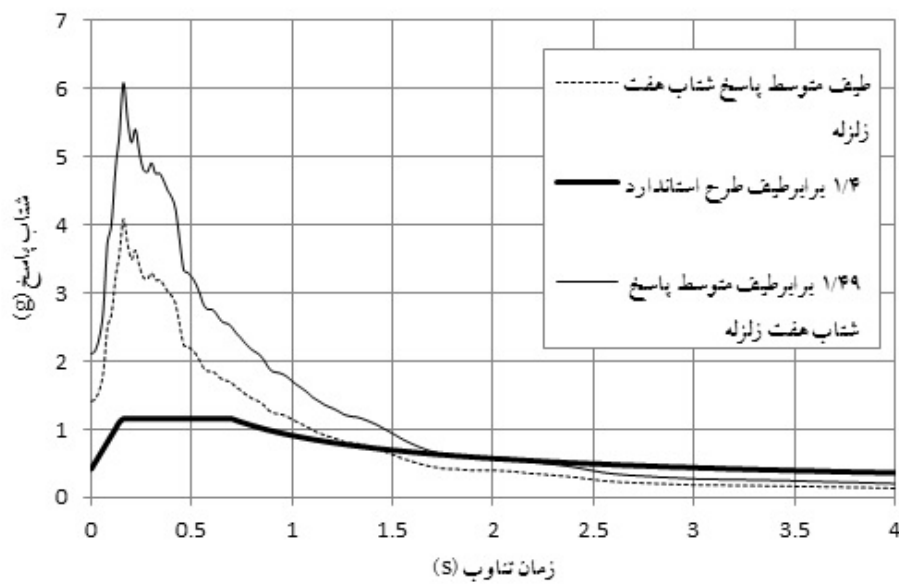
نتایج آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی

نتایج مربوط به منار رهروان و منار چهل‌دختران تحت اثر هفت زلزله در شکل‌های (۹) تا (۱۲) و جدول‌های (۶) و (۷) و نتایج مربوط به سایر منارها تحت زلزله‌ی ویترو روز در جدول (۵) نشان داده شده‌اند. نتایج حاصل از آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی دلالت بر این دارند که همه‌ی منارها، هم به‌صورت کامل و هم فقط پوسته، در مراحل ابتدایی دچار شکست شده‌اند. ترک‌های ایجادشده در قسمت اتصال راه‌پله به ستون مرکزی و پوسته‌ی خارجی می‌باشد که در این محل تنش‌های کششی و فشاری به بیشترین مقدار خود در منار می‌رسد.

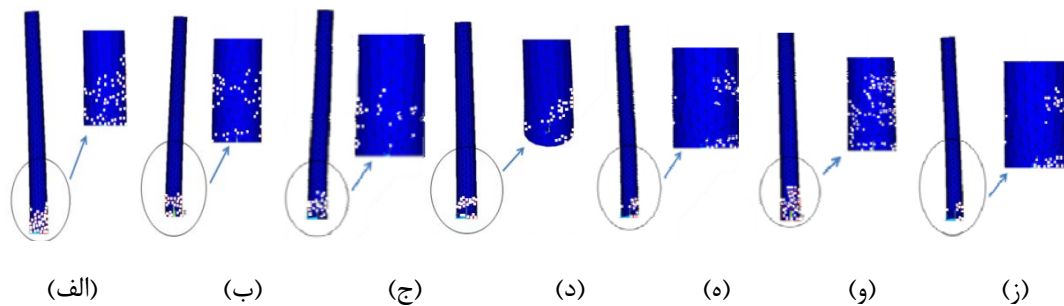
در ادامه طیف پاسخ ترکیبی هفت زوج شتاب‌نگاشت، متوسط‌گیری شده و در محدوده‌ی زمان‌های تناوب $0.2T$ و $1.5T$ با طیف طرح استاندارد که از حاصل ضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان برای زمین نوع ۳ در پارامترهای نسبت شتاب مبنا ($A=0.25$) پهنه با خطر نسبی متوسط (اصفهان) و ضریب اهمیت ساختمان $I=1.2$ ساختمان‌های با اهمیت زیاد، ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد) با فرض نسبت میرایی ۵٪ به‌دست می‌آید مقایسه گردیده و ضریب مقیاس آن‌چنان تعیین شده که در این محدوده مقادیر متوسط‌ها در هیچ حالت کمتر از $1/4$ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نمی‌باشد. لازم به ذکر است که جهت نسبت دادن شتاب زلزله به سازه می‌بایست ضریب A_I نیز در شتاب ضرب شود. حال می‌توان این ضریب را بعد از مقیاس کردن و یا قبل از مقیاس کردن در طیف اعمال کرد. به‌عنوان نمونه طیف متوسط پاسخ شتاب هفت زلزله با ضریب مقیاس و بدون ضریب مقیاس



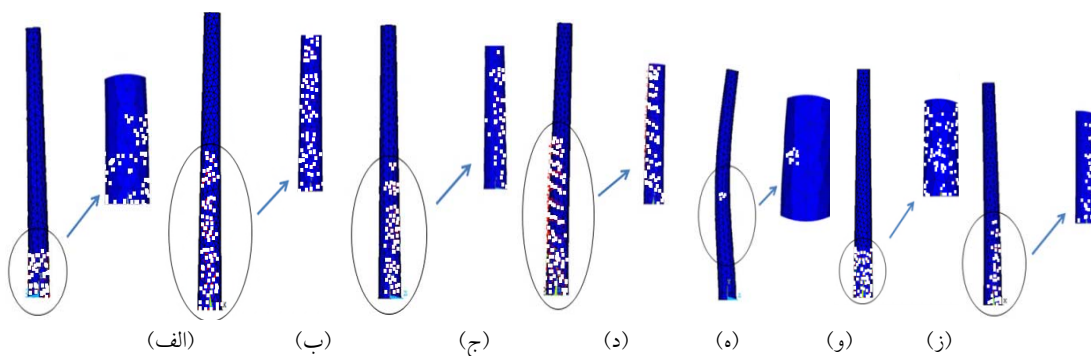
شکل ۷ مقایسه‌ی طیف متوسط پاسخ شتاب هفت زلزله با $1/4$ برابر طیف طرح استاندارد، در محدوده زمان تناوب $0.2T$ و $1.5T$ (۲۰۶ S و ۱۳۹۴)



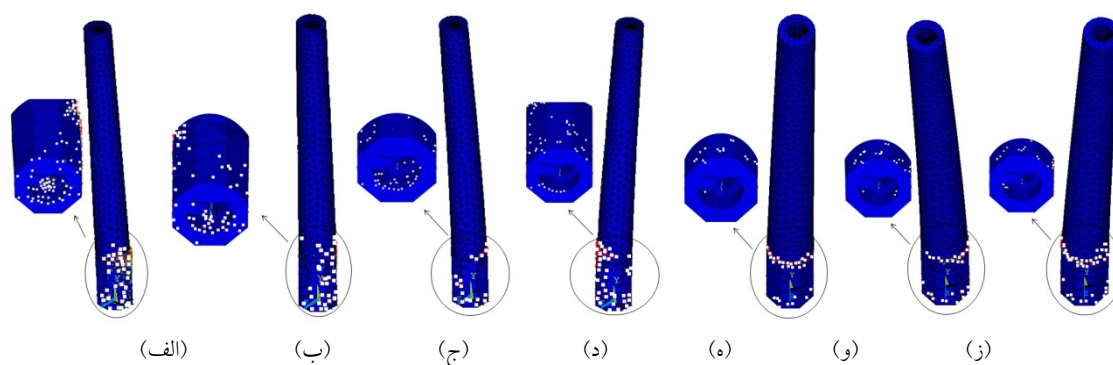
شکل ۸ مقایسه‌ی طیف متوسط پاسخ شتاب هفت زلزله با $1/4$ برابر طیف طرح استاندارد، در محدوده‌ی زمان تناوب $0/2T$ و $1/5T$ (۰/۲۴ و $1/83$ S) برای منار رهروان (فقط پوسته)



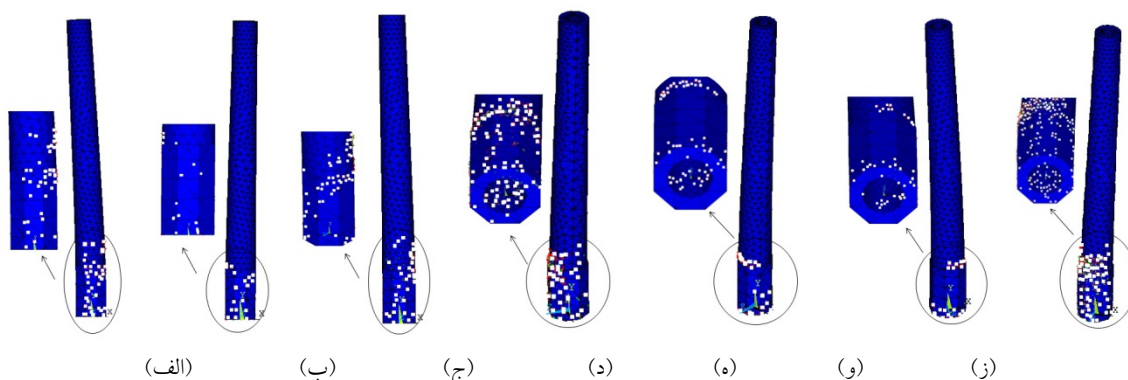
شکل ۹ ترک‌های ایجاد شده در منار رهروان (به‌صورت کامل) در مرحله‌ی شکست تحت زلزله‌های: (الف) ویترووز؛ (ب) دریاچه‌ی گیوته؛ (ج) مورگان هیل؛ (د) نورتریج؛ (ه) پارک فیلد؛ (و) سان‌فرناندو؛ (ز) سوپرستیشن هیل



شکل ۱۰ ترک‌های ایجاد شده در منار رهروان (فقط پوسته) در مرحله‌ی شکست تحت زلزله‌های: (الف) ویترووز؛ (ب) دریاچه‌ی گیوته؛ (ج) مورگان هیل؛ (د) نورتریج؛ (ه) پارک فیلد؛ (و) سان‌فرناندو؛ (ز) سوپرستیشن هیل



شکل ۱۱ ترک‌های ایجاد شده در منار چهل دختران (به صورت کامل) در مرحله‌ی شکست تحت زلزله‌های: (الف) ویترو روز؛ (ب) دریاچه گیوته؛ (ج) مورگان هیل؛ (د) نورتریج؛ (ه) پارک فیلد؛ (و) سان‌فرناندو؛ (ز) سوپرستیشن هیل



شکل ۱۲ ترک‌های ایجاد شده در منار چهل دختران (فقط پوسته) در مرحله شکست تحت زلزله‌های: (الف) ویترو روز؛ (ب) دریاچه گیوته؛ (ج) مورگان هیل؛ (د) نورتریج؛ (ه) پارک فیلد؛ (و) سان‌فرناندو؛ (ز) سوپرستیشن هیل

جدول ۵ نتایج آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی منارها (به صورت کامل) تحت زلزله‌ی ویترو روز در مرحله‌ی شکست

	سین	ساربان	گار	برسیان	باغ قوشخانه	علی	زیار
زمان (s)	۰/۸	۰/۷۶	۳/۹۶	۲/۵	۰/۷۶	۱/۱۸	۱/۱
تغییر مکان ماکزیمم (m)	۰/۰۹۱۱	۰/۲۹۵۴	۰/۳۲۲۳	۰/۴۷۱۷	۰/۰۷۴۱	۰/۱۰۸۴	۰/۱۳۵۹

جدول ۶ نتایج آنالیز تاریخیچه زمانی غیر خطی منارهای رهروان و چهل دختران (فقط پوسته) تحت ۷ زلزله

منار (پوسته)	زمان (s)	دریاچه گیوته	مورگان هیل	نورتریج	پارک فیلد	سان‌فرناندو	سوپرستیشن هیل	ویترو روز
		۱/۵	۱/۷۷	۶/۰۸	۱/۸۵	۱/۴۳	۱/۳۲	۱/۰۶
منار (پوسته)	تغییر مکان ماکزیمم (m)	۰/۰۳۵۳	۰/۰۳۶۱	۰/۰۰۵۹	۰/۱۸۵۸	۰/۰۵۳۶	۴/۴۸۸۰	۰/۰۶۵۹
	زمان (s)	۰/۷۶۵	۰/۹۶۵	۱/۱۷	۰/۹۹	۰/۲۹	۴/۶۹	۱/۰۸
منار (پوسته)	تغییر مکان ماکزیمم (m)	۰/۹۲۹۷	۰/۰۸۵۰	۰/۱۰۱۳	۰/۲۶۲۲	۰/۱۴۳۱	۰/۰۲۸۰	۰/۰۹۸۰

جدول ۷ نتایج آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی منارهای رهروان و چهل دختران (به صورت کامل) تحت ۷ زلزله

	وینتر نروز	سوپرستیشن هیل	سانفرناندو	پارک فیلد	نورت ریج	مورگان هیل	دریاچه گیوته	
رهروان (کامل)	۱/۰۶	۱/۹۷	۰/۲۸	۰/۶۳	۰/۷۶	۰/۵۵	۰/۶۴	زمان (s)
	۰/۰۵۹	۰/۰۶۰۷	۰/۰۶۹۱	۰/۰۷۴۵	۰/۱۰۳۰	۰/۰۴۸۷	۰/۰۴۸۸	تغییر مکان ماکزیمم (m)
چهل دختران (کامل)	۱/۰۶	۵/۳۳	۰/۲۹	۰/۹۹	۱/۱۶	۰/۹۶	۰/۷۶	زمان (s)
	۰/۱۸۵۰	۰/۱۶۰۸	۰/۷۳۲۲	۰/۸۴۶۴	۰/۰۷۶۳	۰/۰۵۵۶	۰/۰۷۳۴	تغییر مکان ماکزیمم (m)

جدول ۸ تأثیر تغییر ارتفاع در رفتار دینامیکی منار رهروان تحت زلزله وینتر نروز

	۷ m پایین منار	۱۰ m پایین منار	۱۵ m پایین منار
بدون شکست	شکست	شکست	وضعیت آسیب دیدگی
۲۸/۶	۳/۹۴	۳/۰۴	زمان (s)
۰/۰۰۰۲	۰/۰۳۳۱	۰/۰۴۰۱	تغییر مکان ماکزیمم (m)

بررسی تأثیر ارتفاع و تغییر خصوصیات مکانیکی

مصالح در رفتار منارها تحت بار زلزله

به منظور یافتن وضعیتی که منارها در اثر زلزله دچار شکست نشوند، تأثیر چهار پارامتر مختلف بررسی شده است. این پارامترها شامل ارتفاع منارها، مقاومت کششی و فشاری مصالح تشکیل دهنده منارها، معیار شکست و میزان میرایی می باشند.

در مورد تأثیر ارتفاع منارها لازم به ذکر است که در واقع عامل مؤثر بر زمان شکست منارها در آنالیز لرزه ای، نسبت ارتفاع به قاعده است. بدین منظور با ثابت در نظر گرفتن قطر منار، ارتفاع آن از بالا به تدریج کم (با حذف قسمت بالایی منار) و آنالیز انجام گرفته است.

این کار فقط برای بررسی تأثیر تغییر ارتفاع در قاعده ای ثابت صورت گرفته است و در عمل نمی توان از این روش برای بهبود رفتار سازه ای منار در مقابل زلزله استفاده نمود.

نتایج مربوط به منار رهروان در جدول (۸) آمده

است.

می توان نتیجه گرفت که با کاهش ارتفاع منار، زمان شکست به تأخیر می افتد، به طوری که با ارتفاع مشخصی منار دچار شکست نمی شود.

به منظور بررسی اثر تغییر مشخصات مکانیکی مصالح به کار رفته در منار، مقاومت های فشاری و کششی مصالح به ترتیب ۱۰، ۵۰ و ۱۰۰ برابر افزایش داده شدند. اگرچه این کار صرفاً به منظور بررسی پارامتری بوده است و در عمل امکان پذیر نمی باشد. نتایج برای منارهای رهروان و زیار در جدول (۹) نشان داده شده اند. حتی با افزایش ۵۰ برابری مقاومت مصالح، هنوز منارها دچار شکست می شوند. هنگامی که مقاومت های فشاری و کششی مصالح ۱۰۰ برابر می گردند، شکستی در منارها به وقوع نمی پیوندد. این بدین معنی است که افزایش خصوصیات مکانیکی مصالح در محدوده ای که معمولاً عملی می باشد، تأثیر تعیین کننده ای در بالابردن مقاومت کل سازه ای منار در مقابل زلزله ندارد.

جدول ۹ تأثیر افزایش مقاومت‌های کششی و فشاری برای منارهای رهروان، زیار و چهل دختران (به صورت کامل) تحت زلزله‌ی ویترو

منار چهل دختران	منار رهروان			منار زیار		اندازه افزایش مقاومت های کششی و فشاری
	۱۰۰ برابر	۵۰ برابر	۱۰۰ برابر	۱۰۰ برابر	۵۰ برابر	
بدون شکست	شکست	بدون شکست	شکست	بدون شکست	شکست	وضعیت آسیب دیدگی
۲۸/۶	۴/۱۲	۲۸/۶	۳/۹	۳/۰۲	۲۸/۶	زمان (s)
۰/۰۰۰۲	۰/۱۷۵۲	۰/۰۰۰۳	۰/۳۸۱۶	۰/۴۷۶۵	۰/۰۰۳۴	تغییر مکان ماکزیمم (m)

جدول ۱۰ تأثیر استفاده از معیار شکست دراکر-پراگر برای منارهای رهروان، گار و زیار تحت زلزله‌ی ویترو

چهل دختران (کامل)	زیار (پوسته)	زیار (کامل)	رهروان (پوسته)	رهروان (کامل)	
۱/۰۶	۱/۱	۰/۸	۱/۱	۰/۶۲	زمان (s)
۰/۰۵۸۷	۰/۱۶۲۱	۰/۱۳۴۵	۰/۰۸۰۱	۰/۰۰۶۰	تغییر مکان ماکزیمم (m)

سازه‌های تاریخی وجود ندارد، لذا در این مقاله با مبنا قرار دادن استاندارد ۲۸۰۰، شتاب‌نگاشت‌های ورودی برای انجام آنالیزهای تاریخیچه‌زمانی انتخاب شده‌اند. اما نتایج آنالیز نشان می‌دهد که ضوابط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود، برای بررسی سازه‌هایی با قدمت تاریخی، بسیار سخت‌گیرانه می‌باشد و به مقاوم‌سازی نامناسبی می‌انجامد. دلیل این امر را می‌توان این گونه بیان نمود که علی‌رغم افزایش ۵۰ برابری مقاومت فشاری و کششی مصالح و یا کاهش ۵۰٪ ارتفاع منارها، این سازه‌ها همچنان جواب‌گوی ضوابط آیین‌نامه‌ها نمی‌باشند در صورتی که قدمت ساخت این آثار متجاوز از ۹۰۰ سال می‌باشد و در طی این سال‌ها همچنان پابرجا هستند. این نتایج مشابه نتایج گزارش شده از سایر محققان و در تکمیل مطالعات متعدد دیگری است که در زمینه‌ی بناهای بنایی (به جز منار) در سایر کشورها انجام گرفته است و تمامی تحقیقات منجر به نتایج مشابه شده است و به همین دلیل است که در دستورالعمل‌های یونسکو به همین نتیجه تأکید شده و نظر متخصصان به آن جلب شده است. البته همیشه استثنا نیز وجود دارد که البته نادر است. بر این اساس، آیین‌نامه‌ها و روش‌های عددی، اغلب مطابق با ساختمان‌های مدرن هستند و منجر به عدم توصیف دقیق رفتار واقعی سازه‌ی تاریخی و رفتار

با استفاده از معیار شکست دراکر-پراگر به جای معیار شکست ویلام-وارنک در آنالیزهای تعدادی از منارها، تأثیر تغییر معیار شکست در رفتار لرزه‌ای بررسی شده است. نتایج حاصل برای منارهای رهروان و زیار تحت زلزله‌ی ویترو در جدول (۱۰) نشان داده شده‌اند. علی‌رغم تغییر معیار شکست، منارها هنوز در همان مراحل ابتدایی اعمال زلزله دچار شکست شده‌اند و در رفتار سازه‌ای آنها بهبودی مشاهده نمی‌گردد.

با توجه به آن که تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که در مواردی تغییر اندازه‌ی میرایی می‌تواند تأثیر قابل توجهی در رفتار لرزه‌ای داشته باشد [14]، لذا به عنوان آخرین پارامتر مؤثر در رفتار منارهای تحت زلزله، اندازه‌ی میرایی از ۵٪ به ۲۰٪ افزایش داده شده است. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که منارهای مورد مطالعه مجدداً در همان مراحل اولیه‌ی اعمال زلزله دچار شکست می‌شوند و فقط میزان جابه‌جایی نهایی آنها در حالت میرایی ۲۰٪ در لحظه‌ی شکست کمتر از میزان جابه‌جایی در حالت میرایی ۵٪ می‌باشد.

بررسی نتایج آنالیز از جنبه‌ی کارایی آیین‌نامه‌های

لرزه‌ای موجود

در حال حاضر در کشور آیین‌نامه‌ای برای بررسی رفتار

در محدوده‌ی ۱۰٪ ارتفاع منار از قسمت پایین پراکنده شده‌اند که دلیل این امر ایجاد تمرکز تنش در پلکان مارپیچ و محل‌های اتصال آن به ستون مرکزی و پوسته می‌باشد.

۳- هر چه نسبت ارتفاع به قاعده‌ی منارها کمتر باشد، شکست دیرتر اتفاق می‌افتد. به‌طور مثال، منار گار که کمترین نسبت ارتفاع به قاعده (۳/۸۲) را در بین منارها دارد، دیرتر از بقیه‌ی منارها دچار شکست می‌شود.

۴- با کاهش ارتفاع منار، زمان شکست به تأخیر می‌افتد. به‌عنوان مثال با کاهش حدود ۳۳/۳۳٪ ارتفاع منار رهروان، ۲۹٪ به طول زمان شکست آن اضافه می‌گردد.

۵- افزایش مقاومت‌های فشاری و کششی مصالح حتی تا ۵۰ برابر (که البته در عمل امکان‌پذیر نمی‌باشد) نمی‌تواند باعث جلوگیری از شکست منارها در مقابل زلزله شود. تنها با افزایش ۱۰۰ برابری این مقادیر است که شکست رخ نمی‌دهد. البته با افزایش مقاومت مصالح، زمان شکست تا حدی به تأخیر می‌افتد.

۶- با تغییر معیار شکست ویلام-وارنک به دراکر-پراگر، منارها همچنان در همان مراحل ابتدایی شتاب‌نگاشت دچار شکست شده‌اند. جابه‌جایی‌های مرحله‌ی شکست در معیار شکست دراکر-پراگر در همه‌ی منارهای تحت بررسی نسبت به معیار شکست ویلام-وارنک کاهش یافته است. به‌عنوان مثال جابه‌جایی در مرحله‌ی شکست برای منار رهروان با استفاده از معیار شکست دراکر-پراگر ۹۱/۵۴٪ نسبت به معیار شکست ویلام-وارنک کاهش داشته است.

۷- با تغییر میزان میرایی از ۵٪ به ۲۰٪ منارها مجدداً در همان مراحل قبلی دچار شکست می‌شوند و فقط میزان جابه‌جایی نهایی آنها بیشتر می‌شود. به‌عنوان مثال در منار رهروان (فقط پوسته‌ی خارجی) تحت

مقاومتی بناهای تاریخی می‌شوند و سبب ارزیابی غیرواقعی ضریب اطمینان سازه می‌گردند [5, 7, 16]. لازم به ذکر است که حتی آیین‌نامه‌های معتبر نظیر Eurocode8 [17] و FEMA [18] در مورد ارزیابی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی بناهای تاریخی مورد خاصی را مطرح نکرده‌اند. این آیین‌نامه‌ها فقط براساس پارامترهای کمی بنا شده‌اند در حالی که باید پارامترهای مهم کیفی نیز مورد توجه قرار گیرند. محدودیت‌ها و ضعف‌های آیین‌نامه‌ها و ضوابط قراردادی می‌تواند توسط پذیرش فعالیت‌های مکمل از قبیل بررسی تاریخی، بازدید و نظارت‌های فنی و آنالیز کیفی سازه‌ای برطرف شود.

نتیجه‌گیری

در این پژوهش تعداد نه منار از مهم‌ترین منارهای قرن پنجم و ششم هجری قمری برای بررسی میزان آسیب‌پذیری در برابر نیروهای وزن و زلزله انتخاب شد. پس از معرفی مشخصات هندسی هر کدام از منارها به معرفی خصوصیات مکانیکی مصالح آجری به کار رفته در ساخت آنها و همچنین معیارهای شکست مناسب برای مدل‌سازی در نرم‌افزار ANSYS پرداخته شد. به‌منظور ارزیابی سازه‌ای منارها در برابر نیروی زلزله پس از انتخاب هفت شتاب‌نگاشت، متناسب با شرایط حرکت واقعی زمین در محل احداث منارها، و مقیاس کردن آنها با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، آنالیز تاریخیچه‌زمانی غیرخطی بر روی منارها انجام شد که شامل نتایج زیر می‌باشد:

۱- تمامی منارها در لحظات ابتدایی زلزله و قبل از رسیدن به مقدار بیشینه‌ی شتاب‌نگاشت دچار شکست می‌شوند. در مواردی شکست پوسته‌ی منار نسبت به منار کامل در زمان دیرتری اتفاق افتاده است. دلیل این امر ضعف محل اتصال پلکان مارپیچ به پوسته و ستون مرکزی می‌باشد.

۲- ترک‌ها در حالت منار کامل نسبت به حالت فقط پوسته، در قسمت پایین‌تری رخ می‌دهند و عمدتاً

زلزله‌ی ویترو، جابه‌جایی در حالت میرایی ۵٪، (حدود ۰/۸ برابر حالت قبل) می‌باشد ولی در هر دو حالت زمان شکست در لحظه‌ی ۱/۰۶s می‌باشد.

مراجع

۱. مویدیان، س. م.، "آنالیز سازه‌ای منارهای تاریخی آجری ایران"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشگاه اصفهان، (۱۳۹۱).
2. Bernardeschi, K., Padovani, C. and Pasquinelli, G., "Numerical modelling of the structural behaviour of Buti's bell tower", *Journal Cultural Heritage* 5, pp. 371-378, (2004).
3. Riva, P., Perotti, F., Guidoboni, E. and Boschi, E., "Seismic analysis of the Asinelli tower and earthquakes in Bologna", *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 17, pp. 525-550, (1998).
4. Pena, F., Lourenço, P., "Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower Engineering Structures", *Engineering Structures*, pp. 1466-1478, (2010).
5. Hejazi, M., "Historical Buildings of Iran: their Architecture and Structure", Computational Mechanics Publications (WIT Press), Southampton and Boston, (1997).
6. "Basic Analysis Guide for ANSYS 14", SAS IP Inc., New York, (2011).
7. Hejazi, M. and Mehdizadeh Saradj, F., "Persian Architectural Heritage: Form, Structure and Conservation", WIT Press, Southampton and Boston, (2013).
8. Binda, L., Fontana, A. and Frigerio, G., "Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics", *8th Int. Brick and Block Masonry Conf. Elsevier Applied Science*, London, pp. 205-216, (1988).
9. Korany, Y., "Mechanics and modeling of URM structures", *Proceedings of Int. Short Course on Architectural and Structural Design of Masonry*, Dresden University of Technology, Dresden, (2003).
10. Betti, M., Orlando, M. and Vignoli, A., "Static behaviour of an Italian medieval castle: damage assessment by numerical modelling", *Computers and Structures*, 89(21-22), pp. 1956-1970, (2011).
11. Pineda, P., Robador, M. and Gil-Marti, M., "Seismic damage propagation prediction in ancient masonry structures: an application in the non-linear range via numerical models", *The Open Construction and Building Technology Journal*, 5, pp. 71-79, (2011).
12. "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings", (in Faris), Standard No. 2800, Building and Housing Research Centre, Tehran, (1988).
13. Khodadadi, A., "Seismic Hazard Analysis and Hazard Spectrum for Isfahan" (in Farsi), M.Sc. Thesis, Science and Research Branch Islamic Azad University, Isfahan, (2009).
14. Silva, W., "Strong Motion Database", California, <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>, (2012).
۱۵. صفایی، ه.، "گزارش نهایی طرح تحقیقاتی شناسایی و بررسی توان لرزه‌ای گسل‌های اطراف اصفهان"، دانشگاه اصفهان، (۱۳۸۴).
16. EU-India Economic Cross Cultural Programme, "Guidelines for the Conservation of Historical

- Masonry Structures in Seismic Areas", Rome, (2006).
17. Eurocode 8, "Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings", European Committee for Standardisation, Brussels, (2005).
 18. FEMA-356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., (2001).

نگرشی جدید بر روش واکنش سیل واحد در اولویت‌بندی مکانی اقدامات کنترل سیل*

علی ندافی^(۱)سید محمود حسینی^(۲)

چکیده با توجه به خطر روزافزون سیل در تمام نقاط جهان از جمله ایران، تعیین مناطق سیل‌خیز و اولویت‌بندی این مناطق در جهت کنترل سیل امری ضروری است. در این تحقیق نگرشی جدید بر روش واکنش سیل واحد با عنوان روش کاهش سیل مطرح شد و از این نگرش به منظور اولویت‌بندی اقدامات کنترل سیل زیرحوضه‌های بالادست سد کارده در استان خراسان رضوی استفاده گردید. به این منظور، پس از تقسیم حوضه‌ی مورد مطالعه به ۲۴ زیرحوضه، خصوصیات فیزیکی حوضه و زیرحوضه‌ها از طریق نرم‌افزار جانبی HEC-GeoHMS، در محیط ArcGIS تهیه شد. پس از واسنجی مدل HEC-HMS از طریق داده‌های یک واقعه‌ی بارش-رواناب، رواناب حاصل از بارش طراحی با دوره‌ی بازگشت ۵۰ سال با استفاده از این مدل شبیه‌سازی گردید. سپس اولویت‌بندی سیل‌خیزی زیرحوضه‌ها به روش واکنش سیل واحد و اولویت‌بندی اقدامات کنترل سیل به روش کاهش سیل انجام شد. نتایج نشان داد در حوضه‌ی مورد مطالعه سیل‌خیزترین زیرحوضه لزوماً مناسب‌ترین زیرحوضه برای اقدامات کنترل سیلاب نمی‌باشد و به‌طور کلی نتایج اولویت‌بندی اقدامات کنترل سیل زیرحوضه‌ها تفاوت زیادی با اولویت‌بندی سیل‌خیزی آنها دارد. در ادامه تأثیر تداوم بارش بر روی اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها بررسی شد. نتایج نشان داد تداوم بارش تأثیر قابل‌توجهی بر اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها دارد.

واژه‌های کلیدی تداوم بارش، روش کاهش سیل، روش واکنش سیل واحد، کنترل سیل، مدل HEC-HMS

A New Approach on Unit Flood Response Method for Spatial Prioritization of Flood Control Activities

A. Naddafy

S.M. Hosseini

Abstract Due to increasing rate of flood risk throughout the world, including Iran, it is necessary to identify and prioritize flood-contributing areas for flood control activities. In this study, a new approach on Unit Flood Response method called "Flood Reduction method" was introduced which is applicable to prioritization of sub-basins for flood control activities. It was used to prioritize upstream sub-basins of Kardeh dam in Khorasan Razavi province. To conduct the study, the entire basin was divided into 24 sub-basins and physical characteristics of the basin and sub-basins were extracted using HEC-GeoHMS extension in ArcGIS. HEC-HMS model was calibrated using a rainfall-runoff event data and then, the 50-year design storm was simulated by this calibrated model. Prioritization of flood source areas was performed using the Unit Flood Response method and the Flood Reduction method was used to prioritize flood control activities. For the basin under study, the results showed that the sub-basin which has higher flood contribution is not necessarily the most appropriate sub-basins for flood control activities. In general, the prioritization results of the Flood Reduction method and those of the Unit Flood Response method were significantly different. The effect of rainfall duration on sub-basins prioritization was also studied. The results showed that rainfall duration has a significant effect on the sub-basins prioritization.

Keywords Flood Control, Flood Reduction Method, HEC-HMS Model, Rainfall Duration, Unit Flood Response Method.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۸/۲۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۰/۲۰ می‌باشد.

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

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

مقدمه و سابقه‌ی تحقیق

سیل هر ساله منجر به خسارات جانی و مالی فراوانی در سطح جهان می‌شود. با وجود تلاش‌های انجام شده برای مهار سیل، بشر نتوانسته به‌طور کامل از خسارات ناشی از آن در امان بماند. با افزایش جمعیت جهان نیاز بشر به زمین و منابع طبیعی افزایش پیدا کرده است. یکی از نتایج این مسأله تجاوز به مناطق مسکونی، صنعتی و راه‌های ارتباطی به مزارع، مراتع و جنگل‌ها و تخریب آنها می‌باشد. این امر باعث افزایش مناطق نفوذناپذیر و در نتیجه افزایش سرعت و حجم سیلاب می‌شود [1]. در نتیجه می‌توان گفت که با توجه به رشد روزافزون جمعیت و تخریب بی‌رویه‌ی منابع طبیعی، خطر بروز سیل رو به افزایش است و بنابراین اقدامات آبخیزداری و عملیات حفاظتی به‌منظور کنترل سیل در حوضه‌های سیل‌خیز امری ضروری است. در گذشته کنترل خسارات ناشی از سیل در یک نقطه، غالباً از طریق طراحی و ساخت سازه‌های کنترل سیل بر روی رودخانه در محل مورد نظر انجام می‌گرفت، در حالی که امروزه به جای تمرکز بر روی نواحی مورد تهدید سیل در پایین‌دست، تأکید بر شناسایی و کنترل سیل در سرمنشأ آن در نواحی بالادست حوضه می‌باشد [2]. با توجه به گسترده بودن سطح حوضه‌ها امکان اقدامات کنترل سیل در سرتاسر حوضه موجود نمی‌باشد. بنابراین باید از طریق مطالعات کنترل سیل، مناطقی که تأثیر بیشتری در ایجاد سیلاب دارند شناسایی و اولویت‌بندی شوند، تا بتوان با صرف کم‌ترین هزینه به بیشترین میزان مهار سیلاب دست پیدا کرد [3]. Juracek [4] در سال ۲۰۰۰ زیرحوضه‌های منطقه‌ی کانزاس (Kansas) را براساس قابلیت تولید رواناب آنها طبقه‌بندی نمود. وی به این منظور ترکیب‌های مختلفی از نفوذپذیری خاک، کاربری زمین و شاخص‌های رطوبتی را در نظر گرفت و براساس این معیارها، زیرحوضه‌ها را از قابلیت تولید رواناب خیلی زیاد تا خیلی کم طبقه‌بندی کرد. وی در مطالعه‌ی خود تأثیر روندیابی جریان زیرحوضه‌ها تا خروجی حوضه را در

نظر نگرفت. Islam و Sado [5] براساس داده‌های سنجش از دور مربوط به سیل سال ۱۹۸۸ در بنگلادش، نقشه‌های خطر سیل را برای بنگلادش تهیه نمودند. آنها در تهیه‌ی این نقشه‌ها از اطلاعات مربوط به ارتفاع، پوشش گیاهی، عوارض زمین‌شناسی، فیزیوگرافی و شبکه‌ی زهکشی استفاده نمودند. مقدار هر سلول (Pixel) در نقشه‌های خطر سیل، در واقع میزان شدت خسارت مربوط به آن سلول را نشان می‌داد. از طریق این نقشه‌ها امکان شناسایی نقاط بحرانی که بیش از سایر نقاط در معرض خطر سیل قرار داشتند، فراهم بود ولی این نقشه‌ها اطلاعات لازم را در مورد این که کنترل سیل در کدام مناطق می‌تواند تأثیر بیشتری بر کاهش خسارت در نقاط بحرانی داشته باشد، در اختیار قرار نمی‌داد. Foody و همکاران [6] در سال ۲۰۰۴ از مدل HEC-HMS برای تعیین مناطق اصلی تولید سیلاب استفاده نمودند. آنها داده‌های مورد نیاز مدل، شامل پوشش گیاهی و خصوصیات خاک را به ترتیب از طریق تصاویر ماهواره‌ای و بازدیدهای میدانی تهیه نمودند. نتایج اجرای مدل نشان داد نقاطی که بیشترین دبی اوج سیلاب را دارند، منطبق بر نقاطی هستند که بیشترین خسارت را از سیلاب‌های رخ داده متحمل شده بودند. همان‌طور که اشاره شد به‌منظور کنترل سیل در یک نقطه، به جای اجرای اقدامات کنترل سیل در محل مورد نظر می‌باید بر کنترل سیل در سر منشأ آن تمرکز کرد و مناطقی که بیشترین تأثیر را در دبی اوج سیلاب آن محل دارند شناسایی نمود. به این منظور باید حوضه به گونه‌ای تعیین گردد که خروجی حوضه دقیقاً در محل مورد نظر برای حفاظت واقع شود [2]. سپس به‌منظور اولویت‌بندی سیل‌خیزی در سطح حوضه، می‌توان حوضه را به واحدهای مطالعاتی کوچک‌تری تقسیم نمود و با روندیابی جریان هریک از این واحدها تا خروجی حوضه، سهم هریک را در دبی اوج سیلاب در خروجی حوضه تعیین نمود. در این شرایط مناطقی که بیشترین مشارکت را در دبی اوج خروجی حوضه داشته باشند به عنوان مناطق سیل‌خیز و سرمنشأ سیل شناخته

می‌شوند. یکی از معروف‌ترین روش‌ها در زمینه‌ی تعیین میزان مشارکت زیرحوضه‌ها در هیدروگراف خروجی حوضه، روش واکنش سیل واحد (Unit Flood Response) می‌باشد. Saghafian و Khosroshahi [7] این روش را برای تعیین مشارکت زیرحوضه‌ها در دبی اوج خروجی و اولویت‌بندی سیل‌خیزی زیرحوضه‌ها ارائه دادند. آنها در این روش ابتدا هیدروگراف سیل طراحی را در خروجی حوضه محاسبه نمودند. در ادامه در هر بار اجرای مدل، یکی از زیرحوضه‌ها را از شبیه‌سازی جریان حذف کردند و دبی اوج خروجی حوضه را بدون حضور آن زیرحوضه محاسبه نمودند. تفاوت دبی خروجی در حالتی که تمام زیرحوضه‌ها در دبی خروجی مشارکت داشتند با حالتی که یک زیرحوضه از شبیه‌سازی حذف می‌گردید، سهم آن زیرحوضه را در دبی اوج خروجی حوضه نشان می‌داد. Saghafian و Khosroshahi با استفاده از روش واکنش سیل واحد و به کمک مدل HEC-HMS به مطالعه‌ی سیل‌خیزی در حوضه‌ی دماوند در شمال ایران پرداختند. نتایج نشان داد که زیرحوضه‌ای که مساحت بیشتری داشته باشد لزوماً دبی اوج خروجی بیشتری ندارد، همچنین سیل‌خیزی بیشتری ندارد. نتایج همچنین نشان دادند که تداوم و دوره‌ی بازگشت بارش طراحی تأثیری بر روی اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها ندارد. Roughani و همکاران [8]، به منظور اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها برای اقدامات کنترل سیل روش جدیدی ارائه دادند. در این روش ابتدا سطوح هم‌پیمایش جریان برای کل حوضه مشخص می‌شوند. سپس در هر بار اجرای مدل هیدرولوژیکی، هیدروگراف زیرحوضه‌های یکی از این سطوح از روندیابی جریان حذف و از این طریق تأثیر آن سطح و زیرحوضه‌های آن، در هیدروگراف خروجی تعیین می‌گردد. مقایسه‌ی دبی‌های اوج نشان داد که با حرکت از خروجی به سمت قسمت‌های میانی حوضه، اثر

اقدامات کنترل سیل در زیرحوضه‌ها بر روی دبی اوج به‌طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته است. از طرف دیگر با حرکت از قسمت‌های میانی به بخش‌های بالایی حوضه تأثیر زیرحوضه‌ها روی دبی اوج کاهش می‌یابد. Saghafian و همکاران [2]، برای اولین بار در حوضه‌ی رود زرد در ایران با تقسیم‌بندی حوضه به صورت شبکه‌ای از سلول‌ها، اولویت‌بندی سیل‌خیزی را برای تک‌تک این سلول‌ها انجام دادند. آنها با استفاده از روش واکنش سیل واحد، شاخص سیل را برای هر یک از سلول‌ها محاسبه کردند. بدین طریق نقشه‌ی ستری شاخص شدت سیل برای حوضه تهیه گردید. این نقشه نشان که داد مناطق اصلی منشأ سیل، در نواحی میانی بالادست حوضه قرار دارند. در ادامه با اجرای روش واکنش سیل واحد در سطح زیرحوضه‌ها، شاخص سیل برای زیرحوضه‌ها نیز محاسبه شد. مقایسه‌ی شاخص سیل زیرحوضه‌ها و میانگین وزنی شاخص سیل تمام سلول‌های موجود در هر زیرحوضه، نشان داد که این مقادیر به هم نزدیکند. بنابراین Saghafian و همکاران به این نتیجه رسیدند که به منظور اقدامات کنترل سیل نیاز نیست مطالعات به صورت توزیعی و در سطح سلول انجام شود، بلکه انجام مطالعات در سطح زیرحوضه‌ها نتایج لازم را در اختیار می‌گذارد. Sulaiman و همکاران [9] با استفاده از روش واکنش سیل واحد، به بررسی مناطق مولد سیل در حوضه‌ی رودخانه‌ی پاهانگ (Pahang) در شبه‌جزیره‌ی مالزی پرداختند. نتایج آنها نشان داد که پاسخ هیدرولوژیک زیرحوضه‌ها تابعی غیرخطی از بسیاری از عوامل است و زیرحوضه‌هایی که در کم‌ترین و بیشترین فاصله تا خروجی حوضه قرار دارند، ضرورتاً بیشترین و کمترین مشارکت را در دبی اوج خروجی ندارند. جوکار [۱۰] با استفاده از مقایسه‌ی مقادیر تغییرات در دبی اوج خروجی حوضه به‌ازای تغییرات شیب متوسط زیرحوضه، شیب آبراهه، شماره‌ی منحنی (CurveNumber, CN)، مساحت و زمان تأخیر هر یک

زیرحوضه‌ی اول دبی و احتمالاً شاخص سیل خیزی بیشتری نسبت به زیرحوضه‌ی دوم دارد ولی باید در نظر داشت که کنترل کامل سیل (به‌صورتی که دبی خروجی زیرحوضه به صفر برسد) در زیرحوضه‌ی اول به‌مراتب نیازمند صرف عملیات و هزینه‌های بیشتری می‌باشد. در نتیجه زمانی می‌توان گفت که مقایسه زیرحوضه‌ها از لحاظ اقتصادی در شرایط یکسان انجام می‌شود، که میزان عملیات در تمام زیرحوضه‌ها یکسان باشد. بنابراین در نگرش جدید مطرح شده در این تحقیق، فرض می‌شود با اجرای اقدامات کنترل سیل در یک زیرحوضه دبی آن زیرحوضه کاهش می‌یابد که میزان این کاهش با توجه به شرایط و قابلیت تولید رواناب زیرحوضه‌ی مورد نظر می‌باشد. از دیگر اهداف این تحقیق بررسی تأثیر تداوم بارش بر روی اولویت بندی زیرحوضه‌ها می‌باشد.

مواد و روش‌ها

معرفی منطقه‌ی مورد مطالعه

حوضه‌ی آبخیز سد کارده واقع در استان خراسان رضوی، در شمال شهرستان مشهد و در بین عرض‌های جغرافیایی $36^{\circ} 40' 10''$ تا $36^{\circ} 56' 05''$ شمالی و طول‌های جغرافیایی $59^{\circ} 28' 48''$ تا $59^{\circ} 44' 40''$ شرقی قرار دارد. منطقه‌ی مورد مطالعه در این تحقیق قسمتی از حوضه‌ی سد کارده واقع در بالادست ایستگاه هیدرومتری کارده‌ی بالا می‌باشد. مساحت این منطقه حدود ۴۴۸ کیلومتر مربع است و ایستگاه هیدرومتری کارده‌ی بالا در محل خروجی این منطقه واقع می‌باشد. جریان خروجی از ایستگاه هیدرومتری کارده‌ی بالا، در ادامه‌ی مسیر با جریان خروجی حوضه‌ی آبخیز کوشک‌آباد ترکیب شده است و به طرف سد کارده جاری می‌شود. در داخل منطقه‌ی مورد مطالعه چهار ایستگاه باران‌سنجی ثابت به نام‌های آل، بلغور، جنگ و مارشک موجود است (شکل ۱).

از زیرحوضه‌ها، مهم‌ترین عوامل مؤثر بر سیل خیزی را بررسی نمود. نتایج مطالعه‌ی جوکار نشان داد که عامل شماره‌ی منحنی (CN)، که عامل تأثیر جنس خاک و پوشش گیاهی را در خود مستتر دارد، مؤثرترین عامل بر روی دبی اوج خروجی حوضه می‌باشد.

با دقت در مطالعات انجام شده می‌توان دریافت که روش واکنش سیل واحد یکی از روش‌های مناسب برای اولویت بندی سیل خیزی زیرحوضه‌ها می‌باشد ولی در استفاده از این روش به‌منظور اولویت بندی زیرحوضه‌ها برای اقدامات کنترل سیل با چالش‌هایی روبه‌رو هستیم. در این روش برای تعیین نقش یک زیرحوضه در دبی خروجی حوضه، هیدروگراف آن زیرحوضه به‌طور کامل از روندیابی حذف می‌شود. این امر معادل این فرض است که با اجرای اقدامات کنترل سیل در یک زیرحوضه، دبی خروجی آن زیرحوضه به صفر می‌رسد. این درحالی است که در بسیاری از طرح‌های کنترل سیل با اجرای اقدامات کنترل سیل در یک زیرحوضه عملاً دبی خروجی آن به صفر نمی‌رسد، بلکه حجم و دبی اوج سیلاب کاهش می‌یابد [11]. بنابراین هرچند که در روش واکنش سیل واحد با استفاده از شاخص‌های ارائه شده به‌خوبی می‌توان زیرحوضه‌ها را از نظر سیل خیزی اولویت بندی نمود، ولی برای اولویت بندی اقدامات کنترل سیل نیاز به ارائه‌ی شاخص جدیدی می‌باشد. در نتیجه، در این تحقیق نگرشی جدید برای اولویت بندی اقدامات کنترل سیل مطرح می‌شود که در آن تأثیر اقدامات کنترل سیل در یک زیرحوضه به صورت کاهش دبی آن زیرحوضه نمایان شود. از دیگر چالش‌هایی که در روش واکنش سیل واحد با آن روبه‌رو هستیم می‌توان به عدم توجه به شرایط اولیه‌ی زیرحوضه‌ها اشاره نمود. به‌عنوان مثال دو زیرحوضه با مساحت برابر را در نظر بگیرید که زیرحوضه‌ی اول دارای شیب تند و پوشش گیاهی ضعیف می‌باشد و زیرحوضه‌ی دوم شیب ملایم‌تر و پوشش گیاهی بیشتری دارد. با این شرایط و با فرض یکسان بودن سایر شرایط این دو زیرحوضه، قاعدتاً

روش واکنش سیل واحد

Saghafian و Khosroshahi [7] در سال ۲۰۰۵، روش واکنش سیل واحد (Unit Flood Response) را برای تعیین مشارکت زیرحوضه‌ها در دبی اوج هیدروگراف خروجی حوضه و اولویت‌بندی سیل‌خیزی زیرحوضه‌ها ارائه دادند. در این روش شاخص‌های سیل‌خیزی FI و f_i برای هر زیرحوضه از روابط ۱ و ۲ تعیین می‌گردد که از طریق آنها اولویت‌بندی سیل‌خیزی زیرحوضه‌ها انجام می‌شود.

$$FI_k = \left(\frac{Q_{o,all} - Q_{o,all-k}}{Q_{o,all}} \right) \times 100 \quad (1)$$

$$f_i_k = \frac{Q_{o,all} - Q_{o,all-k}}{A_k} \quad (2)$$

در این روابط، FI_k شاخص سیل‌خیزی زیرحوضه‌ی k ام برحسب درصد، $Q_{o,all}$ دبی خروجی حوضه‌ی زمانی که تمام زیرحوضه‌ها مشارکت دارند برحسب مترمکعب بر ثانیه، $Q_{o,all-k}$ دبی خروجی حوضه‌ی زمانی که زیرحوضه‌ی k ام حذف شده است برحسب مترمکعب بر ثانیه، f_i_k شاخص سیل‌خیزی در واحد سطح برای زیرحوضه‌ی k ام برحسب مترمکعب بر ثانیه بر کیلومتر مربع و A_k مساحت زیرحوضه‌ی k ام بر حسب کیلومتر مربع می‌باشند.

روش کاهش سیل

همان‌طور که در بخش‌های پیش اشاره گردید، در استفاده از روش واکنش سیل واحد به‌منظور اولویت‌بندی اقدامات کنترل سیل با چالش‌هایی مواجه می‌باشیم. بنابراین در این تحقیق با نگرشی جدید نسبت به روش واکنش سیل واحد، روشی جدید برای اولویت‌بندی مکانی اقدامات کنترل سیل به نام روش کاهش سیل ارائه شد. کلیات این روش براساس روش واکنش سیل واحد می‌باشد با این تفاوت که در روش کاهش سیل فرض می‌شود با اجرای اقدامات کنترل سیل در یک زیرحوضه، دبی اوج زیرحوضه کاهش

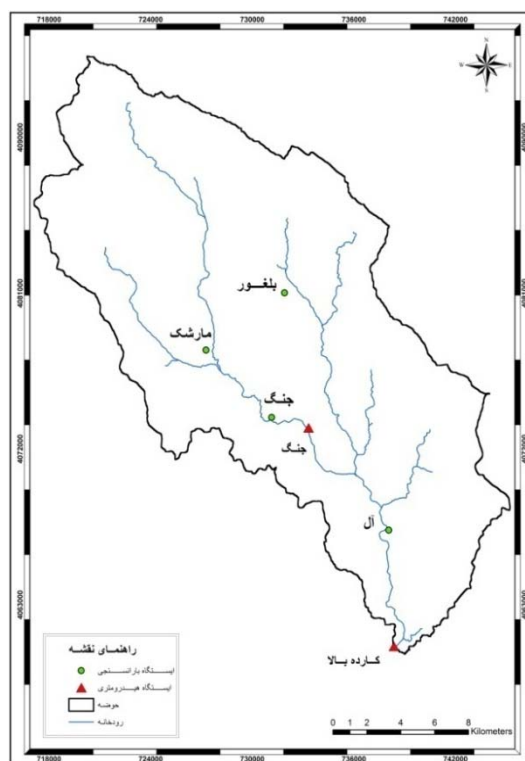
می‌یابد. با توجه به این‌که عامل CN مؤثرترین عامل بر روی دبی اوج می‌باشد [۱۰]، در روش کاهش سیل، کاهش دبی اوج با کاهش CN معادل‌سازی می‌شود. به عبارت دیگر در رویکرد جدید، به جای حذف کامل یک زیرحوضه از شبیه‌سازی، CN آن زیرحوضه کاهش داده می‌شود.

در این روش ابتدا با استفاده از بارش طراحی، هیدروگراف خروجی حوضه به‌دست می‌آید. سپس CN یکی از زیرحوضه‌ها درصد معینی (مثلاً ۱۰ درصد) کاهش داده می‌شود. از آنجایی که تلفات اولیه (T_{lag}) و زمان تأخیر حوضه (I_a) تابعی از شماره‌ی منحنی حوضه (CN) می‌باشند، مقادیر T_{lag} و I_a زیرحوضه‌ی موردنظر نیز براساس CN جدید و با توجه به روابط SCS تغییر داده می‌شوند. مدل با این شرایط اجرا می‌گردد و هیدروگراف خروجی حوضه به‌دست می‌آید. تفاوت دبی اوج خروجی حوضه در حالت اولیه و حالتی که CN زیرحوضه کاهش پیدا کرده است، نشان‌دهنده‌ی تأثیر اقدامات کنترل سیل در زیرحوضه‌ی موردنظر بر روی دبی اوج هیدروگراف خروجی حوضه است. این فرآیند برای تک‌تک زیرحوضه‌ها انجام می‌شود و شاخص کاهش سیل هر زیرحوضه از رابطه‌ی (۳) محاسبه می‌گردد.

$$(MFI_R)_k = \left(\frac{Q_{o,all} - Q_{o,Rk}}{Q_{o,all}} \right) \times 100 \quad (3)$$

در این رابطه، $(MFI_R)_k$ شاخص کاهش سیل زیرحوضه‌ی k ام برحسب درصد، $Q_{o,all}$ دبی خروجی حوضه‌ی زمانی که تمام زیرحوضه‌ها مشارکت دارند برحسب مترمکعب بر ثانیه و $Q_{o,Rk}$ دبی خروجی حوضه در شرایطی است که CN زیرحوضه‌ی k ام، R درصد کاهش یافته باشد برحسب مترمکعب بر ثانیه می‌باشند. با توجه به این‌که کنترل سیل در زیرحوضه‌های بزرگ‌تر، طبیعتاً عملیات و هزینه بیش‌تری در پی خواهد داشت، پس لازم است شاخص

به منظور تهیه مدل حوضه در ابتدا با استفاده از نقشه‌ی رقومی خطوط تراز ارتفاعی منطقه با اختلاف ارتفاع ۲۰ متر، لایه‌ی مدل رقومی ارتفاع (DEM) منطقه با اندازه‌ی سلول ۱۰ متر در محیط ArcGIS تولید شد. مرز حوضه و زیرحوضه‌ها، مسیر آبراهه‌ها و هم‌چنین خصوصیات فیزیکی مربوط به آنها نیز در محیط نرم افزار جانبی HEC-GeoHMS تهیه شد و بدین ترتیب مدل حوضه تولید گردید و سپس به HEC-HMS منتقل گردید. محدوده زیرحوضه‌ها و مشخصات فیزیکی آنها به ترتیب در شکل (۲) و جدول (۱) قابل ملاحظه است. لازم به ذکر است برای محاسبه‌ی مقدار متوسط CN زیرحوضه‌ها نیاز به لایه‌ی CN حوضه بود. این لایه از طریق تلفیق لایه‌ی کاربری اراضی و لایه‌ی گروه هیدرولوژیک خاک به دست آمد.



شکل ۱ موقعیت ایستگاه‌های هیدرومتری و باران سنجی بالادست ایستگاه هیدرومتری کارده بالا

دیگری برای اقدامات کنترل سیلاب تعریف شود که در آن عامل مساحت نیز در نظر گرفته شود. به این منظور شاخص کاهش سیل در واحد سطح هر زیرحوضه به صورت رابطه‌ی (۴) ارائه شد.

$$(Mfi_R)_k = \frac{Q_{o,all} - Q_{o,Rk}}{A_k} \quad (4)$$

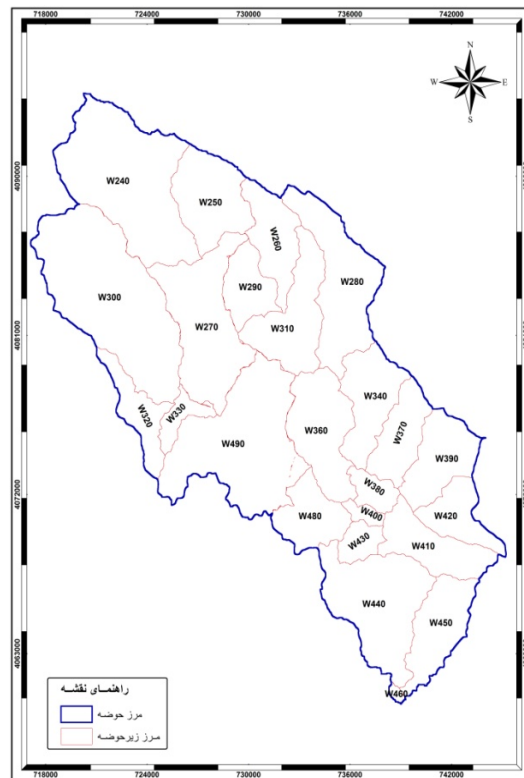
در این رابطه، $(Mfi_R)_k$ شاخص کاهش سیل در واحد سطح زیرحوضه‌ی k ام برحسب مترمکعب بر ثانیه بر کیلومتر مربع و A_k مساحت زیرحوضه‌ی k ام بر حسب کیلومتر مربع می‌باشند. پارامترهای $Q_{o,all}$ و $Q_{o,Rk}$ نیز همان تعاریف ارائه شده در رابطه‌ی (۳) را دارند. با مقایسه‌ی شاخص Mfi زیرحوضه‌ها، می‌توان دریافت سطح یکسانی از اقدامات کنترل سیل در کدام زیرحوضه بیشترین تأثیر در دبی اوج خروجی حوضه را دارد و از این طریق مناسب‌ترین زیرحوضه را برای اقدامات کنترل سیل انتخاب نمود. لازم به ذکر است که اندیس R در شاخص‌های Mfi و MFI در واقع نشان‌دهنده‌ی درصد کاهش CN زیرحوضه می‌باشد.

معرفی مدل HEC-HMS

از جمله مهم‌ترین روش‌های مطالعات کنترل سیل استفاده از مدل‌های هیدرولوژیکی است. مدل‌های هیدرولوژیکی ابزار مناسبی برای شبیه‌سازی تبدیل بارش به رواناب، محاسبه‌ی رواناب خروجی حوضه‌ها، روندیابی سیلاب در رودخانه‌ها و مخازن هستند [12]. در این تحقیق به منظور شبیه‌سازی بارش - رواناب از مدل HEC-HMS استفاده شده است. شبیه‌سازی حوضه‌های آبریز در HEC-HMS از طریق سه بخش اساسی به نام مدل حوضه، مدل هواشناسی و مشخصه‌های کنترل انجام می‌شود. پس از معرفی سه بخش فوق به HEC-HMS می‌توان مدل را اجرا نمود و نتایج را مشاهده کرد و در صورت لزوم، مقادیر معرفی شده به مدل را از طریق واسنجی تصحیح نمود [13].

واحد SCS، روندیابی جریان به روش ماسکینگام و توزیع مکانی بارش با توجه به موقعیت مکانی ایستگاه‌ها و اطلاعات موجود به روش وزن‌دهی برمبنای معکوس فاصله (روش IDW) انجام شد. همان‌طور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، اختلاف در دبی اوج مشاهداتی و شبیه‌سازی شده در این مرحله (پیش از واسنجی مدل) بسیار کم است و هیدروگراف مشاهداتی و شبیه‌سازی شده تطابق خوبی با یکدیگر دارند. با این وجود به منظور افزایش دقت مدل نسبت به واسنجی مدل اقدام شد.

بعد از شبیه‌سازی بارش ۸۱/۴/۲۸ با مقادیر اولیه، واسنجی مدل با بهینه‌سازی پارامترهای شماره‌ی منحنی (CN) و تلفات اولیه (I_a) و همچنین ضرایب K و X روش ماسکینگام انجام شد. ضرایب K و X روش ماسکینگام، از طریق تابع انحراف معیار وزنی دبی اوج و از روش شیب یک‌متغیره واسنجی شدند. مقادیر اولیه و بهینه‌ی ضرایب K و X برای آبراهه‌های موجود در حوضه، در جدول (۳) آورده شده‌اند. با توجه به تعداد زیاد زیرحوضه‌ها و وجود تنها یک واقعی بارش رواناب برای واسنجی، امکان بهینه‌سازی I_a و CN برای تک‌تک زیرحوضه‌ها وجود نداشت. HEC-HMS قادر است با اعمال یک ضریب یکسان برای تمام زیرحوضه‌ها، مقدار CN و یا I_a زیرحوضه‌ها را یک‌باره بهینه نماید. این روش اعمال شد و ضریب مورد استفاده برای بهینه نمودن CN و I_a به ترتیب معادل ۰/۹۵ و ۰/۸ به دست آمد. با واسنجی مدل، میزان خطا در شبیه‌سازی دبی اوج از ۳/۸ در صد به ۲/۵ در صد و خطا در محاسبه‌ی حجم سیلاب از ۲۲ درصد به ۱۴ درصد کاهش یافت. در شکل (۳) می‌توان هیدروگراف مشاهداتی، هیدروگراف شبیه‌سازی شده‌ی پیش از واسنجی مدل و هیدروگراف شبیه‌سازی شده‌ی پس از واسنجی مدل را با یکدیگر مقایسه نمود.



شکل ۲ موقعیت زیرحوضه‌های بالادست ایستگاه هیدرومتری کاردهی بالا و نام‌گذاری آنها

واسنجی مدل HEC-HMS

به منظور واسنجی مدل، نیاز به بارش‌هایی می‌باشد که هیدروگراف‌های مربوط به آنها در ایستگاه هیدرومتری پایین‌دست ثبت شده باشند. با توجه به نقص اطلاعات ایستگاه‌های هیدرومتری و باران‌سنجی موجود در منطقه، تنها یک واقعی مناسب در تاریخ ۸۱/۴/۲۸ الی ۸۱/۴/۲۹ برای واسنجی مدل یافت شد که اطلاعات مربوط به آن در جدول (۲) آورده شده است. اطلاعات بارش در هر ایستگاه مطابق آمار باران‌سنج‌های ثابت آن ایستگاه در تاریخ ۸۱/۴/۲۸ الی ۸۱/۴/۲۹ به مدل معرفی شد و با توجه به این اطلاعات، بارندگی شبیه‌سازی محاسبه‌ی تلفات از روش شماره‌ی منحنی SCS، تبدیل بارش به رواناب به روش هیدروگراف

جدول ۱ مشخصات فیزیکی زیرحوضه‌های بالادست ایستگاه هیدرومتری کاردهی بالا

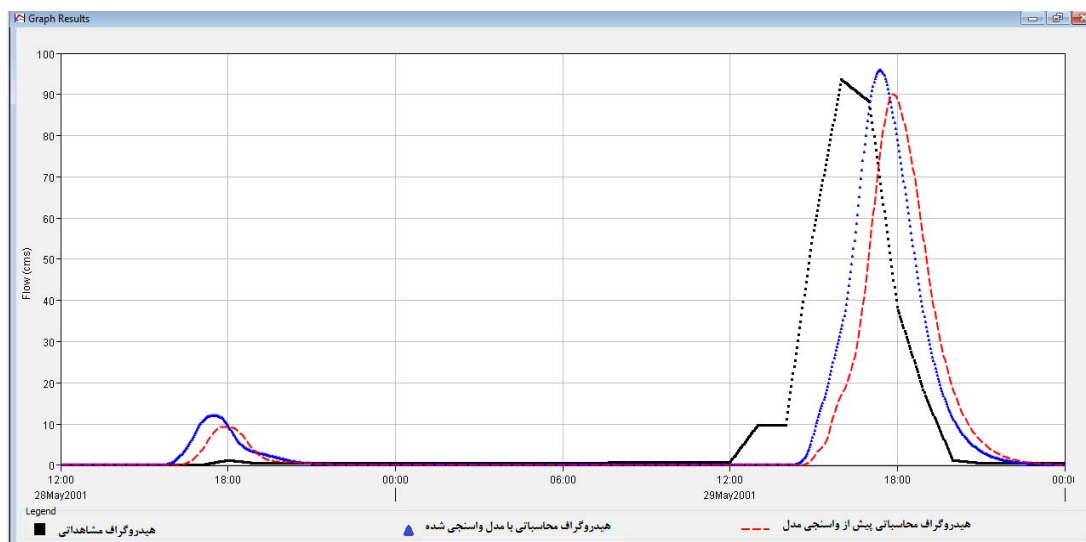
نام زیرحوضه	مساحت (km ²)	CN اولیه	متوسط شیب زیرحوضه(%)	زمان تاخیر (hr)SCS	ارتفاع متوسط (m)
W250	۱۹/۲#	۸۲/۹#	۵۰#	۰/۶۱#	۲۳۸۹#
W260	۱۳/۹#	۸۸/۷#	۵۴#	۰/۶۰#	۲۴۱۵#
W270	۳۱/۴#	۸۰/۸#	۴۷#	۰/۹۹#	۲۱۱۳#
W280	۲۷/۵#	۸۵/۶#	۵۲#	۰/۸۷#	۲۲۷۷#
W290	۱۰/۴#	۸۵/۳#	۴۲#	۰/۵۶#	۲۲۴۴#
W300	۵۴/۰#	۷۳/۱#	۴۶#	۱/۵۵#	۲۳۱۸#
W310	۲۰/۲#	۸۳/۸#	۴۶#	۰/۷۹#	۲۱۲۰#
W320	۱۰/۴#	۷۶/۰#	۲۹#	۰/۹۸#	۲۰۳۶#
W330	۷/۴#	۷۲/۸#	۳۵#	۰/۶۹#	۱۸۹۳#
W340	۱۶/۵#	۸۶/۴#	۵۶#	۰/۵۷#	۲۰۴۹#
W480	۱۲/۷#	۸۱/۷#	۵۳#	۰/۵۵#	۱۷۶۲#
W360	۲۱/۰#	۸۲/۰#	۴۷#	۰/۸۲#	۱۸۷۳#
W370	۱۲/۶#	۸۷/۰#	۵۱#	۰/۵۰#	۲۰۲۹#
W380	۴/۹#	۸۲/۰#	۴۷#	۰/۳۸#	۱۷۸۱#
W390	۱۵/۵#	۸۵/۲#	۵۱#	۰/۵۷#	۲۱۲۵#
W400	۲/۱#	۸۰/۸#	۵۲#	۰/۲۵#	۱۶۶۴#
W410	۱۵/۲#	۸۸/۶#	۵۷#	۰/۵۷#	۱۸۸۵#
W420	۱۰/۷#	۸۳/۰#	۵۸#	۰/۴۵#	۲۰۹۱#
W430	۴/۷#	۸۳/۳#	۵۵#	۰/۲۹#	۱۶۷۰#
W440	۳۱/۱#	۸۱/۸#	۴۸#	۰/۸۹#	۱۶۶۵#
W450	۱۶/۱#	۸۵/۰#	۴۲#	۰/۸۵#	۱۷۹۱#
W460	۰/۷#	۷۶/۳#	۳۹#	۰/۱۶#	۱۳۸۷#
W490	۴۵/۲#	۷۵/۹#	۴۰#	۱/۱۷#	۱۹۰۷#

جدول ۲ مشخصات واقعه بارش- رواناب ۸۱/۴/۲۸ الی ۸۱/۴/۲۹

ایستگاه آل	ایستگاه بلغور	ایستگاه جنگ	ایستگاه مارشک	دبی حداکثر ایستگاه کارده
				بالا (مترمکعب بر ثانیه)
۱۶/۸#	۱۶/۲#	۲۰#	۳۲/۵#	۹۳/۶#

جدول ۳ مقادیر اولیه و بهینه‌ی ضرایب K و x در روش ماسکینگام

x		K(hr)		آبراهه
مقدار بهینه	مقدار اولیه	مقدار بهینه	مقدار اولیه	
۰/۲۸#	۰/۳#	۱/۰۲#	۱/۱۸#	R100
۰/۳۹#	۰/۳#	۰/۹۰#	۰/۹۸#	R130
۰/۲۸#	۰/۳#	۰/۳۹#	۰/۴۶#	R140
۰/۲۸#	۰/۳#	۰/۵۷#	۰/۶۶#	R170
۰/۲۸#	۰/۳#	۰/۲۶#	۰/۳#	R180
۰/۲۸#	۰/۳#	۰/۳۰#	۰/۳۵#	R190
۰/۲۸#	۰/۳#	۰/۵۹#	۰/۶۹#	R200
۰/۲۸#	۰/۳#	۰/۸۷#	۱/۰۷#	R210
۰/۲۸#	۰/۳#	۰/۱۵#	۰/۱۹#	R230
۰/۳۹#	۰/۳#	۰/۸۸#	۰/۹۵#	R50
۰/۲۸#	۰/۳#	۱/۱۹#	۱/۴#	R510
۰/۲۸#	۰/۳#	۰/۸۳#	۰/۸۳#	R90



شکل ۳ مقایسه هیدروگراف خروجی شبیه‌سازی شده (پیش و پس از واسنجی مدل) و هیدروگراف مشاهداتی حوضه‌ی کارده مربوط به بارش ۸۱/۴/۲۸

بارش طراحی

به‌منظور این که نقش زیرحوضه‌هایی که دورترین فاصله‌ی هیدرولوژیکی تا خروجی حوضه را دارند هم به‌درستی در دبی اوج خروجی حوضه نمایان شود، تداوم بارش طراحی معادل زمان تمرکز حوضه در نظر گرفته شد. برای محاسبه‌ی زمان تمرکز ابتدا از روابط کریپچ [14] و کالیفرنیا [15] استفاده گردید. زمان تمرکز

محاسبه شده به هر دو روش، معادل ۵/۹ ساعت به‌دست آمد. Sharifi و Hosseini با مطالعه‌ی ۷۲ زیرحوضه در خراسان رضوی، ضریب اصلاحی برای روابط کریپچ و کالیفرنیا را به‌ترتیب معادل ۱/۷۲۱ و ۱/۷۱۵ تعیین کردند [16]. با اعمال این ضرایب، زمان تمرکز حوضه معادل ۱۰ ساعت به‌دست آمد. با توجه به این که در بسیاری از طرح‌های کنترل سیل دوره‌ی

این که مساحت زیرحوضه های W400, W380, W330, W430 و W450 کم می باشد (کمتر از ۱۰ کیلومتر مربع)، شاخص سیل برای این زیرحوضه ها محاسبه نگردید و آنها در اولویت بندی شرکت داده نشدند. ابتدا اولویت بندی سیل خیزی زیرحوضه ها به روش واکنش سیل واحد و براساس بارش طراحی ۱۰ ساعته ۵۰ ساله انجام شد. مطابق جدول (۵) زیرحوضه ی W410 براساس شاخص f_i بیشترین پتانسیل سیل خیزی (بیشترین میزان مشارکت در دبی اوج سیلاب خروجی حوضه) را دارد. با توجه به این جدول اولویت بندی زیرحوضه ها براساس دو شاخص f_i و FI با یکدیگر بسیار متفاوت است. هم چنین هیچ ارتباطی بین اولویت بندی زیرحوضه ها براساس مساحت، دبی خروجی و حجم سیلاب خروجی زیرحوضه ها با شاخص های f_i و FI مشاهده نمی شود. این نتایج با یافته های Khosroshahi و Saghafian [7] و همچنین Sulaiman و همکاران [9] مطابقت دارد.

اولویت بندی اقدامات کنترل سیل زیرحوضه ها به روش کاهش سیل انجام شد. برای کاهش CN زیرحوضه ها، ابتدا مقدار ۱۰ درصد کاهش در نظر گرفته شد. روش کاهش سیل برای تکتک زیرحوضه ها اجرا گردید و شاخص های کاهش سیل MFI_{10} و Mfi_{10} مطابق روابط (۳) و (۴) برای زیرحوضه ها به دست آمد و اولویت بندی براساس این دو شاخص انجام شد. همان طور که در جدول (۶) ملاحظه می شود، اولویت بندی براساس شاخص های MFI_{10} و Mfi_{10} کاملاً با یکدیگر متفاوت است. با توجه به این که از نظر اقتصادی شاخص سیل در واحد سطح معیار مناسب تری برای اولویت بندی اجرای اقدامات کنترل سیل می باشد، بنابراین در یک دیدگاه اقتصادی استفاده از شاخص Mfi_{10} در اولویت بندی زیرحوضه ها نسبت به شاخص MFI_{10} مناسب تر است.

براساس شاخص Mfi_{10} ، زیرحوضه ی W340 مناسب ترین زیرحوضه برای اقدامات کنترل سیل است، این در حالی است که براساس شاخص f_i ، زیرحوضه ی W340 در رتبه ی سوم سیل خیزی قرار دارد و

بازگشت های ۵۰ سال به کار رفته است [17]، در این تحقیق هم دوره ی بازگشت بارش طراحی معادل ۵۰ سال در نظر گرفته شد. برای محاسبه ی میزان بارندگی با دوره ی بازگشت ۵۰ سال و تداومی معادل زمان تمرکز حوضه، از روش ارائه شده توسط قهرمان و آبخضر [۱۸] استفاده گردید. آنها برای محاسبه ی میزان بارندگی t ساعته و با دوره بازگشت T سال در ایران رابطه ی کلی (۵) را ارائه دادند.

$$P_t^T = A_r t^B [\alpha_1 + \alpha_2 \ln(\alpha_3 - T)] P_{60}^{10} \quad (5)$$

که در آن، t مدت بارش برحسب دقیقه، T دوره ی بازگشت برحسب سال، P_t^T میزان بارش برحسب میلی متر (برای دوره ی بازگشت T سال و تداوم t دقیقه) و P_{60}^{10} میزان بارندگی ۶۰ دقیقه ای ۱۰ ساله برحسب میلی متر می باشند. هم چنین A_r ، B ، α_1 ، α_2 و α_3 ضرایب ثابتی هستند که مقادیر آنها برای تداوم بارش بیشتر از دو ساعت در جدول (۴) آورده شده است. قهرمان و آبخضر مناسب ترین رابطه برای محاسبه ی P_{60}^{10} برای ایران را به صورت رابطه ی (۶) معرفی کردند:

$$P_{60}^{10} = e^{0.291} (P_{1440}^2)^{0.694} \quad (6)$$

که در آن P_{1440}^2 میانگین حداکثر بارش روزانه (حداکثر بارش ۲۴ ساعته) برحسب میلی متر می باشد. الگوی زمانی بارش طراحی، معادل الگوی بارش های ۹ تا ۱۱ ساعته ایستگاه آل در نظر گرفته شد. توزیع مکانی بارش طراحی نیز به روش وزن دهی بر مبنای معکوس فاصله (روش IDW) انجام گردید.

جدول ۴ مقادیر ضرایب A_r ، B ، α_1 ، α_2 و α_3

در رابطه ی (۵) برای تداوم بیشتر از ۲ ساعت

α_3	α_2	α_1	B	A_r
۰/۸#	۰/۱۹۴۸#	۰/۵۵۶۵#	۰/۳۹۳۷#	۰/۲۰۰۹#

نتایج اولویت بندی زیرحوضه ها

اولویت بندی سیل خیزی زیرحوضه ها به روش واکنش سیل واحد و اولویت بندی اقدامات کنترل سیل زیرحوضه ها به روش کاهش سیل انجام شد. با توجه به

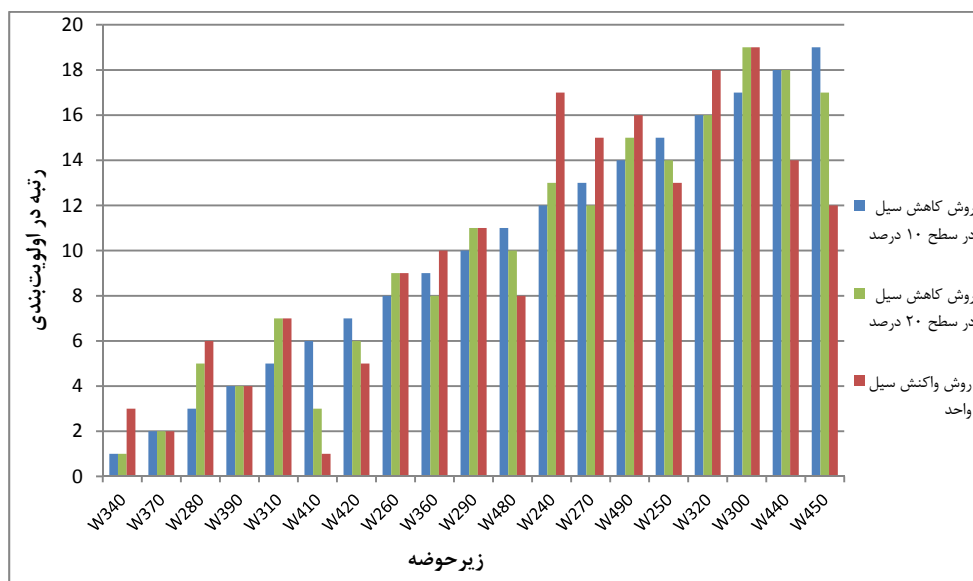
اساس این شاخص هم زیرحوضه W340 در اولویت اول اقدامات کنترل سیل قرار دارد، ولی مطابق شکل (۴) در بسیاری از زیرحوضه‌ها اولویت‌بندی براساس شاخص‌های Mfi_{10} و Mfi_{20} با یکدیگر متفاوت است. بنابراین باید گفت که سطح کاهش CN در اولویت‌بندی اقدامات کنترل سیل مؤثر است. مقایسه‌ی نتایج اولویت‌بندی براساس شاخص‌های Mfi_{20} و fi نیز نشان داد اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها براساس روش واکنش سیل واحد با روش کاهش سیل متفاوت است. بنابراین نمی‌توان از نتایج اولویت‌بندی سیل‌خیزی زیرحوضه‌ها به‌منظور اولویت‌بندی اقدامات کنترل سیل استفاده نمود.

زیرحوضه W410 سیل‌خیزترین زیرحوضه می‌باشد. در نتیجه می‌توان گفت زیرحوضه‌ای که بیشترین پتانسیل سیل‌خیزی را دارد لزوماً مناسب‌ترین زیرحوضه برای اقدامات کنترل سیلاب نیست. مقایسه‌ی اولویت‌بندی سایر زیرحوضه‌ها (براساس شاخص‌های fi و Mfi_{10}) نیز نشان می‌دهد که اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها براساس روش واکنش سیل واحد و روش کاهش سیل (در سطح ۱۰ درصد) کاملاً متفاوت است.

در ادامه برای کاهش CN زیرحوضه‌ها مقدار ۲۰ درصد در نظر گرفته شد و اولویت‌بندی اقدامات کنترل سیل زیرحوضه‌ها در این حالت (براساس شاخص Mfi_{20}) نیز بررسی گردید. نتایج نشان داد هر چند بر

جدول ۵ اولویت‌بندی سیل‌خیزی زیرحوضه‌ها به روش واکنش سیل واحد

نام زیرحوضه	مساحت زیرحوضه (km ²)	میزان کاهش دبی اوج خروجی (m ³ /s)	Fi (m ³ /s/km ²)	FI (درصد)	رتبه براساس شاخص fi	رتبه براساس شاخص FI
W240	۴۷/۱	۱۴/۳	۰/۳۰۴	۷/۱	۱۷	۲
W250	۱۹/۲	۷/۱	۰/۳۶۹	۳/۵	۱۳	۱۵
W260	۱۳/۹	۸	۰/۵۷۷	۴/۰	۹	۱۲
W270	۳۱/۴	۱۰/۸	۰/۳۴۴	۵/۳	۱۵	۱۰
W280	۲۷/۵	۱۷	۰/۶۱۹	۸/۴	۶	۱
W290	۱۰/۴	۵/۲	۰/۴۹۸	۲/۶	۱۱	۱۸
W300	۵۴/۰	۵/۸	۰/۱۰۷	۲/۹	۱۹	۱۷
W310	۲۰/۲	۱۱/۹	۰/۵۹۰	۵/۹	۷	۷
W320	۱۰/۴	۱/۸	۰/۱۷۳	۰/۹	۱۸	۱۹
W340	۱۶/۵	۱۲/۱	۰/۷۳۴	۶/۰	۳	۵
W360	۲۱/۰	۱۲	۰/۵۷۲	۵/۹	۱۰	۶
W370	۱۲/۶	۹/۳	۰/۷۳۹	۴/۶	۲	۱۱
W390	۱۵/۵	۱۱/۳	۰/۷۲۸	۵/۶	۴	۸
W410	۱۵/۲	۱۲/۸	۰/۸۴۴	۶/۳	۱	۴
W420	۱۰/۷	۷/۴	۰/۶۹۱	۳/۷	۵	۱۳
W440	۳۱/۱	۱۱/۲	۰/۳۶۰	۵/۵	۱۴	۹
W450	۱۶/۱	۶/۸	۰/۴۲۳	۳/۴	۱۲	۱۶
W480	۱۲/۷	۷/۴	۰/۵۸۵	۳/۷	۸	۱۴
W490	۴۵/۲	۱۴/۲	۰/۳۱۴	۷/۰	۱۶	۳



شکل ۴ مقایسه‌ی رتبه‌ی زیرحوضه‌ها در اولویت بندی براساس شاخص‌های Mfi10 و Mfi20

جدول ۶ نتایج اولویت بندی زیرحوضه‌ها براساس روش کاهش سیل (حالت کاهش ۱۰ درصدی CN)

نام زیرحوضه	دبی اوج خروجی حوضه در شرایط کاهش CN (m ³ /s)	میزان کاهش دبی اوج خروجی حوضه (m ³ /s)	MFI (%)	Mfi (m ³ /s/km ²)	رتبه براساس شاخص MFI	رتبه براساس شاخص Mfi
W240	۱۹۴/۵#	۷/۸#	۳/۸۶#	۰/۱۶۶#	۱#	۱۲#
W250	۱۹۹/۴#	۲/۹#	۳/۳۶#	۰/۲۴۸#	۱۳#	۱۵#
W260	۱۹۹/۲#	۳/۱#	۰/۷۴#	۰/۰۴۸#	۱۲#	۸#
W270	۱۹۷/۳#	۵#	۳/۵۱#	۰/۱۵۷#	۴#	۱۳#
W280	۱۹۵/۵#	۶/۸#	۲/۴۷#	۰/۱۵۹#	۳#	۳#
W290	۲۰۰/۲#	۲/۱#	۲/۳۷#	۰/۰۸۹#	۱۶#	۱۰#
W300	۱۹۷/۵#	۴/۸#	۲/۳۲#	۰/۲۳۳#	۵#	۱۷#
W310	۱۹۷/۶#	۴/۷#	۱/۷۳#	۰/۲۳۱#	۶#	۵#
W320	۲۰۱/۲#	۱/۱#	۱/۵۳#	۰/۲۲۳#	۱۸#	۱۶#
W340	۱۹۸/۱#	۴/۲#	۲/۰۸#	۰/۲۵۵#	۸#	۱#
W360	۱۹۷/۸#	۴/۵#	۲/۲۲#	۰/۲۱۴#	۷#	۹#
W370	۱۹۹/۱#	۳/۲#	۱/۴۳#	۰/۱۵۱#	۱۱#	۲#
W390	۱۹۸/۶#	۳/۷#	۰/۳۰#	۰/۰۳۷#	۹#	۴#
W410	۱۹۸/۸#	۳/۵#	۱/۸۳#	۰/۲۳۸#	۱۰#	۶#
W420	۱۹۹/۹#	۲/۴#	۱/۵۸#	۰/۲۵۴#	۱۴#	۷#
W440	۲۰۰/۸#	۱/۵#	۱/۰۴#	۰/۲۰۱#	۱۷#	۱۸#
W450	۲۰۱/۷#	۰/۶#	۱/۱۹#	۰/۱۹۰#	۱۹#	۱۹#
W480	۱۹۹/۹#	۲/۴#	۱/۱۹#	۱/۲۲۴#	۱۵#	۱۱#
W490	۱۹۵/۲#	۷/۱#	۰/۵۴#	۰/۱۰۶#	۲#	۱۵#

جدول ۷ مقایسه‌ی نتایج اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها به‌روش کاهش سیل
براساس شاخص Mfi_{10} در تداوم‌های مختلف بارش

رتبه در اولویت‌بندی	بارش طراحی ۶ ساعته	بارش طراحی ۱۰ ساعته	بارش طراحی ۱۸ ساعته
۱	W260	W340	W260
۲#	W280	W370	W280
۳#	W290	W280	W310
۴#	W310	W390	W290
۵#	W340	W310	W370
۶#	W370	W410	W340
۷#	W390	W420	W250
۸#	W360	W260	W240
۹#	W250	W360	W270
۱۰#	W420	W290	W390
۱۱#	W270	W480	W360
۱۲#	W480	W240	W420
۱۳#	W490	W270	W410
۱۴#	W410	W490	W490
۱۵#	W240	W250	W480
۱۶#	W320	W320	W450
۱۷#	W440	W300	W320
۱۸#	W300	W440	W440
۱۹#	W450	W450	W300

تأثیر تداوم بارش بر روی اولویت‌بندی

به‌منظور بررسی تأثیر تداوم بارش بر روی اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها، یک بارش با تداومی کمتر از زمان تمرکز حوضه و بارشی دیگر با تداوم بیشتر از زمان تمرکز حوضه انتخاب شد. با توجه به این که زمان تمرکز حوضه معادل ۱۰ ساعت می‌باشد، بارش‌های ۶ و ۱۸ ساعته با دوره بازگشت ۵۰ سال انتخاب گردیدند. بارش‌های ۶ و ۱۸ ساعته شبیه‌سازی شدند و سپس اولویت‌بندی به‌روش کاهش سیل و براساس شاخص Mfi_{10} برای هر دو تداوم انجام شد. همان‌طور که در جدول (۷) ملاحظه می‌شود، تداوم بارش به‌طور قابل

ملاحظه‌ای بر روی اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها مؤثر است که این مطلب با نتایج Saghafian و Khosroshahi [7] که بیان می‌کنند تداوم بارش تأثیری بر روی اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها ندارد، متناقض است. با توجه به این که Saghafian و Khosroshahi از روش واکنش سیل واحد در مطالعه‌ی خود استفاده نموده‌اند، این امکان مطرح شد که ممکن است تفاوت نتایج آنها و نتایج این تحقیق به‌علت تفاوت روش اولویت‌بندی باشد. بنابراین اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها در تداوم‌های ۱۰ و ۶ ساعته به‌روش واکنش سیل واحد نیز انجام شد.

این بار نیز نتایج نشان داد تداوم بارش طراحی بر روی اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها مؤثر است.

بحث و نتیجه‌گیری

در این تحقیق به منظور اولویت‌بندی مکانی اقدامات کنترل سیل، نگرشی جدید نسبت به روش واکنش سیل واحد مطرح، و بر پایه‌ی آن روشی تحت عنوان روش کاهش سیل ارائه شد. از روش کاهش سیل در اولویت‌بندی اقدامات کنترل سیل در زیرحوضه‌های بالادست سد کارده و از روش واکنش سیل واحد در اولویت‌بندی سیل‌خیزی این زیرحوضه‌ها استفاده گردید. مقایسه‌ی نتایج اولویت‌بندی سیل‌خیزی و اولویت‌بندی اقدامات کاهش سیل در این حوضه نشان داد که سیل‌خیزترین زیرحوضه (از منظر مشارکت در دبی اوج سیلاب خروجی حوضه) لزوماً مناسب‌ترین زیرحوضه برای اقدامات کنترل سیل نمی‌باشد و به‌طور کلی تفاوت قابل ملاحظه‌ای بین نتایج اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها براساس روش کاهش سیل و روش واکنش سیل واحد وجود دارد. بنابراین با توجه به تفاوت مفاهیم به‌کار رفته در تعریف شاخص سیل در دو روش، چنانچه هدف از مطالعه تنها اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها از لحاظ پتانسیل تولید سیلاب باشد، روش واکنش سیل واحد پیشنهاد می‌شود ولی در

صورتی که هدف اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها برای اقدامات کنترل سیل باشد استفاده از روش کاهش سیل توصیه می‌گردد. از سوی دیگر نتایج نشان داد اولویت‌بندی در روش کاهش سیل، به میزان در نظر گرفته شده برای کاهش CN وابسته می‌باشد. بنابراین توصیه می‌شود که در مطالعات کنترل سیل ابتدا با توجه به اهداف پروژه و نوع اقدامات کنترل سیل مورد نظر، میزان کاهش CN در اثر اقدامات کنترل سیل تخمین زده شود و سپس اولویت‌بندی براساس آن میزان کاهش CN صورت گیرد. در این تحقیق تأثیر تداوم بارش نیز بر اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها بررسی گردید. مقایسه‌ی نتایج در تداوم‌های مختلف نشان داد اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها وابسته به تداوم بارش طراحی می‌باشد. بنابراین تعیین تداوم مناسب بارش طراحی برای اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها امری ضروری است. به این منظور در صورت وجود داده‌های کافی بارش-رواناب در منطقه‌ی مورد مطالعه، می‌توان تعیین نمود که اکثر سیلاب‌های مخرب مربوط به چه بارش‌هایی و با چه تداومی بوده‌اند. سپس، اولویت‌بندی را براساس بارش‌هایی با آن تداوم انجام داد. در صورتی که این داده‌ها موجود نباشد، توصیه می‌شود که از میانگین مقادیر شاخص سیل در تداوم‌های مختلف به‌منظور اولویت‌بندی زیرحوضه‌ها استفاده شود.

مراجع

1. Beighley, R. E., Melack, M. J. and Dunne, T., "Impacts of California's climate regimes and coastal land use change on streamflow characteristics", *Journal of American Water Resources Association*, Vol. 39, pp.1419-1433, (2003).
2. Saghafian, B., Ghermezcheshmeh, B. and Kheirkhah, M. M., "Iso-flood severity mapping: a new tool for distributed flood source identification", *Nat Hazards*, Vol. 55, pp. 557-570, (2010).
3. Lastra, J., Fernandez, E., Diez-Herrero, A. and Marquinez, J., "Flood hazard delineation combining geomorphological and hydrological methods: an example in the Northern Iberian Peninsula", *Nat Hazards*, Vol. 45, pp. 277-293, (2008).

4. Juracek, K. E., "Estimation and comparison of potential runoff-contributing area in Kansas using topographic, soil and land-use information", Water Resources Investigation, Report NO. 00-4177, Kansas, (2000).
5. Islam, M. M. and Sado, K., "Development of flood hazard maps of Bangladesh using NOAA-AVHRR images with GIS", *Hydraulic Science Journal*, Vol. 45, pp. 337-355, (2000).
6. Foody, G. M., Ghoneim, E. M. and Arnell, N. W., "Predicting locations sensitive to flash flooding in an arid environment", *Journal of Hydrology*, ASCE, Vol. 292, pp. 48-58, (2004).
7. Saghafian, B. and Khosroshahi, M., "Unit Response Approach for priority determination of flood source areas", *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, Vol. 10, pp. 270-277, (2005).
8. Roushani, M., Ghafouri, M. and Tabatabaei, M. R., "An innovative methodology for the prioritization of sub-catchments for flood control", *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, Vol. 9, pp. 79-87, (2007).
9. Sulaiman, W. N. A., Heshmatpoor, A. and Rosli, M. H., "Identification of flood source areas in Pahang river basin, Peninsular Malaysia", *Environment Asia*, Vol. 3, pp. 73-78, (2010).
۱۰. جوکار، ج.، "بررسی سیل خیزی در زیرحوضه‌های رودخانه‌ی شاپور با استفاده از شبیه‌سازی جریان‌های سیلابی"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۱).
11. Al-Weshah, R. and El-Khoury, F., "Flood analysis and mitigation for Petra area in Jordan", *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 125, pp. 170-177, (1999).
12. Olivera, F. and Maidment, D., "Geographic information systems GIS-based spatially distributed model for runoff routing", *Water Resources Research*, Vol. 35, pp. 1155-1164, (1999).
13. Scharffenberg, W. A. and Fleming, M. J., "Hydrologic modeling system HEC-HMS user's manual 3.5 ed", US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Washington, D.C., (2010).
14. Kirpich, Z. P., "Time of concentration of small agricultural watersheds", *Civil Engineering*, Vol. 10, pp. 362-368, (1940).
15. Rowe, R. R. and Thomas R. L., "Comparative Hydrology Pertinent to California Culvert Practice", *California Highways and Public Works*, Vol 20, pp. 6-11, (1942).
16. Sharifi, S. and Hosseini, S. M., "Methodology for identifying the best equations for estimating the time of concentration of watersheds in a particular region", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, Vol. 137, pp. 712-719, (2011).
17. Anquetin, S., Braud, I., Vannier, O., Viallet, P., Boudevillain, B., Creutin, J. D. and Manus, C., "Sensitivity of the hydrological response to the variability of rainfall fields and soils for the Gard 2002 flash-flood event", *Advances in Water Resources*, Vol. 28, pp. 567-581, (2005).

۱۸. قهرمان، ب. و آبخضر، ح.ر، "اصلاح روابط شدت-مدت-فراوانی در ایران"، مجله‌ی علوم و فنون کشاورزی و منابع طبیعی، سال هشتم، شماره‌ی دوم، صفحات ۱۲-۲۶، (۱۳۸۳).

بررسی آزمایشگاهی اثر هوادهی به جت‌های قائم بر ابعاد حفره‌ی آبستگی*

بابک لشکرآرا^(۱)علی لشکرآرا^(۲)منوچهر فتحی مقدم^(۳)

چکیده عموماً مطالعات پیرامون آبستگی توسط مدل‌های فیزیکی انجام می‌شود. تحقیقات نشان داده‌است که میزان هوای ورودی به جت خروجی از سرریزها در مدل کمتر از اصل است. لذا تأثیر هوادهی بر حفره‌ی آبستگی نیازمند مطالعه می‌باشد. در این مقاله به بررسی آزمایشگاهی تأثیر پارامترهایی نظیر میزان اختلاط هوا و عمق پایاب بر ابعاد حفره‌ی آبستگی ناشی از جت‌های قائم مستغرق پرداخته شده است. حفره‌ی آبستگی که تحت شرایط هوادهی و بدون هوادهی ایجاد شده، تحت شرایط هیدرولیکی یکسان از قبیل سرعت جت و عمق پایاب مورد مقایسه قرار گرفته است. پروفیل حفره‌ی آبستگی تحت شرایط یکسان قطر ذرات مصالح بستر و عمق پایاب اساساً به عمق آبستگی وابسته است. تحقیق حاضر نشان داد که غلظت هوا در میزان ابعاد حفره آبستگی مؤثر است و عمق آبستگی را کاهش می‌دهد. از بررسی روند تغییرات حداکثر عمق و طول نسبی آبستگی d_s/h_{tw} و L_s/h_{tw} در مقابل عدد فرود پایاب Fr_{tw} ناشی از جت‌های قائم پیش هوادهی شده در حوضچه‌ی استغراق ملاحظه گردید که با افزایش غلظت هوای وارد به جت، میزان حداکثر عمق و طول نسبی حفره‌ی آبستگی کاهش می‌یابد. این میزان تغییرات در ابعاد حفره‌ی آبستگی دارای آستانه‌ی حدی می‌باشد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که به‌ازای اعداد فرود پایاب بزرگ‌تر از ۸/۷۸، در صورتی که میزان غلظت هوای وارد به جت کوچک‌تر از ۳/۲۵ درصد باشد، تأثیری بر میزان حداکثر عمق نسبی حفره‌ی آبستگی مشاهده نمی‌گردد. هم‌چنین به‌ازای عدد فرود پایاب بزرگ‌تر از ۸/۴۵، چنانچه میزان غلظت هوای وارد به جت کوچک‌تر از ۳/۲۵ درصد باشد اثری بر حداکثر طول نسبی حفره‌ی آبستگی مشاهده نمی‌گردد.

واژه‌های کلیدی: جت پیش هوادهی، نازل، آبستگی، عدد فرود پایاب.

Experimental Investigation of the Effect of Air Entrained on the Vertical Jet Scour Hole

B. Lashkar-Ara

A. Lashkar-Ara

M. Fathi Moghadam

Abstract Many experimental studies have been conducted on development of the scour hole as a result of vertical jet impaction. Research has shown that aeration of the nappe flow in the model is much weaker than that in the prototype. Therefore, the influence of aeration on scour holes needs further study. Experimental investigation of the effects of air entrainment and tail water depth on the scour hole developed by a vertical submerged jet impaction is carried out in this study. The scour holes with and without air entraining conditions were investigated while hydraulic parameters like jet velocity and tail-water depth were kept constant. The results showed that air entrainment effectively reduces the scour depth and dimension. Variation of maximum relative depth and length of scouring i.e. d_s/h_{tw} and L_s/h_{tw} versus tail-water Froude number parameter, i.e. Fr_{tw} were analyzed. By increasing the air concentration, maximum relative depth and length of scour hole reduced. The changes in scour hole dimension has a threshold. Results indicated that for Fr_{tw} more than 8.78, no meaningful effect on maximum scour hole depth (d_s/h_{tw}) and length (L_s/h_{tw}) was seen for air concentration of less than 3.25 percent.

Keywords pre-air entrained jet, nozzle, scour, tail-water Froude number.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۰/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۲/۶ می باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول: استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی جندی شاپور دزفول.

(۲) دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد دزفول.

(۳) استاد، دانشکده‌ی مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز.

مقدمه

چگونگی تخلیه‌ی سیلاب سدهای بزرگ و نحوه‌ی انتقال آب به دره‌ی پایین‌دست و نیز استهلاك انرژی در برخی از سازه‌های پایانی از اهمیت بسیاری برخوردار است. یکی از این سازه‌های پایانی در جهت استهلاك انرژی، حوضچه‌ی استغراق می‌باشد. به‌طور کلی فرآیند استهلاك انرژی در حوضچه‌ی استغراق از طریق تلاطم رخ می‌دهد. میزان انرژی جت آب خروجی از سدهای بزرگ که به حوضچه‌ی استغراق برخورد می‌نماید به پارامترهای مختلفی مانند ارتفاع ریزش، ضخامت جریان جت و هم‌چنین شرایط محیطی بستگی دارد. مطالعه‌ی رفتار جت آب در اتمسفر و حوضچه‌ی استغراق به مشخصه‌ی جریان جت از جمله تجزیه، فرآیند هواگیری و نحوه‌ی پخش جت، تأثیر نیروی کشش سطحی و انرژی جنبشی در تجزیه‌ی جت، عمق پایاب و پتانسیل فرسایش مصلح بستر بستگی دارد. آبستگی ناشی از برخورد جت با بستر فرسایش‌پذیر را می‌توان با توجه به نوع جت به دسته‌های مختلفی طبقه‌بندی نمود. در این میان می‌توان به آبستگی ناشی از جت‌های عمودی، جت‌های افقی و جت‌های پرتابی اشاره نمود. از طرفی با توجه به موقعیت استقرار جت نسبت به سطح پایاب می‌توان جت‌های مذکور را در گروه‌های جت مستغرق، جت آزاد، جت با ارتفاع ریزش زیاد، جت با ارتفاع ریزش کم، جت هوادهی شده و جت هوادهی نشده تقسیم‌بندی نمود.

فرسایش موضعی کف حوضچه‌های استغراق با بستر آبرفتی، پدیده‌ای پیچیده است و تخمین مشخصات هندسی حفره‌ی آبستگی ایجاد شده دشوار است. تحقیقات نشان داده است که پس از اصابت جت با سطح بستر، بخشی از رسوبات معلق می‌شود و شروع به حرکت می‌نمایند. طی فاز تکوین و تشکیل پروفیل فرسایش عمل انتقال موضعی رسوبات تا برقراری تعادل جرمی بین ذرات انتقال‌یافته و ته‌نشین شده‌ی درون حفره ادامه می‌یابد تا حفره شکل پایدار و

نهایی خود را پیدا نماید.

از آنجایی که جریان خروجی از سرریز سدهای بلند در طی مسیر به‌واسطه‌ی اغتشاش جت با هوای اطراف مخلوط می‌شود و سپس با زاویه‌ای تقریباً قائم به سطح حوضچه‌ی استغراق برخورد می‌نماید. تحقیقات نشان داده است که میزان هوای ورودی به جت خروجی از سرریزها در مدل‌های آزمایشگاهی کمتر از میزان آن در اصل می‌باشد. لذا تأثیر هوادهی بر حفره‌ی آبستگی نیازمند مطالعه می‌باشد.

تحقیقات وسیعی توسط محققان مختلف برای تعیین مشخصات آبستگی موضعی حول سازه‌های هیدرولیکی انجام گرفته‌است و در اکثر موارد نتایج به‌صورت معادلات تجربی ارائه شده‌است. راس (۱۹۴۰) تغییرات ابعاد حفره‌ی آبستگی با گذشت زمان از شروع تا تعادل نهایی را بررسی نمود. بورمن و ژولین (۱۹۹۱) با بررسی جت وارد به حفره‌ی آبستگی معادلاتی برای ابعاد حفره‌ی فرسایشی ارائه نمودند. رابینسون و همکاران (۱۹۹۸) به بررسی پیچیدگی‌های تنش برشی جریان درون حفره‌ی آبستگی پرداخته‌اند. مطالعات انجام شده توسط کلارک (۱۹۶۲) روی جت عمودی از نوع استوانه‌ای مستغرق خروجی از یک روزنه نشان می‌دهد که اثر ارتفاع ریزش H وابسته به فشار دینامیکی جت می‌باشد به‌طوری که در فشارهای زیاد اثر ارتفاع ریزش ناچیز می‌باشد و برعکس در فشارهای کم اثر H محسوس می‌باشد [۱].

میسون (۱۹۸۹) با جمع‌آوری روابط تجربی محققان پیشین دریافت که درصد هوای وارد به جت می‌تواند بر عمق حفره‌ی آبستگی مؤثر باشد. میسون با ارائه‌ی رابطه‌ی (۱) توانست میزان عمق آبستگی را با احتساب هوای وارد به جت تخمین بزند.

$$d_s = 3.39 q^{0.06} (1 + \beta)^{0.3} h_{tw}^{0.16} / (g^{0.3} D^{0.06}) \quad (1)$$

که در آن d_s عمق آبستگی؛ q دبی در واحد عرض، h_{tw} عمق پایاب، g شتاب ثقل، D اندازه‌ی

طرفی تحقیقات نشان داد که غلظت هوای وارد به جت‌های پیش‌هوادهی شده به‌ازای مقادیر بیشتر از ۲۵ درصد اثری بر ابعاد حفره‌ی آبشستگی نخواهد داشت [8].

هدف از انجام این تحقیق معرفی رابطه‌ی عمومی برای تخمین ابعاد حفره‌ی آبشستگی، تحت اثر جت‌های قائم پیش‌هوادهی شده می‌باشد.

روش تحقیق

به‌منظور بررسی اثر هم‌زمان عمق پایاب و میزان هوای وارد به جت قائم بر ابعاد حفره‌ی آبشستگی در حوضچه‌ی استغراق، ساخت یک مدل فیزیکی مناسب در دستور کار تحقیق قرار گرفت. مدل فیزیکی مورد نظر از قابلیت تزریق هوا به جت، تغییر مکان نازل و تغییر در میزان عمق پایاب برخوردار است.

به‌منظور شبیه‌سازی حوضچه‌ی استغراق از یک مخزن با طول ۲ متر، عرض ۱ متر و عمق یک متر استفاده گردید. شکل (۱) سیستم آزمایشگاهی مورد استفاده در تحقیق حاضر را نشان می‌دهد. جریان آب از طریق یک لوله با قطر ۴ اینچ با مقطع دایره‌ای به‌سمت نازل با قطر ۲۵ میلی‌متر انتقال می‌یابد. سیستم افشانک به‌گونه‌ای طراحی گردیده‌است تا قبل از این‌که دبی آب از نازل خارج شود، هوای ورودی به نازل با آب مخلوط شود. میزان دبی هوای ورودی به افشانک با استفاده از یک لوله‌ی ونتوری که مجهز به یک ترانسیدوسر تفاضلی است اندازه‌گیری گردید. دبی آب به‌وسیله‌ی یک کتور الکترومغناطیس با دقت مضاعف اندازه‌گیری شد.

به‌منظور شبیه‌سازی شرایط یک جت‌های قائم، زاویه‌ی ارا به‌ی نازل در حالت ۹۰ درجه تنظیم گردید. رسوبات مورد استفاده شامل مصالح آبرفتی رودخانه‌ای با دانه‌بندی یکنواخت $\sigma = 1/26$ و با D_{50} معادل ۱۱/۱ میلی‌متر می‌باشد. چگالی ذرات رسوب معادل ۲۶۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شد. عمق پایاب در

متوسط مواد بستر و β نسبت هوا به آب می‌باشد که توسط اروین (۱۹۷۶) پیشنهاد شده است [2]. در رابطه‌ی (۱) β به عنوان فاکتوری برای تعریف فرآیند آبشستگی جایگزین H ارتفاع سقوط جت شده است و از رابطه‌ی (۲) تعیین می‌شود.

$$\beta = 0.13(1 - v_e/v)(H/t)^{0.466} \quad (2)$$

که در آن t ضخامت جت به‌هنگام برخورد با حوضچه‌ی استغراق، v سرعت برخورد جت و v_e حداقل سرعت مورد نیاز جت برای ورود هوا می‌باشد. براساس مطالعات بین (۱۹۸۴) و وان د ساندل (۱۹۸۱) رابطه‌ی (۲) مناسب جت‌های دایره‌ای نیست و بیشتر در جت‌های تیغه‌ای و مستطیلی کاربرد دارد [۳ و ۴]. اروین (۱۹۷۶) در تحقیقات خود مقدار v_e در رابطه‌ی (۲) را معادل ۱/۱ متر بر ثانیه توصیه نمود.

بورر و همکاران (۱۹۹۸) روند کاهشی سرعت جت ریزشی در حوضچه استغراق را بررسی کردند. آنان در تحقیقات خود دو نوع جت را در حالت با هوای ورودی و بدون هوای ورودی مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج نشان داد که هوادهی، سرعت جت آب را کاهش می‌دهد [5]. کانپا و هگر در سال (۲۰۰۳)، تأثیر برهم‌کنش آب و هوا بر روی آبشستگی را مطالعه کردند و نشان دادند که با هوادهی عمق آبشستگی کاهش می‌یابد [6].

زو و همکاران (۲۰۰۴) اثرات هوادهی بر روی آبشستگی ناشی از جت ریزشی را مورد آزمایش قرار دادند و یک رابطه‌ی کمی بین غلظت هوای جت و عمق آبشستگی نسبی به‌دست آوردند. نتایج نشان داد که هوادهی روی شکل حفره‌ی آبشستگی اثر می‌گذارد و اساساً عمق آبشستگی را کاهش می‌دهد [7].

ارمغانی (۱۳۹۲) با تغییر در زاویه‌ی جت از ۴۵ الی ۷۵ درجه و با تغییر در میزان هوای وارد به جت از صفر تا ۲۵ درصد نسبت به تحلیل تغییرات حفره‌ی آبشستگی اقدام نمود. وی نشان داد که با کم شدن زاویه‌ی جت ابعاد حفره‌ی آبشستگی کاهش می‌یابد. از

وزن مخصوص آب، ρ_s وزن مخصوص ذرات رسوب در نظر گرفته شدند. بنابراین می‌توان نوشت:

$$f(Q_w, Q_a, d_n, V_o, B, h_{tw}, D_{50}, g, \mu, \rho_w, \rho_s) = 0 \quad (3)$$

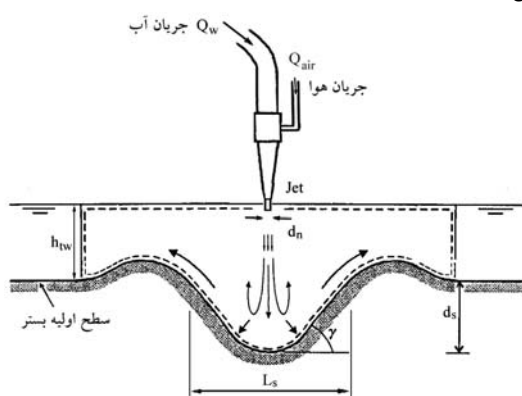
با استفاده از تئوری باکینگهام π و با در نظر گرفتن پارامترهای ρ, g, h به عنوان متغیرهای تکراری، و حذف پارامترهای ثابت هم‌چون قطر ذرات رسوب D_{50} ، قطر نازل d_n ، عرض مخزن B و وزن مخصوص ذرات رسوبی ρ_s ، معادلات بدون بعد حاکم بر ابعاد حفره‌ی آبشستگی ناشی از جت در حوضچه‌ی استغراق را می‌توان به صورت روابط (۴) و (۵) نوشت:

$$d_s/h_{tw} = f(V_o/\sqrt{g h_{tw}}, \rho_w V_o h_{tw}/\mu, C_a) \quad (4)$$

$$L_s/h_{tw} = f(V_o/\sqrt{g h_{tw}}, \rho_w V_o h_{tw}/\mu, C_a) \quad (5)$$

پارامتر C_a معرف غلظت هوای وارد به جت می‌باشد و از رابطه‌ی $C_a = (Q_{air}/Q_w + Q_{air}) \times 100$ تقریب زده می‌شود.

پارامترهای اول و دوم ظاهر شده در معادلات (۴) و (۵) به ترتیب معرف اعداد فرود و رینولدز می‌باشند.



شکل ۱ پارامترهای وابسته به نیم‌رخ طولی حفره‌ی آبشستگی

از آنجایی که جریان تحت فشار زیاد و کاملاً متلاطم با عدد رینولدز ۲۰۳۰۰۰ الی ۴۰۰۰۰۰ از نازل خارج می‌شود، لذا می‌توان از اثر عدد رینولدز

سه سناریوی مختلف به ترتیب برابر ۰/۳۲۵، ۰/۳۸۵، ۰/۴۳۵ متر تغییر نمود. دبی آب خروجی از نازل از ۳/۹۵ الی ۶/۱۲ لیتر بر ثانیه تغییر یافت. دبی هوا نیز از صفر تا ۱/۹۱ لیتر بر ثانیه نمو نمود که این امر منجر به تجربه‌ی غلظت هوای ورودی به نازل از صفر تا ۲۶ درصد گردید. دماغه‌ی نازل حدود یک سانتی‌متر مستغرق گردید تا با این عمل از ورود هوای اطراف به جت جریان جلوگیری گردد. زیرا امکان اندازه‌گیری هوای وارد به جریان مخلوط آب و هوای خروجی از نازل وجود نداشت. با این عمل تا حد چشم‌گیری از میزان خطای ورود هوا از اطراف به جت خروجی از نازل کاسته شد.

به منظور تعیین زمان انجام آزمایش‌ها در هر یک از سناریوهای تدوین شده مربوط به رقوم پایاب، دو آزمایش شاهد تحت شرایط جت هوادهی نشده و با ثبت تغییرات لحظه‌ای عمق آبشستگی به اجرا در آمد. نتایج حاکی از آن بود که به طور متوسط پس از گذشت تقریباً ۳۰۰ دقیقه تغییرات عمق آبشستگی محسوس نمی‌باشد، لذا زمان آزمایش‌ها برابر ۵ ساعت در نظر گرفته شده است. پس از سپری شدن زمان مذکور در هریک از آزمایش‌ها و خروج جریان آب از حوضچه‌ی استغراق، پروفیل آبشستگی تشکیل شده با استفاده از یک دستگاه متر لیزری مدل Leica Disto D8 برداشت گردید و سپس با استفاده از پروفیل مربوط مشخصات چاله‌ی آبشستگی استخراج شد. در شکل (۱) پارامترهای وابسته به نیم‌رخ طولی حفره‌ی آبشستگی نشان داده شده‌اند.

جهت تعیین رابطه‌ی میان پارامترهای مؤثر بر ابعاد حفره‌ی آبشستگی و یافتن تابع حاکم بر فضای نگاشت آنها، از تئوری باکینگهام π استفاده گردید. برای این منظور ابعاد حفره‌ی آبشستگی (d_s, L_s) به عنوان متغیرهای وابسته، و پارامترهای مستقل مؤثر بر این پدیده شامل Q_w دبی خروجی از نازل، Q_a دبی هوا، d_n قطر نازل، V_o سرعت متوسط جریان مخلوط آب و هوای خروجی از نازل، B عرض مخزن، D_{50} قطر متوسط ذرات، g شتاب ثقل، μ لزوجت سیال، ρ_w

نتایج و بحث

آزمایش‌ها در دو سناریوی کلی جت‌های هوادهی شده و هوادهی نشده به اجرا درآمدند. در این دو سناریو جت‌های با هوادهی و بدون هوادهی تحت شرایط سرعت جریان خروجی از نازل و عمق پایاب یکسان و همچنین مخلوط دبی آب و هوای متغیر، مورد آزمایش قرار گرفتند. پس از انجام آزمایش‌ها و ترسیم پروفیل طولی بستر در حالات مختلف غلظت هوای وارد به نازل، اختلاف بین حفره‌های ایجاد شده با جت هوادهی شده و هوادهی نشده به وضوح قابل مشاهده بود.

برای به دست آوردن میزان کمیت اثر هوای ورودی به جت بر میزان ابعاد حفره‌ی آبشستگی، نحوه‌ی تغییرات اعماق آبشستگی نسبتی d_s/d_{s0} و طول آبشستگی نسبتی L_s/L_{s0} در مقابل غلظت هوای جت C_a ، ترسیم گردیدند (شکل‌های ۲ و ۳). در نسبت‌های بدون بعد اخیر پارامتر d_s و d_{s0} به ترتیب معرف عمق حفره‌ی آبشستگی ایجاد شده بر اثر هوادهی و بدون هوادهی می‌باشند که از سطح اولیه‌ی بستر سنجیده شده‌اند.

برای استخراج روابط حاکم بر فضای تحقیق و بررسی چگونگی تغییر آهنگ پارامترهای d_s/d_{s0} و L_s/L_{s0} در مقابل C_a ، با حفظ اثر عمق پایاب و تغییر در میزان سرعت جریان خروجی از نازل، داده‌های آزمایشگاهی حاصل از تحقیق حاضر با استفاده از نرم‌افزار SPSS مورد تجزیه و تحلیل آماری قرار گرفتند. برای این منظور از ۸۰ درصد داده‌های آزمایشگاهی استفاده گردید تا امکان سنجش قابلیت اعتماد روابط معرفی شده با استفاده از ۲۰ درصد نتایج مشاهداتی باقی‌مانده میسر گردد. قابل ذکر است که داده‌های مورد استفاده در مرحله‌ی صحت‌سنجی هیچ نقشی در تعیین ضرایب معادلات معرفی شده نداشته‌اند.

چشم‌پوشی نمود. پارامتر $V_o/\sqrt{gh_{tw}}$ که از جنس عدد فرود می‌باشد، معرف میزان نیروی درگ وارد به ذرات رسوبی است و در ادامه‌ی تحقیق تحت عنوان عدد فرود پایاب Fr_{tw} نامیده شده‌است. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که محدوده‌ی تغییرات عدد فرود پایاب در طول تحقیق حاضر از ۳/۹۸ الی ۸/۹۹ تغییر یافته‌است.

در نهایت معادلات حاکم بر فضای تحقیق را می‌توان به صورت معادلات (۶) و (۷) نمایش داد.

$$d_s/h_{tw} = f(Fr_{tw}, C_a) \quad (6)$$

$$L_s/h_{tw} = f(Fr_{tw}, C_a) \quad (7)$$

پس از تعیین فرم عمومی معادلات حاکم بر فضای تحقیق، لازم است تا روند تغییر پارامترهای مستقل ارزیابی گردند. برای این منظور لازم است تا تجزیه و تحلیل آماری صورت پذیرد. توابع خطای مهمی که به منظور ارزیابی نتایج حاصل از معادلات پیشنهادی در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته‌اند به شرح زیر می‌باشند.

میانگین خطای مطلق

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |O_i - P_i| \quad (8)$$

ریشه‌ی میانگین مربعات خطا

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - O_i)^2}{n}} \quad (9)$$

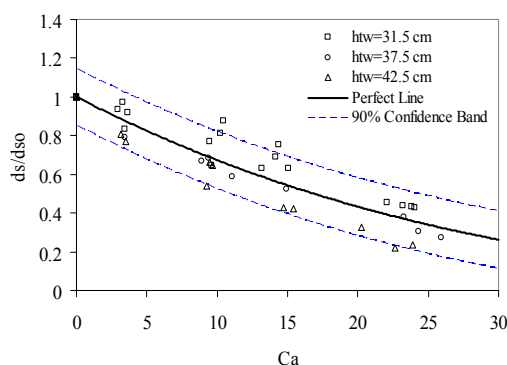
ضریب وزن باقی‌مانده

$$CRM = \frac{\sum_{i=1}^n O_i - \sum_{i=1}^n P_i}{\sum_{i=1}^n O_i} \quad (10)$$

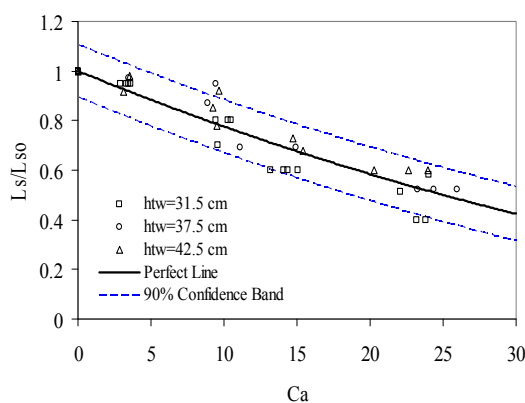
ضریب هم‌بستگی

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (P_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2} \quad (11)$$

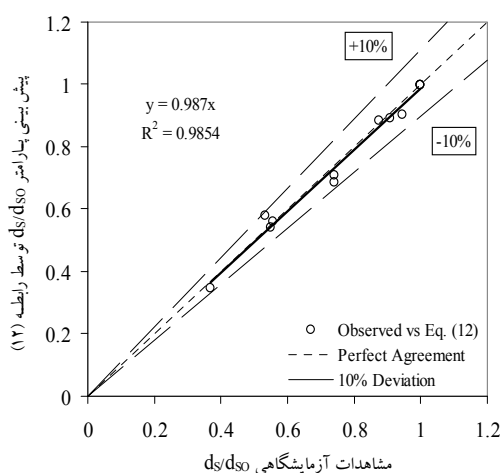
که در این روابط O نشانگر پارامتر مشاهده شده، P نشانگر پارامتر پیش‌بینی شده و $\bar{O}$ متوسط پارامترهای مشاهداتی و n تعداد نمونه‌ها می‌باشد.



شکل ۲ طول نسبی آبشستگی d_s/d_{so} در مقابل غلظت هوای ورودی به جت C_a در سناریوهای مختلف عمق پایاب



شکل ۳ طول نسبی آبشستگی L_s/L_{so} در مقابل غلظت هوای ورودی به جت C_a در سناریوهای مختلف عمق پایاب



شکل ۴ صحت‌سنجی معادله‌ی (۱۲) در تخمین d_s/d_{so}

نتایج توسط روابط (۱۲) و (۱۳) ارائه شده‌اند.

$$d_s/d_{so} = \left(1 - C_a/100\right)^{3.758} \quad (12)$$

$$L_s/L_{so} = \left(1 - C_a/100\right)^{2.407} \quad (13)$$

نحوه‌ی برازش روابط (۱۲) و (۱۳) از بین نتایج مشاهداتی در شکل‌های (۳ و ۲) نمایش داده شده‌اند.

با استفاده از تجزیه و تحلیل آماری و به‌کارگیری توابع خطای معرفی‌شده در بخش روش تحقیق، پارامترهای خطای حاصل از به‌کارگیری روابط (۱۲) و (۱۳) در جدول (۱) نشان داده شده‌است.

جدول ۱ تحلیل آماری خطای روابط (۱۲) و (۱۳)

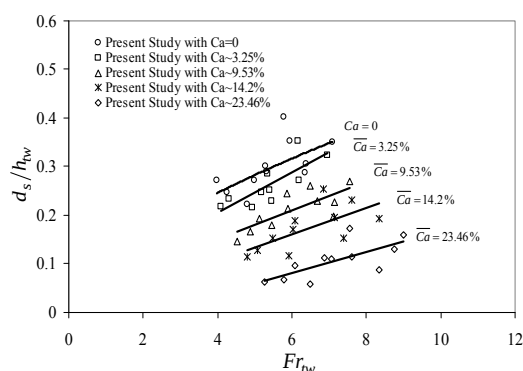
پارامتر	d_s/d_{so}	L_s/L_{so}
میانگین خطای مطلق MAE	۰/۰۲۰۲	۰/۰۱۴۶
ریشه‌ی میانگین مربعات خطا RMSE	۰/۰۵۰۷	۰/۰۳۵۹
ضریب وزن باقیمانده CRM	-۰/۰۰۱۷	۰/۰۰۷۷
ضریب همبستگی R^2	۰/۸۷۷	۰/۸۹۳

به‌منظور صحت‌سنجی روابط (۱۲) و (۱۳) در تخمین عمق و طول نسبی حفره‌ی آبشستگی، از ۲۰ درصد باقی‌مانده‌ی داده‌های مشاهداتی که در تعیین ضرایب روابط مذکور مشارکت نداشته‌اند استفاده گردید. نتایج حاصل از این صحت‌سنجی در شکل‌های ۴ و ۵ نمایش داده شده‌اند. ضریب زاویه‌ی خط برازش داده شده از بین نتایج مشاهداتی و محاسباتی نشان می‌دهد که روابط (۱۲) و (۱۳) با متوسط خطای ۲-٪ قادرند تا پارامترهای d_s/d_{so} و L_s/L_{so} را پیش‌بینی نمایند.

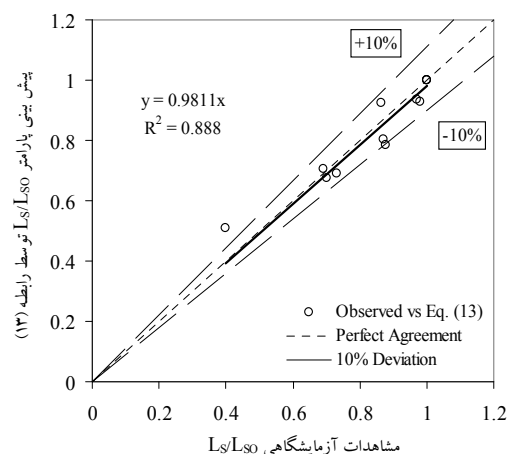
هدف اصلی این تحقیق بررسی میزان تغییرات ابعاد حفره‌ی آبشستگی حداکثر در مقابل عدد فرود پایاب به‌ازای تغییر در میزان هوای تزریق شده به جریان خروجی از نازل می‌باشد. برای این منظور داده‌های آزمایشگاهی حاصل از این تحقیق با توجه به سناریوهای از پیش تعیین‌شده ترسیم گردیدند.

گرفته بر روی حداکثر طول نسبی آبشستگی L_s/h_{tw} به ازای میزان هوای ورودی با غلظت متوسط ۳/۲۵ درصد، اثری مشابه حداکثر عمق نسبی آبشستگی را در پی خواهد داشت. با این تفاوت که حذف اثر میزان هوای وارد به جت در عدد فرود پایاب ۸/۵ رخ خواهد داد. همچنین شکل (۶) گویای این مطلب است که با افزایش میزان غلظت هوای ورودی به جت، حداکثر عمق نسبی آبشستگی به صورت نسبی کاهش می یابد و این امر به علت متلاشی شدن مغزه‌ی جت می باشد. در یک تخمین دقیق تر می توان چنین ادعا نمود که با تزریق حدود ۲۳ درصد هوا به جت خروجی از نازل در شرایط یکسان عدد فرود پایاب، میزان حداکثر عمق نسبی آبشستگی حدود ۶۷ درصد کاهش می یابد. ارزیابی های مشابه صورت گرفته بر روی شکل ۷ گویای این مطلب است که با تزریق حدود ۲۳ درصد هوا به جت خروجی از نازل، حداکثر طول نسبی آبشستگی به طور متوسط ۵۵ درصد نسبت به شرایط مشابه جت بدون هوادهی کاهش می یابد.

به منظور معرفی روابط عمومی حاکم بر فضای تحقیق، مطابق با نتایج حاصل از بخش آنالیز ابعادی، از نرم افزار SPSS بهره گیری شد.



شکل ۶ تغییرات حداکثر عمق نسبی آبشستگی d_s/h_{tw} در مقابل عدد فرود پایاب Fr_{tw} به ازای تغییر در میزان هوای وارد به جت C_a



شکل ۵ صحت سنجی معادله‌ی (۱۳) در تخمین L_s/L_{so}

شکل (۶) نحوه‌ی تغییر حداکثر عمق نسبی آبشستگی در مقابل عدد فرود پایاب را به ازای مقادیر مختلف غلظت هوای ورودی به جت نشان می دهد. تجزیه و تحلیل نتایج نشان داد که امکان برآزش منحنی های با غلظت هوای ورودی صفر، ۹/۵۳، ۱۴/۲، ۲۳/۴۶ درصد امکان پذیر است.

به طور مشابه نحوه‌ی تغییرات حداکثر طول نسبی آبشستگی در مقابل تغییرات عدد فرود پایاب و میزان هوای وارد به جت، مورد ارزیابی قرار گرفت و نتایج در شکل (۷) به تصویر کشیده شده است.

از تحلیل شکل (۶) می توان دریافت که به ازای عدد فرود پایاب بزرگتر از ۹ و تحت شرایط عمق پایاب یکسان چنانچه میزان هوای وارد به جت کمتر از ۳/۲۵ درصد باشد، میزان هوای وارد به جت بر عمق حفره‌ی آبشستگی بی تأثیر خواهد بود. این موضوع بدین معنی است که به ازای عدد فرود پایاب بزرگتر از ۹ میزان هوای وارد با غلظت متوسط ۳/۲۵ درصد، اثری بر حداکثر عمق نسبی آبشستگی نخواهد داشت و مغزه‌ی جت با این میزان هوا در شرایط هیدرولیکی یاد شده متلاشی نشده و با برخورد به سطح بستر مصالح باعث فراهم آوردن شرایط آبشستگی مشابه شرایط بدون ورود هوا به نازل می باشد. ارزیابی های صورت

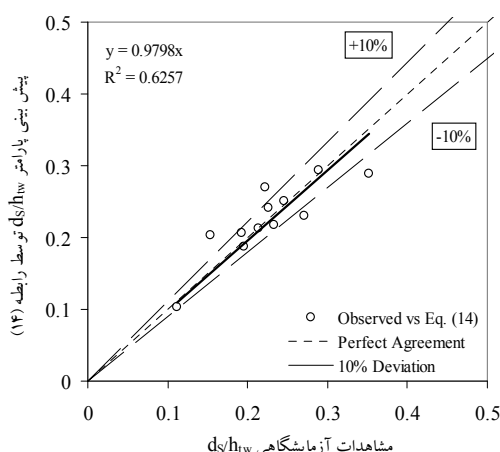
خطا، ضریب وزن باقی‌مانده و ضریب همبستگی استفاده گردید. نتایج در جدول (۲) خلاصه شده‌اند.

جدول ۲ تحلیل آماری خطای روابط (۱۰) و (۱۱)

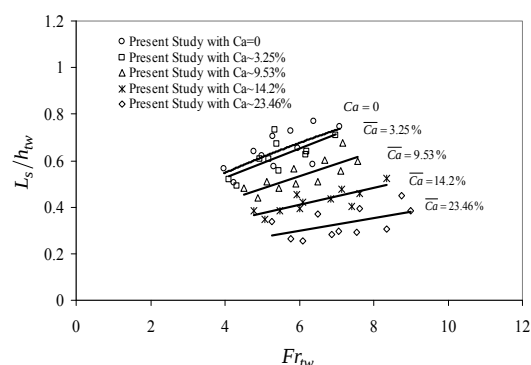
پارامتر	d_s/h_{tw}	L_s/h_{tw}
میانگین خطای مطلق MAE	۰/۰۰۷۸	۰/۰۱۱۱
ریشه‌ی میانگین مربعات خطا RMSE	۰/۰۲۱۱	۰/۰۲۳۶
ضریب وزن باقی‌مانده CRM	-۰/۰۰۲۹	-۰/۰۰۰۲
ضریب همبستگی R^2	۰/۸۶۱	۰/۸۶۹

در این مرحله از تحقیق با استفاده از ۲۰ درصد داده‌های مشاهداتی که نقشی در تعیین ضرایب روابط (۱۴) و (۱۵) نداشتند، نسبت به صحت‌سنجی روابط مذکور اقدام گردید. نتایج حاصل از مقایسه‌ی مقادیر مشاهداتی پارامترهای d_s/h_{tw} و L_s/h_{tw} در مقابل مقادیر پیش‌بینی شده توسط روابط (۱۴) و (۱۵) به ترتیب در شکل‌های (۸ و ۹) نمایش داده شده‌اند.

ضریب زاویه‌ی خطوط برازش شده در شکل‌های (۸ و ۹) نشان می‌دهند که روابط عمومی معرفی‌شده قادرند تا پارامترهای نسبی d_s/h_{tw} و L_s/h_{tw} را به ترتیب به‌طور متوسط با دقت ۰/۰۲- درصد و ۰/۱۱+ درصد تخمین بزنند.



شکل ۸ صحت‌سنجی معادله‌ی (۱۴) در تخمین d_s/h_{tw}



شکل ۷ تغییرات حداکثر طول نسبی آبستگی L_s/h_{tw} در مقابل عدد فرود پایاب Fr_{tw} به‌ازای تغییر در میزان هوای وارد به جت C_a

به‌منظور حصول اطمینان از عملکرد روابط پیشنهادی لازم است تا نتایج حاصل از تخمین این روابط با نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی محققان دیگر مورد ارزیابی قرار گیرد. براساس جستجوی به‌عمل آمده در مراجع معتبر علمی، مطالعات مشابهی که در آن وضعیت گسترش حفره‌ی آبستگی تحت اثر جت‌های هوادهی شده قائم مورد مطالعه قرار گرفته باشد، یافت نگردید. لذا تعیین روابط حاکم بر فضای تحقیق با استفاده از ۸۰ درصد داده‌های مشاهداتی در همین تحقیق تعیین گردید تا امکان صحت‌سنجی روابط معرفی شده با ۲۰ درصد داده‌های باقی‌مانده میسر باشد. معادلات (۱۴) و (۱۵) معرف روابط عمومی حاکم بر فضای تحقیق می‌باشند.

$$d_s/h_{tw} = 0.0719 \left(1 - C_a/100\right)^{4.51} Fr_{tw}^{0.8446} \quad (14)$$

$$L_s/h_{tw} = 0.2934 \left(1 - C_a/100\right)^{3.1112} Fr_{tw}^{0.4866} \quad (15)$$

روابط (۱۴) و (۱۵) در محدوده‌ی عدد فرود پایاب $4 < Fr_{tw} < 9$ و غلظت هوای $0 < C_a < 26$ معتبر است.

به‌منظور ارزیابی دقت روابط (۱۴) و (۱۵) از توابع میانگین خطای مطلق، ریشه‌ی میانگین مربعات

نازل با غلظتی کوچک‌تر از ۳/۲۵ درصد تأثیری بر پارامتر d_s/h_{tw} نخواهد داشت.

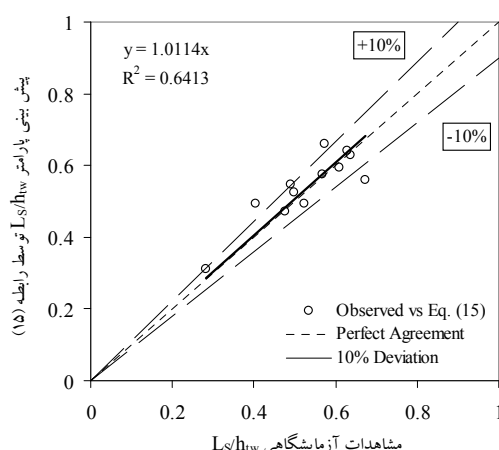
از بررسی روند تغییرات حداکثر طول نسبی آبستگي L_s/h_{tw} در مقابل عدد فرود پایاب Fr_{tw} ناشی از جت‌های پیش‌هوادهی شده در حوضچه‌ی استغراق (شکل ۷) ملاحظه می‌گردد که با افزایش غلظت هوای وارد به جت، آهنگ تغییرات پارامتر L_s/h_{tw} روند نزولی را در پیش می‌گیرد.

هم‌چنین می‌توان دریافت که به‌ازای اعداد فرود پایاب Fr_{tw} بزرگ‌تر از ۸/۴۵، میزان غلظت هوای ورودی به نازل کوچک‌تر از ۳/۲۵ درصد، تأثیری بر حداکثر عمق و طول نسبی حفره‌ی آبستگي نخواهد داشت. به‌ازای متوسط مقادیر درصد غلظت هوای ورودی به جت بین مقادیر $9.53 < \bar{C}_a < 23.46$ با افزایش هر یک درصد هوای وارد به جت به‌طور متوسط ۴/۳۸ درصد از حداکثر عمق نسبی آبستگي کاسته خواهد شد. به‌طور مشابه به‌ازای افزایش میزان غلظت هوای ورودی به جت در محدوده‌ی مورد اشاره به‌طور متوسط ۳/۱۷ درصد از حداکثر طول نسبی حفره‌ی آبستگي کم می‌شود.

بررسی نتایج نشان می‌دهد که روابط معرفی شده در تحقیق حاضر برای تخمین حداکثر عمق نسبی حفره‌ی آبستگي d_s/d_{so} و حداکثر طول نسبی حفره‌ی آبستگي L_s/L_{so} قادرند تا به‌طور متوسط با خطای ۰/۰۲- درصد و ۰/۱۱+ درصد پارامترهای d_s/d_{so} و L_s/L_{so} را پیش‌بینی نمایند.

تقدیر و تشکر

بدین‌وسیله نگارندگان از دانشگاه صنعتی جندی شاپور دزفول به پاس فراهم آوردن امکان استفاده از آزمایشگاه مدل‌های و مهندسی رودخانه تقدیر و تشکر می‌نمایند.



شکل ۹ صحت‌سنجی معادله‌ی (۱۵) در تخمین L_s/h_{tw}

همان‌طوری که از شرایط هیدرولیکی و فرضیات حاکم بر تحقیق مشهود است با افزایش عمق پایاب میزان عمق آبستگي کاهش می‌یابد. از طرفی با افزایش عدد فرود پایاب، میزان حداکثر عمق نسبی آبستگي نیز افزایش می‌یابد. از سوی دیگر با افزایش میزان هوای وارد به جت به‌ازای اعداد فرود پایاب یکسان، میزان حداکثر عمق نسبی آبستگي روند کاهشی به خود می‌گیرد. این روند تا جایی پیش خواهد رفت که مغزه‌ی جت در اثر ورود هوا به آن کاملاً متلاشی شده و جت ورودی به حوضچه‌ی استغراق دیگر بیش از آن میزان حدی، قادر به فرسایش بستر نمی‌باشد.

نتیجه‌گیری

از بررسی روند تغییرات حداکثر عمق نسبی آبستگي d_s/h_{tw} در مقابل عدد فرود پایاب Fr_{tw} ناشی از جت‌های قائم پیش‌هوادهی شده در حوضچه‌ی استغراق (شکل ۶) ملاحظه می‌گردد که با افزایش غلظت هوای وارد به جت، میزان حداکثر عمق و طول نسبی حفره‌ی آبستگي کاهش می‌یابد.

هم‌چنین می‌توان دریافت که به‌ازای اعداد فرود پایاب Fr_{tw} بزرگ‌تر از ۸/۷۸، میزان هوای ورودی به

مراجع

1. Mason, P.J. "Effect of air entrainment on plunge Pool Scour.", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol 115, No. 3, pp. 385-399. (1989).
2. Ervine, D. A. "The entrainment of air in water." *Institute of Water Power and Dam Construction*, 28(12), 27-30. (1976).
3. Bin, A. K. "Air entrainment by plunging liquid jets." presented at the Sept. 3-6, IAHR Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, held at Esslingen, Germany.(1984).
4. Van de Sande, E. "Air entrainment by plunging water jets," thesis presented to the Technische Hogeschool, at Delft, The Netherlands, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, (1981).
5. Bohrer, J.G., Abt, S.R., and Wittler, R. J., "Prediction plunge pool velocity decay of free falling rectangular jet." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No.10, Pp: 1043-1048. (1998).
6. Canepa, S. and Hager, W.H. "Effect of jet air content on plunge pool scour." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 129. No. 5. Pp: 358-365. (2003).
7. Xu, W., Deng, J., Qu, J., Liu, S., and Wang, W., "Experimental Investigation on Influence of Aeration on Plane Jet Scour." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 130, No. 2, February 1, 2004. ©ASCE, ISSN 0733-9429/2004/2- 160–164. (2004).
۸. ارمغانی، ا.، "بررسی آزمایشگاهی اثر جت پیش هوادهی شده بر عمق آبشستگی حوضچه استغراق." پایان نامه کارشناسی ارشد. دانشگاه صنعتی جندی شاپور دزفول (۱۳۹۲).
9. Rahrneyer, W. "The effect of aeration on scour." *Proceedings of 1990 American Society of Civil Engineers National Hydraulic Engineering Conference*, ASCE, New York, 531–536. (1990).
10. Aderibigbe, O.O., and Rajaratnam, N. "Erosion of loose beds by submerged circular impinging vertical turbulent jets." *Journal of Hydraulic Research*, 34(1), 19–33., (1996).

مقایسه‌ی کاربرد مدل‌های آشفتگی RSM و LES در پیچ تند*

جواد مظفری^(۱) امیر صمدی^(۲) سید اسدالله محسنی موحّد^(۳) داود داودمقامی^(۴)

چکیده شناخت الگوی جریان و مکان‌های فرسایش و رسوب‌گذاری در پیچ آبراهه‌ها دارای اهمیت زیادی می‌باشد. اما استفاده از مدل‌های فیزیکی و بررسی آزمایشگاهی الگوی جریان در پیچ‌ها دارای محدودیت است و مدل‌های ریاضی می‌توانند کمک شایانی به شناخت الگوی جریان در پیچ‌ها کنند. در این تحقیق، مدل‌های آشفتگی RSM و LES در پیچ تند یک آبراهه‌ی آزمایشگاهی با استفاده از نرم‌افزار فلوئنت مقایسه شده‌اند. آبراهه‌ی آزمایشگاهی، کانالی با پیچ تند است که در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه EPFL مستقر می‌باشد. برای بررسی مدل‌های آشفتگی، از پارامترهای متوسط‌گیری شده در عمق استفاده گردید. همچنین برای بررسی کمی مدل‌های آشفتگی، تعدادی پروفیل سرعت طولی انتخاب شد و با پروفیل‌های اندازه‌گیری شده مقایسه گردید. نتایج بررسی سرعت طولی متوسط‌گیری شده در عمق نشان داد که مدل RSM توانایی تعیین دقیق نقاط مهم جریان را ندارد. این مدل، منطقه‌ی جداسازی جریان را در زاویه‌ی ۸۵ درجه و با بیشینه عرض ۴۰ درصد نشان می‌دهد در حالی که در اندازه‌گیری‌ها، این منطقه دارای بیشینه عرض ۶۰ درصد عرض کل و در حدود زاویه‌ی ۷۵ درجه واقع می‌باشد. در مقابل، مدل LES به صورت مناسبی منطقه جداسازی را نشان می‌دهد و موقعیت‌های بیشینه سرعت طولی متوسط‌گیری شده در عمق را نیز مناسب‌تر از مدل RSM مشخص می‌کند. بررسی سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق نیز نشان داد که موقعیت‌های تغییر جریان عرضی به وسیله‌ی مدل LES مناسب‌تر از مدل RSM شناخته شده است. نهایتاً مقایسه‌ی کمی پروفیل‌های سرعت نشان داد که مدل LES خطای کمتری دارد و نتایج مناسب‌تری را ارائه می‌دهد.

واژه‌های کلیدی پیچ تند، فلوئنت، سرعت متوسط‌گیری شده در عمق، مدل آشفتگی.

Comparison of RSM and LES Turbulence Models on Sharp Bend

J. Mozaffari A. Samadi S. A. Mohseni Movahhed D. Davoud-Maghami

Abstract Recognizing of river flow pattern, deposition and erosion areas in meanders is highly important. Despite the limitations of the physical models in laboratory investigation of flow pattern in meanders, mathematical models can be helpful. In this research, RSM and LES turbulence models have been compared on sharp river bend of a laboratory flume using Fluent Software. The Laboratory flume is a sharp river bend established in hydraulic laboratory of EPFL. In order to investigate turbulence models, depth-averaged parameters were used. Moreover, to quantitatively examine those models, some longitudinal velocity profiles were selected and compared with measured ones. Results of longitudinal depth averaged velocities showed that RSM model is not able to precisely determine the important flow points. This model shows flow separation region within 85 degree and maximum width of 40 percent, though measurements indicated it was located in the region with maximum width of 60 percent of total width and approximately 75 degree. On the contrary, LES model suitably shows separation region. Besides, it better determines maximum measured depth averaged velocity situations rather than RSM model. Investigation of transversal depth-averaged velocity distinguished LES model from RSM as the better model and finally quantitative comparison of velocity profiles showed LES model is more accurate and presents more valid authentic results.

Keywords Depth-Averaged Velocity, Fluent, Sharp Bend, Turbulence Model.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۵/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۳/۲۲ می‌باشد.

(۱) استادیار، گروه مهندسی آب، دانشگاه اراک.

(۲) نویسنده‌ی مسئول: استادیار، گروه مهندسی آب، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره).

(۳) استادیار، گروه مهندسی آب، دانشگاه اراک.

(۴) کارشناس، گروه مهندسی آب، دانشگاه اراک.

مقدمه

اکثر رودخانه‌ها به‌صورت پیچانرود هستند و دارای جریان ثانویه‌ی قوی می‌باشند که سبب رسوبگذاری در ساحل داخلی و فرسایش در ساحل خارجی می‌گردد. از طرفی دهانه‌ی آبگیر در پیچ رودخانه بایستی در مکانی قرار بگیرد که حداکثر میزان قدرت جریان ثانویه در آنجا باشد. این مسأله سبب می‌گردد که رسوبات در ساحل خارجی به سمت ساحل داخلی حرکت کنند و کمترین میزان رسوب وارد دهانه‌ی آبگیر شود. همچنین، تغییرات در پیچ رودخانه‌ها و فرسایش دیواره و بستر آنها، سبب حرکت و مهاجرت پیچ رودخانه و تخریب تأسیسات اطراف آن و اراضی کشاورزی و ایستگاه‌های پمپاژ مجاور می‌گردد که نشان‌دهنده‌ی نیاز به شناخت الگوی جریان و مکان بیشینه جریان ثانویه و تنش برشی در پیچ به‌وسیله‌ی مدل‌های ریاضی است.

شتار (Shettar) و مورتی (Murthy) [1] در سال ۱۹۹۶ برای شبیه‌سازی عددی جریان در حالت آشفته، از معادلات رینولدز متوسط‌گیری شده در عمق برای حالت دوبعدی استفاده کردند. صفرزاده گندشمین و صالحی نیشابوری [۲] در سال ۱۳۸۵ برای بررسی الگوی جریان در آبگیر جانبی از نرم‌افزار فلوئنت استفاده نمودند. ایشان برای شبیه‌سازی آشفتگی از مدل‌های دو معادله‌ای $k-\epsilon$ استاندارد و $k-\omega$ استفاده کرده و عملکرد مدل $k-\omega$ را در پیش‌بینی نواحی گردابه‌ای و جدایی جریان، بهتر از مدل $k-\epsilon$ ارزیابی کردند. امیدییگی و همکاران [۳] در سال ۱۳۸۹ به بررسی عددی ساختار سه‌بعدی جریان در آبگیر جانبی پرداختند. ایشان برای مدل‌سازی آشفتگی از مدل‌های $k-\epsilon$ ، $k-\omega$ و RSM استفاده کردند. مقایسه‌ی نتایج به‌دست آمده از مدل‌های آشفتگی با نتایج آزمایشگاهی نشان داد که الگوی جریان داخل کانال اصلی به‌وسیله‌ی هر سه مدل به‌خوبی پیش‌بینی شده اما در کانال آبگیر، مدل RSM نسبت به دو مدل دیگر بهتر عمل کرده و قابلیت مدل $k-\omega$ بیشتر از مدل $k-\epsilon$ می‌باشد. شاملو و همکاران [۴] در سال ۱۳۸۹ به بررسی ناحیه‌ی جدایی جریان در آبگیر جانبی

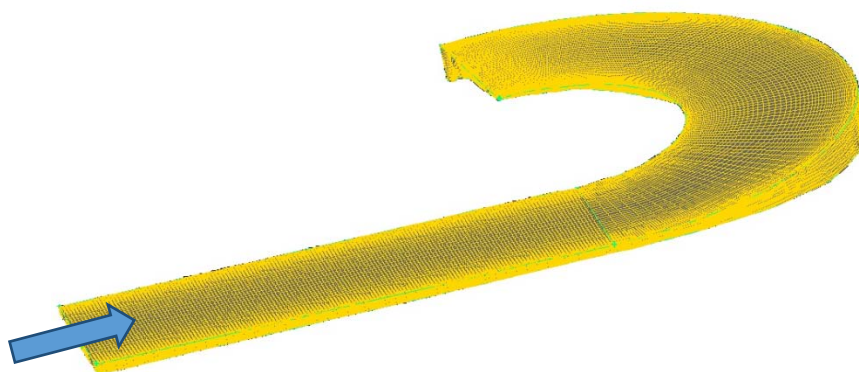
پرداختند. ایشان براساس نتایج به‌دست آمده گزارش نمودند که مدل آشفتگی RSM به علت عدم اعمال محدودیت هم‌وزنی لزجت گردابه‌ای، در پیش‌بینی الگوی جریان بهتر از سایر مدل‌های به کار رفته عمل می‌نماید. هان (Han) [5] در سال ۲۰۱۰ به بررسی سه مدل $k-\epsilon$ ، RNG، LES و RSM در یک پیچ تند پرداخت و نتیجه گرفت که مدل RSM تطابق مناسبی با مقادیر آزمایشگاهی دارد. ون بالن (Van Balen) و همکاران [6] در سال ۲۰۰۹ به بررسی مدل LES در پیچ ملایم کانال پرداخته‌اند. همچنین تحقیقات بویج (Booij) [7]، درگاهی [8]، کانگ و چوی [9] و خسرونژاد و همکاران [10] نیز نشان دادند که مدل $k-\epsilon$ دارای محدودیت‌هایی در پیش‌بینی صحیح میزان جریان ثانویه است و تخمین ضعیف‌تری از ناحیه‌ی جداشدگی می‌نماید. از این‌رو، به‌نظر می‌رسد برای شناخت کامل الگوی جریان در پیچ‌ها، بایستی آزمایش‌های بسیار زیادی را در آزمایشگاه و در پیچ‌های با اندازه‌های متفاوت انجام داد که انجام آن به‌سادگی میسر نیست. بنابراین هدف اصلی انجام این پژوهش، بررسی و مقایسه‌ی توانایی مدل‌های عددی آشفتگی در شناخت الگوی جریان در پیچ‌های تند می‌باشد تا در صورت امکان با کمک آن‌ها بتوان با آزمایش‌های بسیار کمتر و برای شرایط مختلف، الگوی جریان را پیش‌بینی نمود.

مواد و روش‌ها

مطالعات آزمایشگاهی این پژوهش در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه EPFL لوزان سوئیس، بر روی فلومی از جنس پلکسی گلاس، با زاویه‌ی مرکزی ۱۹۳ درجه انجام گردید. شعاع خط مرکزی R برابر ۱/۷ متر می‌باشد که بیانگر نسبت R/B برابر با ۱/۳ متر و نشان‌دهنده‌ی یک خم با پیچ تند می‌باشد. کف کانال از رسوباتی به قطر ۲ میلی‌متر پر شده است که پس از سه هفته تزریق رسوب و ایجاد توپوگرافی توسعه یافته، برای انجام آزمایش‌ها منجمد گردیده است. جدول (۱) خلاصه‌ای از شرایط آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

جدول ۱ مشخصات جریان در فلوم آزمایشگاهی

دبی	عمق متوسط فلوم	سرعت متوسط جریان	سرعت برشی متوسط	شیب انرژی	عدد رینولدز	عدد فرود	نسبت شعاع قوس به عرض	نسبت شعاع قوس به عمق	نسبت عرض به عمق	رینولدز برشی
Q (ls-1)	H (m)	U (ms-1)	U* (ms-1)	Sf (-)	Re (-)	Fr (-)	R/B (-)	R/H (-)	B/H (-)	Re* (-)
۶۳	۰/۰۹۸	۰/۴۹	۰/۰۵۶	۰/۰۰۴	۴۳۰۰۰	۰/۵	۱/۳۱	۱۷	۱۳	۱۸۷



شکل ۱ شبکه‌ی محاسباتی ایجاد شده در نرم‌افزار گمبیت

چندین شبکه‌ی مختلف در نرم‌افزار گمبیت و سپس فلوئنت و با کوچک کردن شبکه تا حد ممکن به دست آمد. در نزدیک دیواره، شبکه‌ی محاسباتی تا اندازه‌ای که در نرم‌افزار گمبیت امکان داشته و ایجاد حجم منفی نکرده، ریز شده است. مقدار عبارت $U_* K_s / \nu$ بزرگ‌تر از ۷۰ می‌باشد و در نتیجه جریان کاملاً زیر است و زیرلایه‌ی لزج وجود نخواهد داشت. شبکه‌ی محاسباتی به‌صورتی انتخاب شده بود که تا حد امکان، Y^+ در محدوده‌ی لایه‌ی میانی (Buffer Layer) قرار نگرفته باشد و بیشتر از ۳۰ شود.

شکل (۱) کانال را با شبکه‌ی محاسباتی نشان می‌دهد. قابل ذکر است که کف کانال از یک توپوگرافی توسعه‌یافته تشکیل شده است و بنابراین اندازه‌ی دیواره خارجی بیشتر از دیواره‌ی داخلی در شبکه‌ی اندازه‌گیری می‌باشد. در این شبکه‌ی محاسباتی ۶۵ گره در عرض کانال، ۳۵ گره در ارتفاع و ۴۰۰ گره در طول کانال ایجاد شده است. در گره‌های موجود در عرض کانال با نزدیک‌تر شدن به دیواره‌ی جانبی، فاصله‌ی گره‌ها نیز کاهش یافته است.

مدل‌های مورد استفاده در نرم‌افزار فلوئنت

نرم‌افزار فلوئنت برای اجرا و شبیه‌سازی الگوی سه‌بعدی جریان می‌باشد [11]. مدل هفت معادله‌ای تنش رینولدز (RSM) از سری معادلات ناویر-استوکس با رینولدز متوسط زمانی (RANS) می‌باشد که در این پژوهش به‌کار رفته است. مدل شبیه‌سازی گردابه‌ی بزرگ (LES) نیز با مدل‌سازی گردابه‌های بزرگ، الگوی جریان را تعیین می‌کند. بنابراین مدلی با هزینه‌های اجرایی کمتر از روش شبیه‌سازی عددی مستقیم (DNS) و هزینه‌های اجرایی بیشتر از مدل‌های RANS می‌باشد. مدل LES یک مدل فیلتر را برای نشان دادن رفتار پیچیده‌های کوچک فرض می‌کند و ساختار پیچیده‌های بزرگ سه‌بعدی وابسته به زمان را در جریان آشفته محاسبه می‌کند.

برای اجرای نرم‌افزار فلوئنت ابتدا بایستی شبکه‌ی جریان در کانال مورد نظر ساخته شود. برای شبکه‌سازی از نرم‌افزار گمبیت (Gambit) استفاده شده است. در این تحقیق ۹۱۰ هزار گره محاسباتی در نرم‌افزار تشکیل شده است. این شبکه‌ی محاسباتی نهایتاً پس از آزمون

استفاده است که سطح آب مشخص باشد و مانند یک دیواره در نظر گرفته شود. در پیچ‌ها به دلیل تغییرات موجود در سطح آب که توسط نیروی گریز از مرکز ایجاد می‌شود، سطح آب در دیواره‌ی خارجی بالاتر از دیواره‌ی داخلی می‌باشد و در نظر گرفتن یک سطح آب با ارتفاع ثابت می‌تواند خطا ایجاد کند. به هر حال در تحقیقاتی که توسط ون بالن و همکاران [6] بر روی پیچ‌های ملایم و تند انجام شد، بیان گردید که مقدار این خطا ناچیز می‌باشد و تأثیر آن بر روی الگوی جریان قابل صرف نظر کردن است. قابل ذکر است که برای از بین بردن خطای مذکور در شبکه‌ی محاسباتی، از سطح آب اندازه‌گیری شده استفاده گردید. بدین ترتیب شبکه‌ی محاسباتی در فضای واقعی بین توپوگرافی توسعه‌یافته و سطح واقعی آب طراحی شده است.

نتایج و بحث

کمیت‌های متوسط‌گیری‌شده در عمق معمولاً برای تشریح سیمای عمومی میدان جریان و توزیع سرعت در جریان‌های سه‌بعدی پیچیده مورد استفاده قرار می‌گیرند. شکل (۲) سرعت طولی متوسط‌گیری‌شده در عمق (Us) را که با سرعت متوسط جریان نرمالیزه شده است (Us/U) نشان می‌دهد. جریان تا حدود مقطع عرضی ۳۰ درجه دارای جدا شدگی از دیواره‌ی داخلی نمی‌باشد. منطقه‌ی جدا شدگی بین ۳۰ و ۱۲۰ درجه می‌باشد و دارای بیشینه عرض حدود ۷۵ درجه است که در حدود ۶۰ درصد عرض کل می‌باشد.

شکل (۳) تغییرات سرعت عرضی متوسط‌گیری‌شده در عمق (Un) را که با سرعت متوسط جریان نرمالیزه شده است (Un/U) نشان می‌دهد. از حدود مقطع عرضی ۱۵ درجه تا مقطع عرضی ۷۵ درجه، مقدار متوسط‌گیری‌شده‌ی سرعت عرضی مثبت است و به سمت ساحل خارجی می‌باشد. از مقطع عرضی ۷۵ درجه تا نزدیک ۱۳۵ درجه، عمده‌تاً مقدار سرعت عرضی متوسط‌گیری‌شده در عمق، منفی و رو به ساحل داخلی می‌باشد. از مقطع ۱۳۵ درجه به سمت خروجی خم، دوباره این مقدار مثبت گردیده است.

در مرحله‌ی بعد، شبکه‌ی محاسباتی وارد نرم‌افزار فلوئنت می‌گردد. ارتفاع زبری کف برابر با ۰/۰۰۶۷ متر برطبق روابط ون راین (Van Rijn) [12] در سال ۱۹۸۴ در نظر گرفته شده است. طبق رابطه‌ی ون راین، زبری بستر برابر است با:

$$K_s = 3d_{50} + 1.1\Delta(1 - e^{25\Delta/\lambda}) \quad (۱)$$

که در این رابطه Δ ارتفاع دیون‌ها و λ طول دیون‌ها می‌باشد. همچنین $\lambda = 7.3h$ می‌باشد که h برابر با عمق آب است. ارتفاع دیون‌ها نیز از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\frac{\Delta}{h} = 0.11 \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0.3} (1 - e^{-0.5T})(25 - T) \quad (۲)$$

$$T = \frac{(u_*)^2 - (u_{*c})^2}{(u_{*c})^2} \quad (۳)$$

که در آن، u_{*c} سرعت برشی بحرانی می‌باشد که از دیاگرام شیلدز به دست می‌آید و $u_* = \frac{\bar{u}\sqrt{g}}{C'}$ می‌باشد. $\bar{u}$ نیز سرعت متوسط جریان و C' ضریب شزی ذره می‌باشد که برابر است با:

$$C' = 18 \log \left(\frac{12R_b}{3d_{90}} \right) \quad (۴)$$

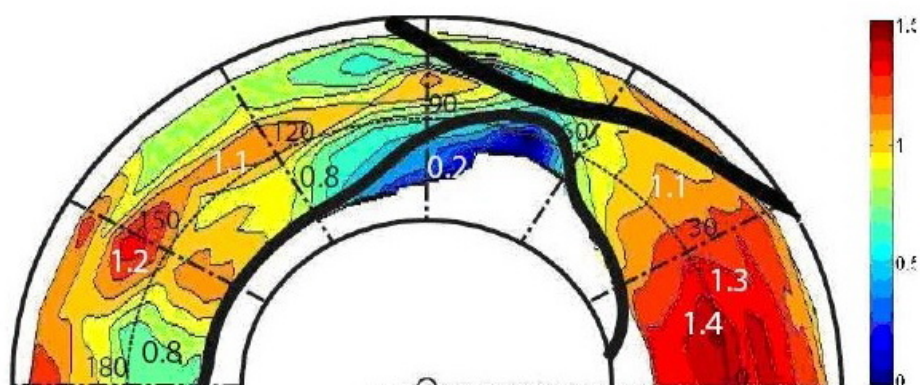
که در این رابطه، R_b شعاع هیدرولیکی می‌باشد. شرایط مرزی استفاده شده نیز عبارتند از:

۱- ورودی (Input): برای ورودی شرط مرزی mass-flow-inlet یا دبی جرمی ورودی در نظر گرفته شده است.

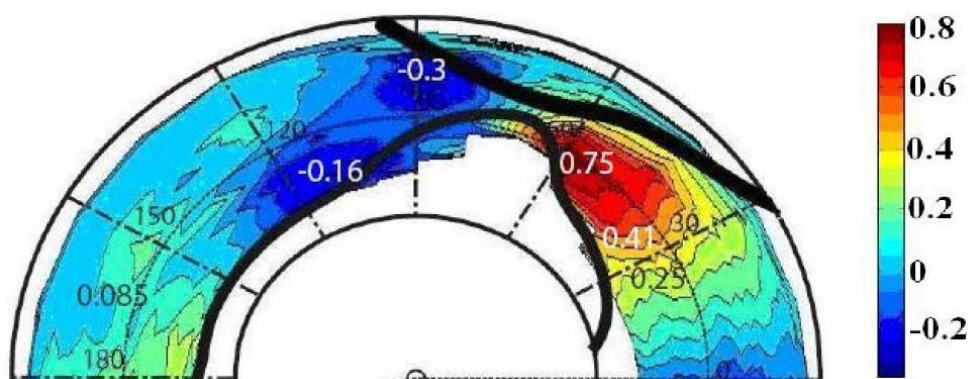
۲- خروجی (Output): شرط خروجی Pressure-outlet قرار داده شده است.

۳- دیواره (Wall): برای دیواره‌ی خارجی و داخلی که از جنس پلکسی گلاس می‌باشند، شرط مرزی wall در نظر گرفته شده و زبری آن برابر زبری PVC می‌باشد. زبری کف نیز برابر ۰/۰۰۶۷ قرار داده شده است.

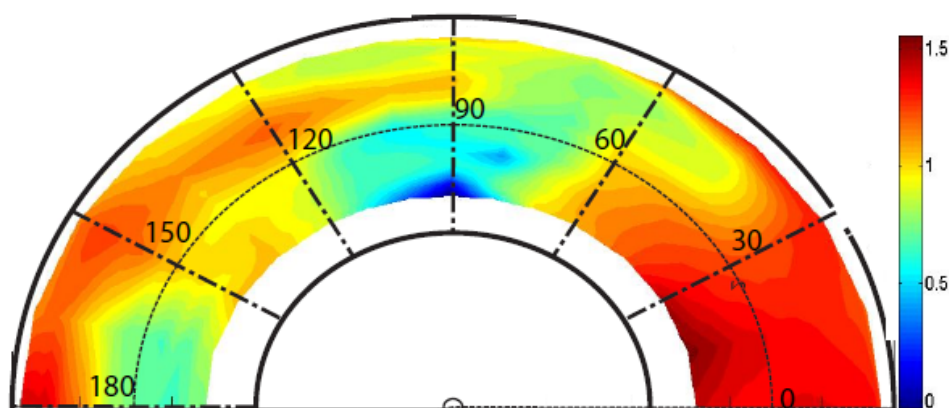
۴- سطح (Surface): برای سطح آب، شرط مرزی symmetry قرار داده شده است. بدین معنی که سرعت عمودی در سطح آب، صفر در نظر گرفته می‌شود. نکته‌ای که در انتخاب این شرط مرزی مورد نظر می‌باشد، این است که در صورتی این شرط قابل



شکل ۲ تغییرات سرعت طولی متوسط‌گیری‌شده در عمق (U_s/U) - براساس مدل آزمایشگاهی



شکل ۳ تغییرات سرعت عرضی متوسط‌گیری‌شده در عمق (U_n/U) - براساس مدل آزمایشگاهی



شکل ۴ سرعت طولی متوسط‌گیری‌شده در عمق (U_s/U) - پیش‌بینی شده با مدل RSM

از نرم‌افزار فلوئنت به‌دست نمی‌آیند. برای تعیین این الگوها در ابتدا پروفیل‌های سرعت طولی در

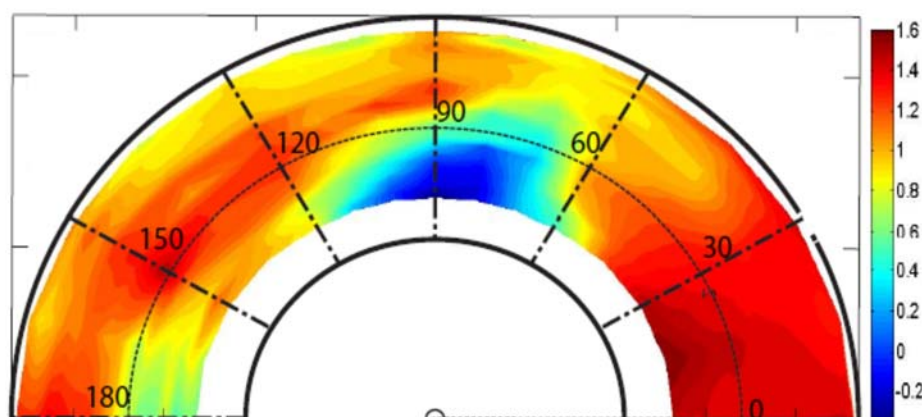
بررسی و مقایسه‌ی الگوهای متوسط‌گیری‌شده
الگوهای متوسط‌گیری‌شده در عمق به صورت مستقیم

قوس ۸۰ درجه نیز حرکت کرده‌است اما هنوز با منطقه‌ی جداشدگی اندازه‌گیری شده کاملاً متفاوت است. هم‌چنین منطقه‌ی جداشدگی اندازه‌گیری شده تا خط مرکزی کانال پیشروی کرده‌است اما مقدار پیش‌بینی شده در مدل تنها ناحیه‌ی کوچکی را در بر می‌گیرد. از مقطع عرضی ۹۰ تا ۱۲۰ درجه از خط مرکزی تا ساحل خارجی، پیش‌بینی و اندازه‌گیری یکسان می‌باشند اما از خط مرکزی به سمت ساحل داخلی مقدار پیش‌بینی شده همان ناحیه‌ی جداشدگی را نشان می‌دهد که متفاوت با اندازه‌گیری می‌باشد. از مقطع عرضی ۱۲۰ درجه تا مقطع عرضی ۱۸۰ درجه، مقدار بیشینه سرعت پیش‌بینی شده به سمت ساحل خارجی می‌باشد و تا خروجی پیچ در ساحل خارجی جای گرفته‌است اما مقدار اندازه‌گیری شده‌ی آن تا حدودی متفاوت است و از مقطع عرضی ۱۵۰ درجه در ساحل خارجی جای می‌گیرد.

شکل (۵)، سرعت طولی متوسط‌گیری شده در عمق را که با مدل LES پیش‌بینی شده‌است نشان می‌دهد. در این شکل نیز در مقطع ۰ تا ۳۰ درجه، هسته بیشینه سرعت در سمت ساحل داخلی قرار دارد اما تا حدودی به سمت مرکز نیز متمایل شده‌است.

موقعیت‌هایی از کانال که در آزمایشگاه نیز اندازه‌گیری شده بود به‌دست آمد. این موقعیت‌ها عبارتند از ۱۵ مقطع که در هر مقطع عرضی ۳۰ پروفیل سرعت استفاده شده‌است. در مرحله‌ی بعد، از نقاط موجود در هر پروفیل سرعت میانگین‌گیری وزنی شد تا مقدار متوسط‌گیری شده‌ی آن در عمق به‌دست آید. سپس این مقادیر وارد برنامه‌ی متلب (Matlab) شد و الگوهای متوسط‌گیری شده در عمق رسم شدند. شکل (۴) سرعت طولی متوسط‌گیری شده در عمق را که توسط مدل هفت معادله‌ای تنش رینولدز پیش‌بینی شده‌است نشان می‌دهد.

با توجه به شکل (۴) هم‌چنان ناحیه‌ی بیشینه سرعت در مقطع بین ۰ تا ۳۰ درجه متمایل به سمت داخلی قوس پیش‌بینی شده‌است. اما همان‌طور که قبلاً بیان شد، ناحیه‌ی بیشینه سرعت اندازه‌گیری شده در مرکز قرار دارد. بین مقاطع عرضی ۳۰ و ۶۰ درجه سرعت بیشینه به سمت ساحل داخلی متمایل است در حالی که مقدار اندازه‌گیری شده به سمت ساحل خارجی است و متفاوت با پیش‌بینی می‌باشد. ناحیه‌ی جداشدگی هم‌چنان در مقطع عرضی ۹۰ درجه پیش‌بینی شده‌است که تا حدودی به سمت زاویه‌ی



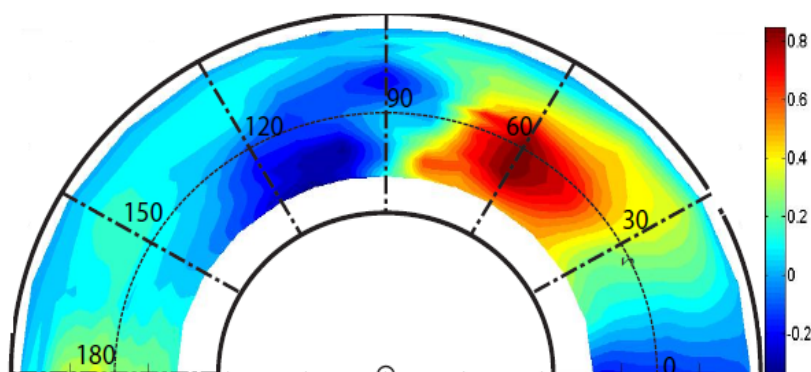
شکل ۵ سرعت طولی متوسط‌گیری شده در عمق (U_x/U) - پیش‌بینی شده با مدل LES

بین مقاطع عرضی ۳۰ تا ۶۰ درجه، پیش‌بینی جریان توسط مدل LES نشان می‌دهد که هسته‌ی مرکزی بیشینه سرعت به سمت ساحل خارجی حرکت کرده است که با مقادیر اندازه‌گیری شده تطابق مناسبی را نشان می‌دهد. بیشینه‌ی منطقه‌ی جداشدگی جریان که توسط مدل پیش‌بینی شده است تقریباً در مقطع ۷۵ درجه قرار دارد که نزدیک به مقدار پیش‌بینی شده است. این در حالی است که بیشینه‌ی منطقه‌ی جداشدگی در مدل RSM که بر اساس ایده‌ی بوزینسک ارائه شده است در مقطع عرضی ۸۵ درجه قرار گرفته است و با مقادیر اندازه‌گیری شده تطابق ندارند. اما منطقه‌ی جداشدگی در مدل LES، متمایل به سمت مقطع عرضی ۷۵ درجه شده است و تقریباً با مقادیر اندازه‌گیری شده تطابق پیدا کرده است. از مقطع ۱۵۰ درجه به سمت خروجی، پیش‌بینی مدل نشان‌دهنده‌ی قرارگیری هسته‌ی بیشینه در ساحل خارجی می‌باشد که این بخش نیز با اندازه‌گیری‌ها تطابق مناسبی را نشان می‌دهد. از مقطع ۹۰ تا ۱۲۰ درجه، مقادیر پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده تقریباً یکسان می‌باشند و هسته‌ی بیشینه سرعت در هر دو الگوی جریان بین خط مرکزی و ساحل خارجی قرار دارد. در بین مقاطع ۱۲۰ تا ۱۵۰ درجه نیز الگوی پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده تطابق مناسبی را نشان می‌دهند. هسته‌ی بیشینه‌ی جریان هنوز در نزدیکی خط مرکزی و متمایل به ساحل خارجی است که با نزدیک شدن به مقطع ۱۵۰ درجه تا حدودی به ساحل خارجی نزدیک‌تر می‌گردد.

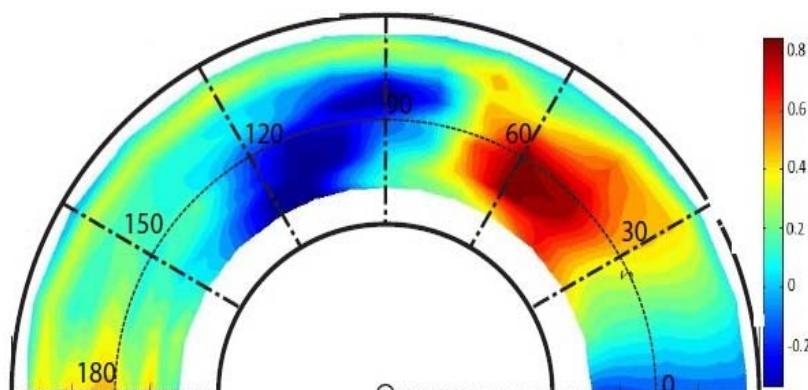
مقایسه‌ی سرعت طولی متوسط‌گیری شده در عمق که به وسیله‌ی این دو مدل پیش‌بینی شده است نشان می‌دهد که در ناحیه‌ی جداشدگی جریان، مدل RSM جریان برگشتی آب را پیش‌بینی نکرده است و حداقل سرعت را صفر نشان داده اما مدل LES سرعت ۰/۲- را نشان می‌دهد که نشان‌دهنده‌ی برگشت آب و وجود گردابه در این منطقه می‌باشد. البته ناحیه‌ی مذکور

به دلیل عمق کم در آزمایشگاه اندازه‌گیری نشده است. شکل (۶) نیز سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق را که توسط مدل تنش رینولدز پیش‌بینی شده است نشان می‌دهد.

مقدار بیشینه‌ی سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق در مقطع ۶۰ درجه اتفاق افتاده است که مقدار پیش‌بینی شده کمی بیشتر از مقدار اندازه‌گیری شده می‌باشد ولی هر دو مقدار در یک موقعیت اتفاق افتاده‌اند. از مقطع ورودی تا حدود مقطع عرضی ۷۵ درجه، مقادیر اندازه‌گیری شده نشان‌دهنده‌ی سرعت عرضی متوسط‌گیری شده‌ی مثبت و به سمت ساحل خارجی می‌باشد و پس از آن تا مقطع عرضی ۱۳۵ درجه، مقدار آن منفی و به سمت ساحل خارجی می‌باشد و پس از آن دوباره به سمت ساحل خارجی تغییر جهت می‌دهد. در مقادیر پیش‌بینی شده توسط مدل، سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق از ورودی تا حدود مقطع عرضی ۸۰ درجه به سمت ساحل خارجی می‌باشد و سپس مقدار آن منفی شده و تا حدود مقطع عرضی ۱۴۰ درجه به سمت ساحل داخلی می‌باشد. پس از آن دوباره به سمت ساحل خارجی برمی‌گردد و مقدار آن مثبت می‌شود. مقایسه‌ی سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق بین مدل مذکور و مقدار اندازه‌گیری شده نشان‌دهنده‌ی اختلاف تقریباً ۵ درجه‌ای می‌باشد. در مقاطع عرضی ۹۰ تا ۱۲۰ درجه، هسته‌ی بیشینه سرعت عرضی در الگوی مشاهده‌ای نزدیک به ساحل خارجی است در حالی که در مدل محاسباتی نزدیک به ساحل داخلی می‌باشد. لذا این مقادیر صحیح پیش‌بینی نشده‌اند. مدل مذکور الگوی جریان را به صورت کلی صحیح پیش‌بینی کرده است اما در پیش‌بینی مقادیر بیشینه و موقعیت آن دارای عدم تطابق‌هایی با مقادیر اندازه‌گیری شده می‌باشد.



شکل ۶ سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق (U_n/U) - پیش‌بینی شده با مدل RSM



شکل ۷ سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق (U_n/U) - پیش‌بینی شده با مدل LES

به سمت ساحل خارجی می‌باشد و این روند تا حدود مقطع ۱۳۵ درجه ادامه دارد. پس از آن الگوی جریان منفی شده و به سمت ساحل داخلی قرار گرفته است. این پیش‌بینی روند بهتری را نسبت به مدل پیشین نشان می‌دهد. در مدل قبل اختلاف تقریباً ۵ درجه‌ای بین الگوی اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده وجود داشت که این اختلاف در مدل LES از بین رفته است.

مقایسه‌ی پروفیل‌های سرعت طولی اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده

جدول (۲) مقدار متوسط خطا را در مقاطع عرضی انتخاب شده مشخص کرده است. در این جدول ابتدا

شکل (۷) سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق را که با مدل LES پیش‌بینی شده است نشان می‌دهد. این مدل همانند مدل پیشین دارای پیش‌بینی تقریباً مشابهی برای الگوی سرعت عرضی متوسط‌گیری شده در عمق می‌باشد. در بین فاصله‌ی مقاطع ۹۰ تا ۱۲۰ درجه، دو سرعت عرضی بیشینه را پیش‌بینی کرده است که دارای موقعیت یکسان با مقادیر اندازه‌گیری شده می‌باشند اما مقدار بیشینه‌ی نزدیک به ساحل داخلی بیشتر از مقدار اندازه‌گیری شده پیش‌بینی شده است.

الگوی پیش‌بینی شده‌ی سرعت عرضی از مقطع ورودی تا حدود مقطع عرضی ۷۵ درجه مثبت و

دربار داشته است. مدل RSM نیز دارای ۱۰/۴ درصد خطا می باشد. در هفت مقطع عرضی انتخاب شده، تنها در زاویه ی مرکزی ۹۰ درجه مدل LES خطای بیشتری را داراست؛ البته باید به این نکته توجه داشت، تنها خطای پیش بینی ۲۶ موقعیت مکانی در کانال بررسی شده است و اگر در زاویه ی مرکزی ۹۰ درجه موقعیت های دیگری انتخاب می شدند امکان تغییر نتایج وجود داشت و احتمالاً با افزایش تعداد پروفیل های سرعت طولی در این مقطع، مدل LES جواب بهتری می داد.

نتیجه گیری

برای بررسی مدل های عددی آشفتگی جریان و مقایسه ی نتایج آنها با داده های واقعی، از داده های یک آبراهه با پیچ تند و توپوگرافی توسعه یافته استفاده گردید. مطالعات آزمایشگاهی بر روی فلومی با شعاع انحنای ۱/۷ متر و با زاویه ی مرکزی ۱۹۳ درجه انجام شده است. جریان ۶۳ لیتر بر ثانیه بر روی ر سوبات با قطر ۲ میلی متر اجرا شد که پس از این که توپوگرافی کاملاً توسعه یافت، برای انجام اندازه گیری ها ر سوبات منجمد شد. برای تعیین الگوی جریان به وسیله ی مدل های آشفتگی از نرم افزار فلوئنت و گمبیت استفاده گردید و مدل های آشفتگی RSM و LES مورد بررسی قرار گرفتند. بررسی ها نشان داد که هر دو مدل تا حدودی الگوی کلی جریان را پیش بینی کرده اند اما بخش های مهم جریان به وسیله ی مدل RSM به خوبی پیش بینی نشده بود. مدل RSM نتوانسته بود منطقه ی جداشدگی جریان را به صورت مناسبی پیش بینی کند و به جای موقعیت زاویه ی ۷۵ درجه، زاویه ی ۸۵ درجه را به عنوان منطقه ی جداشدگی پیش بینی کرده است. اما مدل LES موقعیت این ناحیه را به صورت مناسبی پیش بینی کرد. هم چنین در پیش بینی موقعیت هسته ییشینه ی سرعت طولی، مناسب ترین پیش بینی برای مدل LES بوده است. در سرعت عرضی متوسط گیری

مقدار خطای چهار پروفیل سرعت طولی انتخاب شده از هر مقطع عرضی، تعیین گردیده و سپس متوسط خطای آنها مشخص شده است. به طور مثال، خطای مدل LES در مقطع عرضی صفر درجه و موقعیت n1.35، ۲/۱ درصد می باشد. هم چنین متوسط خطای سرعت طولی در مقطع ورودی برای پیش بینی مدل LES، ۴/۵ درصد است که کمتر از خطای مدل RSM می باشد. n نشان دهنده ی جهت شعاعی می باشد. به طور مثال n1.35 به معنای فاصله ی ۱/۳۵ متری از مرکز پیچ می باشد و با توجه به این که دیواره ی داخلی با مرکز پیچ ۱/۰۵ متر فاصله دارد، n1.35 نشان دهنده ی موقعیت ۰/۳ متری از دیوار داخلی می باشد. هم چنین n1.7 نشان دهنده ی فاصله ۱/۷ متری از مرکز پیچ می باشد و موقعیت آن خط مرکزی کانال است. n2.05 موقعیت ۰/۳ متری از دیواره ی خارجی و n2.2 موقعیت ۰/۱۵ متری از دیواره ی خارجی را نشان می دهد.

جدول ۲ درصد اختلاف بین مقادیر پیش بینی شده و اندازه گیری

شده پروفیل سرعت طولی

زاویه مرکزی (درجه)	مدل	n1.35	n1.7	n2.05	n2.2	میانگین
۰	LES	۲/۱	۸/۲	۷/۳	۰/۴	۴/۵
	RSM	۰/۴	۱۱/۲	۱۱/۴	۶/۲	۷/۳
۳۰	LES	۱۲/۶	۵/۶	۵/۱	۴/۱	۶/۹
	RSM	۱۲/۲	۱۲	۹/۸	۵/۸	۱۰
۶۰	LES	----	۱۳	۰/۴	۹/۶	۷/۷
	RSM	----	۱۳	۱۱	۱۷	۱۳/۷
۹۰	LES	----	۹/۷	۸/۷	۱۹	۱۲/۵
	RSM	----	۱۰	۲/۹	۹/۶	۷/۵
۱۲۰	LES	۸/۴	۱۹	۱/۷	۱/۸	۷/۷
	RSM	۲۰	۶	۱۰	۴/۷	۱۰/۲
۱۵۰	LES	۱۲	۸	۱۳	۴/۸	۹/۵
	RSM	۱۶	۱۹	۱۲	۸/۲	۱۳/۸
۱۸۰	LES	۴/۴	۱۱/۵	۵	۶/۵	۶/۹
	RSM	۲۵	۷/۵	۵/۷	۳/۷	۱۰/۵

بر طبق جدول (۲) مدل LES با ۷/۹ درصد خطای میانگین کل مقاطع عرضی مقایسه شده، بهترین نتایج را

تشکر و قدردانی

این پژوهش از محل طرح پژوهشی داخلی دانشگاه اراک با موضوع «بررسی مدل‌های آشفتگی در پیچ رودخانه با کمک نرم افزار FLUENT» تامین اعتبار شده است. نویسندگان بر خود لازم می‌دانند که از معاونت پژوهشی و فناوری دانشگاه اراک قدردانی نمایند.

شده در عمق نیز، مدل LES تغییر جهت جریان عرضی و موقعیت آن را بهتر پیش‌بینی کرده است. نهایتاً خطای میانگین میزان اختلاف بین پروفیل‌های پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده برای مدل LES کمتر از ۸ درصد به‌دست آمد و این مدل دارای کمترین میزان خطا در پیش‌بینی بوده‌است.

مراجع

- Shettar, A.S., and Murthy, K.K., "A numerical study of division of flow in open channels", *Journal of Hydraulic Research*, Delft, The Netherlands, Vol. 34, No. 5, pp. 651-675, (1996).
- صفرزاده گندشمین، ا.، و صالحی نیشابوری، ع.ا.، "مطالعه‌ی عددی الگوی جریان آشفته و بررسی کیفی انتقال رسوب و فرسایش در آبگیری جانبی از رودخانه"، مجله‌ی فنی و مهندسی مدرس، شماره‌ی ۲۵، صص. ۱۸-۱، (۱۳۸۵).
- امید بیگی، م.ع.، "مطالعه‌ی آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی سه‌بعدی الگوی جریان در آبگیری جانبی از رودخانه در حضور صفحات مستغرق"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی کشاورزی، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۸).
- شاملو، ح.، و پیرزاده، ب.، "بررسی اثرات پارامترهای هندسی و هیدرولیکی بر ابعاد ناحیه‌ی جدایی جریان در آبگیرهای جانبی به‌کمک نرم‌افزار فلونت"، نشریه‌ی مهندسی عمران و نقشه‌برداری، صص. ۴۸۷-۴۹۵، (۱۳۸۹).
- Han, S.S., "Characteristics of flow around 90 open channel bends", PhD. Thesis. Dept. of Building, Civil and Environmental Engineering, Concordia University, Montreal, Quebec, (2010).
- van Balen, W., Uijttewaalt, W.S.J., and Blanckaert, K., "Large eddy simulation of a mildly curved open-channel flow", *J. Fluid Mech.*, Vol. 630, pp. 413-442, (2009).
- Booij, R., "Measurements and large eddy simulations of the flows in some curved flumes", *J. Turbulence*, Vol. 4, No. 1, pp. 8-16, (2003).
- Dargahi, B., "Three-dimensional flow modelling and sediment transport in the river Klarälven", *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 29, No. 7, pp. 821- 852, (2004).
- Kang, H., and Choi, S., "Reynolds stress modelling of rectangular open-channel flow", *Intl. J. Num. Meth. Fluids*, Vol. 51, No. 11, pp. 1319-1334, (2006).
- Khosronejad, A., Rennie, C.D., Neyshabouri, S.A.A.S., and Townsend, R.D., "3D numerical modeling of flow and sediment transport in laboratory channel bends", *J. Hydraulic Eng.*, Vol. 133, No. 10, pp. 1123-1134, (2007).
- Fluent Inc., "FLUENT 6.3 User's Guide", Lebanon, New Hampshire, United States of America, (2006).
- Van Rijn, L.C., "Sediment transport, part 1: bed load transport", *J. Hydr. Eng.*, Vol. 110, No. 10, pp. 1431-1456, (1984).
- Montazeri, M., and Hashemi, R., "3D numerical simulation of supercritical flow in bends of channel", *International conference on mechanical Engineering*, Dubai, (2012).

بررسی تغییرات طول مؤثر صفحات مثلثی شکل بر الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری در قوس ملایم ۹۰ درجه*

محمد بهرامی یاراحمدی^(۱) محمود شفاعی بجهستان^(۲)

چکیده استفاده از سازه‌های اصلاح الگوی جریان در قوس‌ها از جمله روش‌های کنترل فرسایش در قوس‌ها محسوب می‌شود. صفحات مثلثی (سرریزهای مثلثی) از جمله این سازه‌ها می‌باشند که نسبت به دیگر سازه‌های اصلاح‌کننده‌ی الگوی جریان مانند آب‌شکن، عمق آب‌شستگی کمتری ایجاد می‌کنند. با توجه به این‌که اطلاعات اندکی در رابطه با الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری اطراف صفحات مثلثی شکل وجود دارد بنابراین در این تحقیق به بررسی تغییرات طول مؤثر سازه بر الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری در قوس ملایم ۹۰ درجه پرداخته شده است. لذا در این تحقیق صفحه‌ی مثلثی شکل به‌ازای طول‌های مؤثر مختلف (۲۳/۳، ۱۷/۵، ۱۴ و ۱۰ سانتی‌متر) و تحت شرایط هیدرولیکی متفاوت (اعداد فرود ۰/۱۹۴، ۰/۲۱۴، ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳) مورد آزمایش قرار گرفت. در همه آزمایش‌ها تک‌صفحه‌ی مثلثی شکل با زاویه‌ی ۳۰ درجه نسبت به ساحل بالادست و در موقعیت بیشترین عمق آب‌شستگی قوس ۹۰ درجه‌ی ملایم یعنی زاویه‌ی ۷۲ درجه نصب گردید. عمق جریان در تمام آزمایش‌ها ثابت و برابر ۱۳ سانتی‌متر بوده است. در انتهای هر آزمایش توپوگرافی بستر برداشت گردید و با توجه به آن هندسه‌ی چاله‌ی فرسایشی و پوشته‌ی رسوب‌گذاری تعیین گردید. نتایج این تحقیق نشان دادند که با کاهش طول مؤثر، حداکثر عمق آب‌شستگی کاهش می‌یابد. در اعداد فرود ۰/۱۹۴ و ۰/۲۱۴ روند تغییرات کمتر از اعداد فرود ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳ است؛ به‌گونه‌ای که در اعداد فرود بالا اثر طول مؤثر بر حداکثر عمق آب‌شستگی اندک می‌باشد. رسوبات فرسایش یافته در راستای محور سازه توسط جریان نزدیک بستر به طرف ساحل بیرونی منتقل می‌شوند. نتایج نشان دادند که در عدد فرود ۰/۲۳۳ فاصله‌ی شروع رسوب‌گذاری از ابتدای سازه در طول مؤثر یک‌هفتم عرض مجرا حدود ۰/۸ برابر طول مؤثر و در عدد فرود ۰/۲۵۳ در طول‌های مؤثر یک‌پنجم و یک‌هفتم عرض مجرا به‌ترتیب حدود ۱ و ۲ برابر طول مؤثر سازه می‌باشد. از دیگر نتایج این تحقیق این بود که با کاهش طول مؤثر سازه حداقل فاصله‌ی پوشته‌ی رسوب‌گذاری از ساحل بیرونی کاهش می‌یافت. فاصله‌ی پوشته رسوبی از ساحل بیرونی در طول‌های مؤثر یک‌پنجم و یک‌هفتم عرض مجرا اختلاف اندکی با هم دارند و حدود ۲-۱/۵ درصد عرض فلوم می‌باشند.

واژه‌های کلیدی صفحات مثلثی شکل، سرریزهای مثلثی، طول مؤثر صفحه، قوس ملایم ۹۰ درجه، فرسایش و رسوب‌گذاری.

Study of the Effect of Length Variations of Triangular-Shaped Vanes on Erosion and Sedimentation Pattern in a 90° Mild Bend

M. Bahrami Yarahmadi

M. Shafai Bejestan

Abstract Application of structures of flow pattern modification is one of the erosion control methods in bends. Triangular vanes (triangular weirs) are among these structures which provide less scour depth compared to the other techniques such as spur dike. Since little information on erosion and sedimentation pattern around triangular vanes are available, this study was conducted to study the effect of structure effective length variations on erosion and sedimentation pattern. Therefore a triangular vane with different effective lengths (23.3, 17.5, 14 and 10 cm) was tested under different hydraulic conditions (Froude numbers 0.194, 0.214, 0.233 and 0.253). For all experiments, single triangular vane was installed with an angle of 30° relative to the upper bank and outside bend of flume in the 72° location which maximum scour depth is usually occurs. For all tests, flow depth was kept constant equal to 13 cm. At the end of each test bed topography was measured and from that the geometry of scour hole and point bar was measured. The results showed that maximum scour depth has been reduced by reducing of vane effective length. Variations of scour depth for low Froude numbers (0.194 and 0.214) was found to be more than high Froude numbers (0.233 and 0.253). Eroded sediments were transported downstream of vane and accumulated closed to the outer bank. The results showed that, in effective length 10 cm point bar distance from the beginning of vane was almost 0.8 times the effective length of vane for Froude number 0.233 and in effective lengths 14 and 10 cm was respectively, 1 and 2 times the effective length of vane for Froude number 0.253. In addition, minimum point bar distance from the outer bank has been reduced by reducing of vane effective length. For effective lengths of 14 and 10cm the point bar distance from the outer bank was almost 1.5-2 percent width of the flume.

Keywords Triangular-Shaped Vanes, Triangular Weirs, Vane Effective Length, 90° Mild Bend, Scour and Sedimentation.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۵/۱۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۱۲/۳ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانشجوی دکتری سازه‌های آبی، دانشکده‌ی مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز.

(۲) استاد گروه سازه‌های آبی، دانشکده‌ی مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز.

مقدمه

در قوس رودخانه‌ها در اثر نیروی گریز از مرکز، گرادیان فشار جانبی در داخل مقطع به وجود می‌آید. با نزدیک شدن جریان به مرکز قوس، لایه‌های بالایی سطح آب تحت تأثیر نیروی گریز از مرکز به طرف قوس خارجی و لایه‌های پایین تحت تأثیر گرادیان فشار جانبی به سمت قوس داخلی حرکت می‌کنند. این الگوی جریان در قوس را، جریان ثانویه می‌نامند. در اثر تقابل جریان طولی و جریان ثانویه، جریان حلزونی در قوس‌ها تشکیل می‌شود. در الگوی جریان ثانویه به دلیل حرکت رو به پایین جریان در محل ساحل خارجی و برخورد آن به بستر در محل پاشنه‌ی ساحل و تغییر جهت آن، ذرات رسوبی در این مکان تحت تأثیر نیروهای هیدرودینامیک می‌توانند از جا کنده شوند. ذرات کنده شده توسط الگوی جریان حلزونی، به صورت مارپیچی منتقل می‌شوند. با فرسایش پاشنه‌ی ساحل در قوس خارجی، توده‌ی خاک ساحل ناپایدار شده و تخریب می‌شود.

برای تثبیت یا کنترل فرسایش در ساحل خارجی، یا باید ساحل و پاشنه در قوس خارجی با استفاده از مصالح مقاوم به فرسایش پوشش شوند تا بتوانند در مقابل نیروهای هیدرودینامیک وارده مقاومت کنند و یا الگوی جریان به گونه‌ای اصلاح شود که نرخ فرسایش کاهش یابد. سازه‌ی آب شکن از جمله سازه‌هایی است که به طور وسیع در جهت ساماندهی رودخانه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. این سازه با اصلاح الگوی جریان در قوس‌ها، چاله‌ی فرسایشی را از ساحل بیرونی به دماغه‌ی سازه منتقل می‌کند و باعث کنترل فرسایش در قوس خارجی می‌شود. از جمله مشکلات این سازه توسعه‌ی چاله‌ی فرسایشی دماغه‌ی آن می‌باشد که گاهی باعث تخریب سازه می‌شود که در این خصوص می‌توان به آب شکن‌های رودخانه‌ی زنجارود اشاره کرد [۱]. طی سال‌های گذشته تحقیقات زیادی بر روی این سازه در جهت شناخت بیشتر الگوی فرسایش و رسوب گذاری در اطراف آن و کاهش مشکل آب شستگی دماغه صورت گرفته است که می‌توان به

تحقیقات صانعی و همکاران [۲] پیرزاده و شاملو [۳]، وافقی و همکاران [۴]، دهقانی و همکاران [۵]، موسوی و همکاران [۶]، عباس پور و همکاران [۷]، قدسیان و تهرانی [۸] کوتیاری و رانگا راجو [۹]، ژیکانگ و همکاران [۱۰]، قدسیان و وافقی [۱۱]، گو و همکاران [۱۲]، ژانگ و همکاران [۱۳] اشاره کرد. نتایج تحقیقات آنها نشان داد که حداکثر عمق آب شستگی آب شکن‌های L و T شکل نسبت به آب شکن‌های مستطیلی ساده کمتر می‌باشد ولی در همه‌ی آنها حداکثر عمق آب شستگی در بالادست محور سازه رخ می‌دهد که از جهت تخریب و واژگونی سازه مناسب نمی‌باشد در ضمن آب شستگی در دماغه‌ی سازه به صورت وسیع به طرف بالادست و پایین دست سازه گسترده می‌شود و تا ساحل خارجی هم ادامه می‌یابد. علی‌رغم تحقیقات وسیع در خصوص آب شکن ولی تاکنون مشکل آب شستگی دماغه و گسترش آن، به طور کامل حل نشده است. در سال‌های اخیر تحقیقاتی در زمینه‌ی تغییر شکل سازه در داخل و خارج از کشور انجام شده است، که از یک طرف بتوان فرسایش در دماغه‌ی سازه را کاهش داد و از طرف دیگر بتوان کارایی سازه را از جهت اصلاح الگوی جریان و هدایت جریان به طرف مرکز رودخانه حفظ کرد.

عزیزی و همکاران [۱۴] در مطالعه بر روی تأثیر شکل صفحات مستغرق به این نتیجه رسیدند که صفحه‌ی مثلثی شکل نسبت به دیگر اشکال، دارای کمترین عمق آب شستگی است در حالی که میزان قدرت گرداب دنباله دار و یا به عبارتی عملکرد آن، تغییر ناچیزی نسبت به صفحه‌ی معمولی مستطیلی داشته است.

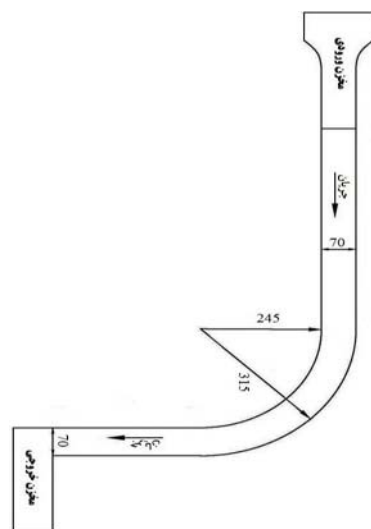
بویان و همکاران [۱۵] نیز با به کار بردن تک صفحه‌ی مثلثی متصل به ساحل در فلویم سینوسی با زوایای ۲۰ و ۳۰ درجه در خصوص اثر ارتفاع آنها بر الگوی فرسایش و رسوب گذاری مطالعاتی انجام دادند. آنها با مقایسه‌ی حداکثر عمق آب شستگی صفحات مثلثی شکل و آب شکن به این نتیجه رسیدند که صفحات مثلثی، عمق آب شستگی کمتری ایجاد می‌کنند.

بیرونی، که همان طول تصویر شده‌ی صفحه می‌باشد) (Effective Length) متفاوت تحت شرایط هیدرولیکی مختلف بررسی شده‌است.

مواد و روش‌ها تجهیزات آزمایشگاهی

برای انجام آزمایش‌ها، از فلوم قوسی ۹۰ درجه با مقطع مستطیلی به عرض ۰/۷ متر، مستقر در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه شهید چمران اهواز و با مشخصات نشان داده شده در شکل (۱) استفاده شد. نسبت شعاع به عرض (R/B) این فلوم ۴ می‌باشد که در گروه قوس‌های ملایم قرار می‌گیرد. آب مورد نیاز از طریق سیستم پمپ مرکزی آزمایشگاه تأمین می‌شود. تنظیم دبی ورودی توسط شیرفلکه‌ی ورودی فلوم و تنظیم سطح آب درون فلوم، توسط دریچه‌ی کشویی انتهای آن انجام می‌شود. میزان دبی ورودی توسط دبی‌سنج اولتراسونیک با دقت $\pm 1\%$ میزان قرائت شده، اندازه‌گیری می‌شود.

مصلح مورد استفاده، ماسه با دانه‌بندی یکنواخت با قطر متوسط (d_{50}) معادل ۱/۵ میلی‌متر و ضریب انحراف استاندارد ($\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$) معادل ۱/۲۲ می‌باشد که به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر روی بستر فلوم گسترده می‌شد و توسط ارابه‌ی مخصوصی متراکم و تراز می‌گردید.



شکل ۱ پلان فلوم قوسی ۹۰ درجه مورد استفاده (در شکل فوق ابعاد بر حسب سانتی‌متر می‌باشند)

بهرامی یاراحمدی و همکاران [۱۶] به بررسی الگوی فرسایش و رسوبگذاری در اطراف تک آب‌شکن و سرریز مثلی و مقایسه‌ی آنها با یکدیگر در قوس‌های ملایم ۹۰ درجه پرداختند. نتایج نشان داد که به‌طور متوسط ماکزیمم عمق آب‌شستگی و حجم رسوب فرسایش‌یافته صفحه‌ی مثلی به ترتیب ۵۰ و ۴۵ درصد نسبت به آب‌شکن کاهش پیدا کرده است.

در تحقیق دیگری بهرامی یاراحمدی و همکاران [۱۷] با مطالعه بر روی تک‌صفحه‌ی مثلی‌شکل در موقعیت ۷۲ درجه قوس نود درجه‌ی توپوگرافی بستر را در شرایطی که طول مؤثر سازه ثابت ولی زاویه‌ی قرارگیری آن متفاوت بود تحت شرایط هیدرولیکی متفاوت بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که زوایای ۲۳ و ۳۰ درجه نسبت به سایر زوایا کمترین عمق و حجم آب‌شستگی را دارند. در ضمن برخلاف سایر زوایا که آب‌شستگی دماغه به‌طرف سواحل بالادست و پایین‌دست صفحه گسترده می‌شد در این زوایا چاله‌ی آب‌شستگی در پایین‌دست محور سازه و به موازات آن صورت می‌گرفت و حداکثر عمق آب‌شستگی در پشت محور سازه رخ می‌داد. از دیگر نتایج تحقیق آنها این بود که رسوبات حاصل از فرسایش در پایین‌دست سازه نهشته شدند و فاصله‌ی پشته‌ی رسوبی از ساحل بیرونی در زوایای ۲۳ و ۳۰ درجه از سایر زوایا کمتر بوده است که این امر در جهت ساحل‌سازی در قوس بیرونی رودخانه می‌تواند بسیار مفید باشد.

نتایج تحقیقات فوق نشان داد که استفاده از صفحات مثلی‌شکل (سرریزهای مثلی) در قوس‌ها علاوه بر این که با اصلاح الگوی جریان در قوس باعث کنترل فرسایش قوس خارجی خواهد شد، عمق و حجم آب‌شستگی در دماغه‌ی آنها نسبت به آب‌شکن‌های مستطیلی کمتر می‌باشد. به‌منظور تکمیل اطلاعات در خصوص کاربرد صفحات مثلی‌شکل، در این مقاله الگوی فرسایش و رسوبگذاری در اطراف صفحات مثلی‌شکل نصب شده در موقعیت ۷۲ درجه قوس ملایم نود درجه با زاویه‌ی ثابت ۳۰ درجه ولی طول‌های مؤثر (فاصله‌ی نوک صفحه در بستر از ساحل

انتهای فلوم کاملاً بسته بود با باز کردن شیر فلکه‌ی ورودی فلوم، جریان به آرامی وارد فلوم می‌شد به گونه‌ای که تغییری در توپوگرافی بستر ایجاد نکند. پس از بالا آمدن سطح آب، جریان به صورت تدریجی به دبی مورد نظر افزایش می‌یافت سپس توسط دریچه‌ی کشویی، عمق جریان در حد مورد نظر تنظیم می‌گشت. پس از پایان یافتن مدت زمان آزمایش، ابتدا دریچه‌ی کشویی به آرامی پایین آورده می‌شد و اجازه داده می‌شد تا جریان فلوم بسته می‌شد و اجازت داده می‌شد تا جریان به صورت تدریجی خارج و بستر فلوم زهکشی شود. پس از زهکشی شدن بستر، توپوگرافی بستر شکل گرفته با استفاده از متر لیزری با دقت ۱ میلی متر برداشت می‌شد.



شکل ۲ نحوه‌ی قرارگیری صفحه‌ی مثلثی شکل در قوس ملایم ۹۰ درجه ($\theta=72^\circ$, $L_e=10\text{ cm}$)

نتایج و بحث

الگوی فرسایش و رسوب گذاری اطراف تک صفحه

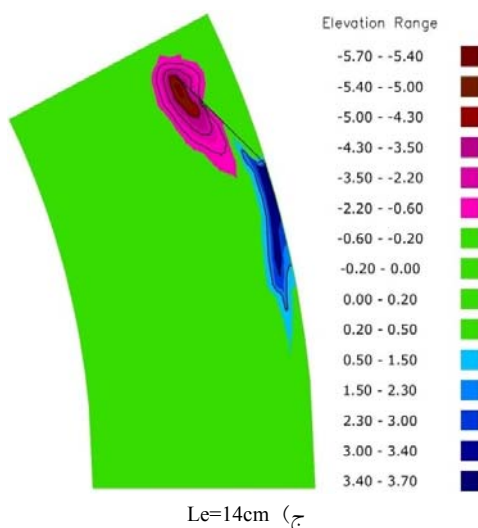
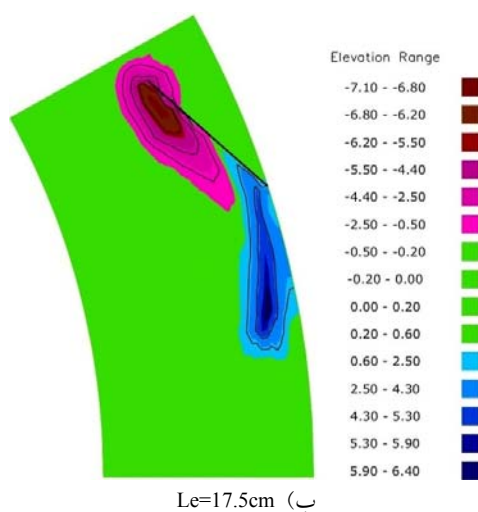
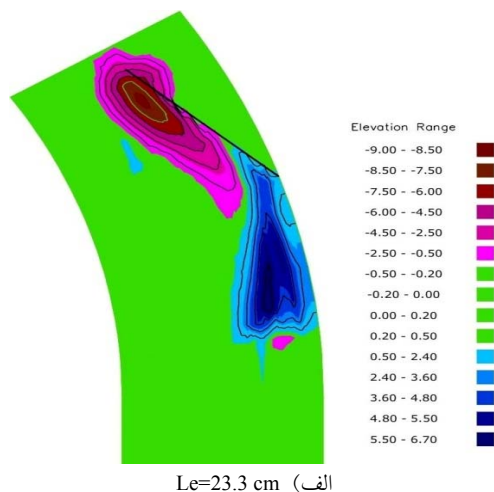
در این تحقیق، توپوگرافی بستر برداشت شده، برای تمام آزمایش‌ها به کمک نرم افزار Civil3D ترسیم و به کمک آن داده‌های مورد نیاز از قبیل ابعاد چاله‌ی فرسایشی و پشته‌ی رسوبی محاسبه گردید. به عنوان نمونه شکل (۳) تغییرات توپوگرافی بستر را برای طول‌های مؤثر مختلف برای عدد فرود ۰/۲۱۴ نشان می‌دهد. همان گونه که از این شکل‌ها مشخص است در بالادست و پایین دست محل پنجه‌ی سازه چاله‌ی فرسایشی تشکیل می‌شود. در بالادست محور سازه به علت برخورد جریان با صفحه، گردابه‌های قائم رو به پایین شکل می‌گیرد که باعث

عمق آب در مسیر مستقیم بالادست قوس در تمام آزمایش‌ها ثابت و برابر ۱۳ سانتی متر بوده است. عمق آب به گونه‌ای انتخاب شد که بالاترین تراز تاج سازه (که چسبیده به ساحل بیرونی است) و تراز آب، یکسان باشند. در تمام آزمایش‌ها از طول‌های مؤثر (فاصله‌ی نوک صفحه در بستر از ساحل بیرونی، که همان طول تصویر شده‌ی صفحه می‌باشد) یک سوم، یک چهارم، یک پنجم و یک هفتم عرض فلوم که معادل ۲۳/۳، ۱۷/۵، ۱۴ و ۱۰ سانتی متر می‌باشند به ازای دبی‌های ۲۰، ۲۲، ۲۴ و ۲۶ لیتر در ثانیه (اعداد فرود ۰/۱۹۴، ۰/۲۱۴، ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳) در شرایط آب زلال استفاده شد. در همه‌ی طول‌های مؤثر زاویه‌ی سازه نسبت به ساحل بالادست ۳۰ درجه بوده است. در این تحقیق چون هدف مقایسه تغییرات توپوگرافی بستر در طول‌های مؤثر و شرایط هیدرولیکی متفاوت می‌باشد بنابراین زمان انجام هر آزمایش ۳ ساعت در نظر گرفته شد [18]. صفحه‌ی مثلثی شکل مورد استفاده در این تحقیق، از جنس پلکسی گلاس و به ضخامت ۵ میلی متر بود. با در نظر گرفتن محدوده‌ی فرسایشی براساس نظر اداره‌ی مهندسی ارتش آمریکا (USACE) و نیز آزمایش‌های اولیه بدون حضور صفحه، محدوده‌ی حداکثر چاله‌ی فرسایش پذیر در قوس تعیین گردید [19]. این محدوده با نتیجه‌ی تحقیقات عباس پور و همکاران [۷] و موسوی و قدسیان [۲۰] در قوس‌های ملایم ۹۰ درجه که محدوده‌ی حداکثر آب شستگی را بین زاویه ۶۰ تا ۹۰ درجه گزارش کرده‌اند هم خوانی دارد.

بنابراین در این مطالعه تک صفحه در موقعیت ۷۲ درجه در قوس خارجی ($\theta=72^\circ$) نصب گردید. در شکل (۲) نحوه‌ی قرارگیری صفحه‌ی مثلثی شکل برای طول مؤثر یک هفتم عرض مجرا (۱۰ cm) در فلوم قوسی ۹۰ درجه قبل از آب شستگی، نشان داده شده است.

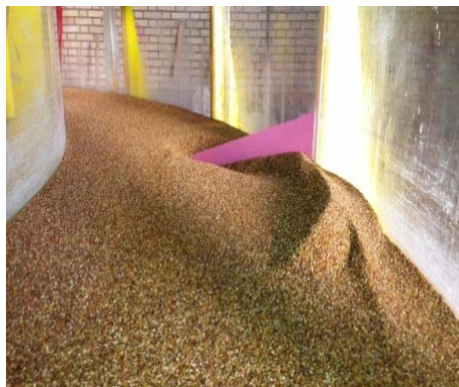
نحوه‌ی انجام آزمایش‌ها

نحوه‌ی انجام هر آزمایش بدین گونه بود که ابتدا صفحه‌ی مثلثی شکل در موقعیت مورد نظر نصب گردید و پس از تسطیح بستر، در حالی که دریچه‌ی کشویی



آب شستگی در بالادست محور سازه می شوند. با کاهش طول مؤثر سازه آب شستگی بالادست محور سازه به ساحل خارجی نزدیک تر می شود. همچنین در هر طول مؤثر نیز با افزایش عدد فرود ابعاد چاله ی فرسایشی بزرگ تر می شود و به ساحل بیرونی نزدیک تر می گردد. در طول های مؤثر یک پنجم و یک هفتم عرض مجرا به ازای اعداد فرود 0.233 و 0.253 چاله ی فرسایشی بالادست محور صفحه تا ساحل بیرونی گسترش یافته است. مشاهدات آزمایشگاهی (با تزریق ماده ی رنگی و استفاده از یونولیت) نشان داد که تک صفحه ی مثالی شکل باعث انحراف جریان از ساحل بیرونی به طرف مرکز فلوم می گردد. در پایین دست محور سازه جریان ثانویه ی پادساعتگرد (خلاف جهت چرخش جریان ثانویه اصلی قوس) به وجود می آید که مانع از برخورد جریان ثانویه ی اصلی قوس (ساعتگرد) و در نتیجه جریان حلزونی به قوس خارجی می شود. در محل برخورد این دو جریان ثانویه، در بستر فرسایش رخ می دهد که باعث به وجود آمدن آب شستگی پایین دست محور سازه می باشد. علاوه بر این جریان عبوری از لبه ی صفحه نیز با برخورد بر بستر در اثر گردابه ای که به وجود می آید باعث فرسایش بستر نیز می شود. همان گونه که مشاهده می شود بیشتر آب شستگی در پایین دست محور سازه و به موازات آن می باشد. در هر طول مؤثر با افزایش عدد فرود چاله ی فرسایشی پایین دست محور سازه بزرگ تر می شود. با کاهش طول مؤثر سازه، چاله ی فرسایشی به محل نصب صفحه در ساحل بیرونی ($\theta = 72^\circ$) و همچنین ساحل بیرونی پایین دست محل نصب صفحه، نزدیک تر می شود به گونه ای که در طول مؤثر یک هفتم عرض مجرا به ازای اعداد فرود 0.233 و 0.253 چاله ی فرسایشی به ساحل بیرونی برخورد کرده است. طول گسترش چاله ی فرسایشی از محل نصب صفحه ($\theta = 72^\circ$) در ساحل بیرونی برای اعداد فرود 0.233 و 0.253 به ترتیب حدود 0.8 و 2 برابر طول مؤثر سازه می باشد.

سازه و نیز محل نصب سازه می شود که در ساماندهی رودخانه ها حائز اهمیت است.

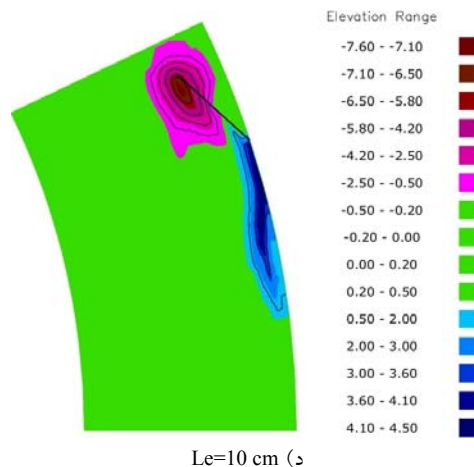


شکل ۴ فرسایش و رسوب گذاری اطراف تک صفحه ای مثلثی به ازای طول مؤثر یک چهارم (۱۷/۵ cm) و عدد فرود ۰/۲۱۴

تغییرات طول مؤثر صفحه

طول های مؤثر یک سوم، یک چهارم، یک پنجم و یک هفتم عرض مجرا در واقع طول های مؤثر اولیه ی صفحه قبل از فرسایش بستر می باشند. با شروع فرسایش در اطراف صفحه، بخشی از صفحه که درون بستر ماسه ای قرار داشت، نمایان می شود و طول مؤثر اولیه (قبل از فرسایش) افزایش می یابد. در شکل (۵) تغییرات طول مؤثر به ازای اعداد فرود مختلف ارائه شده است. محور قائم آن تغییرات طول مؤثر است، که برابر است با اختلاف طول مؤثر نهایی (بعد از فرسایش) و طول مؤثر اولیه (قبل از فرسایش)، و محور افقی آن طول مؤثر اولیه صفحه می باشد.

با دقت در شکل ملاحظه می کنید که در اعداد فرود ۰/۱۹۴ و ۰/۲۱۴ روند تغییرات ملایم می باشد یعنی برای هر کدام از طول های مؤثر مقداری که به طول آنها اضافه می شود تقریباً یکسان است به عنوان مثال به ازای عدد فرود ۰/۱۹۴ در اثر فرسایش به طول های مؤثر یک سوم، یک چهارم، یک پنجم و یک هفتم حدوداً ۲ سانتی متر اضافه می شود. با افزایش عدد فرود روند



Le=10 cm (د)

شکل ۳ تغییرات توپوگرافی بستر در آزمایش های این تحقیق برای عدد فرود ۰/۲۱۴

رسوبات حاصل از فرسایش بستر به وسیله ی جریان نزدیک بستر در یک مسیر غیرمستقیم و به موازات محور سازه حمل می شوند و در ساحل خارجی انباشته می گردند و با حرکت به طرف پایین دست به تدریج از ساحل بیرونی فاصله می گیرند. در همه طول های مؤثر رسوبات در ساحل بیرونی تر سیب پیدا کردند که این امر در پروژه های مربوط به ساحل سازی می تواند مدنظر قرار گیرد.

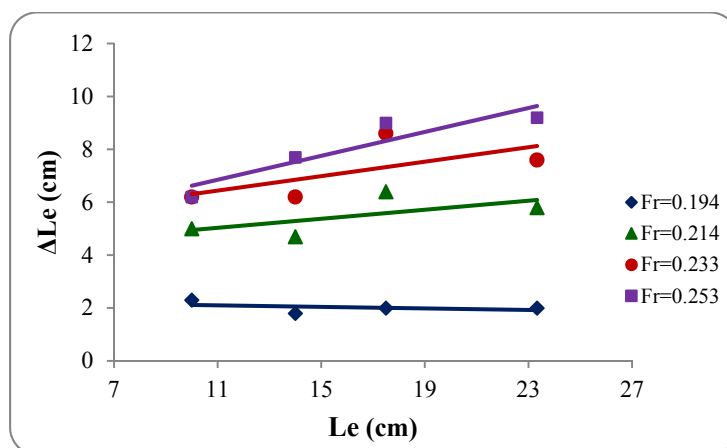
در شکل (۴) نمونه ای از فرسایش و رسوب گذاری اطراف تک صفحه ای مثلثی برای طول مؤثر یک چهارم عرض مجرا (۱۷/۵ سانتی متر) و به ازای عدد فرود ۰/۲۱۴ نشان داده شده است.

نتایج فوق مربوط به تک صفحه بود و در صورتی که این صفحات به صورت سری نصب شوند، توسعه چاله ی فرسایش در محل پنجه به صورت طولی گسترش پیدا خواهد کرد و عملاً خط القعر رودخانه به مناطق میانی رودخانه منتقل می شود که این امر از تخریب ساحل خارجی جلوگیری می کند و ضمناً شرایط لازم را برای ناوبری نیز فراهم خواهد کرد. رسوب گذاری نیز در بین صفحات منجر به ایجاد ساحل جدید و مانع از فرسایش در بالادست محور

طول آن نیز بیشتر می شود به گونه ای که در عدد فرود $0/253$ درصد افزایش طول، طول های مؤثر یک سوم بیش از یک هفتم می باشد بنابراین در اعداد فرود بالا اثر افزایش طول مؤثر بر فرسایش و ابعاد چاله ی فرسایشی، برای طول های مؤثر بالا بیش از طول های مؤثر کم می باشد. نتیجه ای که می توان گرفت این است که هرچقدر طول مؤثر اولیه افزایش یابد، درصد افزایش طول آن بیشتر خواهد بود و طول مؤثر نهایی آن نیز بزرگتر خواهد بود بنابراین فرسایش و ابعاد چاله ی فرسایشی آن نیز بزرگتر خواهد بود. از دیگر نتایج شکل (۵) این است که با افزایش عدد فرود درصد افزایش طول افزایش می یابد البته این افزایش طول به ازای افزایش عدد فرود در طول های مؤثر پایین، کمتر می باشد.

در جدول (۱) درصد افزایش طول مؤثر نسبت به طول مؤثر اولیه برای هر کدام از طول ها به ازای اعداد فرود مختلف ذکر گردیده است.

تغییرات اختلاف طول مؤثر اولیه و نهایی بیشتر می شود به گونه ای که عدد فرود $0/253$ بیشترین روند تغییرات را دارد. به عنوان نمونه در عدد فرود $0/253$ در اثر فرسایش به طول های مؤثر یک سوم و یک هفتم به ترتیب $9/2$ و $6/2$ سانتی متر اضافه شده است. هر چقدر طول مؤثر بیشتر باشد به علت این که تنگ شدگی مقطع بیشتر خواهد بود بنابراین فرسایش و ابعاد چاله ی فرسایشی بزرگتر خواهد بود. در اعداد فرود $0/194$ و $0/214$ به علت این که در هر عدد فرود تقریباً به همگی طول های مؤثر به یک اندازه به طول های مؤثر اولیه اضافه می شود لذا افزایش طول مؤثر در همگی طول ها به یک اندازه بر فرسایش و چاله ی فرسایشی تأثیر خواهد داشت ولی در اعداد فرود بالا چون به یک اندازه به طول های مؤثر اضافه نمی شود بنابراین هر کدام که درصد بیشتری به طول مؤثر آن اضافه شده به همان اندازه بر فرسایش و چاله ی فرسایش تأثیر می گذارند. در این جا این نکته قابل ذکر است که در اعداد فرود بالا هرچقدر طول مؤثر اولیه افزایش یابد درصد افزایش



شکل ۵ تغییرات اختلاف طول مؤثر در مقابل طول مؤثر اولیه ی صفحه برای اعداد فرود مختلف

جدول ۱ درصد افزایش طول مؤثر نسبت به طول مؤثر اولیه به‌ازای طول‌های مؤثر و اعداد فرود مختلف

درصد افزایش	ΔLe (cm)	Fr	Le (cm)	θ
۸/۶	۲	۰/۱۹۴	۲۳/۳۳	۳۰
۲۴/۸۶	۵/۸	۰/۲۱۴	۲۳/۳۳	۳۰
۳۲/۶	۷/۶	۰/۲۳۳	۲۳/۳۳	۳۰
۳۹/۴۳	۹/۲	۰/۲۵۳	۲۳/۳۳	۳۰
۱۱/۴۳	۲	۰/۱۹۴	۱۷/۵	۳۰
۳۶/۶	۶/۴	۰/۲۱۴	۱۷/۵	۳۰
۴۹/۱۴	۸/۶	۰/۲۳۳	۱۷/۵	۳۰
۵۱/۴۳	۹	۰/۲۵۳	۱۷/۵	۳۰
۱۲/۸۶	۱/۸	۰/۱۹۴	۱۴	۳۰
۳۳/۶	۴/۷	۰/۲۱۴	۱۴	۳۰
۴۴/۳	۶/۲	۰/۲۳۳	۱۴	۳۰
۵۵	۷/۷	۰/۲۵۳	۱۴	۳۰
۲۳	۲/۳	۰/۱۹۴	۱۰	۳۰
۵۰	۵	۰/۲۱۴	۱۰	۳۰
۶۲	۶/۲	۰/۲۳۳	۱۰	۳۰
۶۲	۶/۲	۰/۲۵۳	۱۰	۳۰

تغییرات حداکثر عمق آب‌شستگی

آب‌شستگی در اطراف سازه‌هایی که در برابر جریان قرار می‌گیرند اگر بیش از مقدار نفوذ سازه در بستر باشد، باعث واژگونی و تخریب سازه می‌شود بنابراین بررسی حداکثر عمق آب‌شستگی و عوامل مؤثر بر آن بسیار مهم می‌باشد. در شکل (۶) تغییرات حداکثر عمق آب‌شستگی به‌ازای طول‌های مؤثر مختلف ترسیم شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، در همه‌ی طول‌های مؤثر با افزایش عدد فرود، حداکثر عمق آب‌شستگی افزایش می‌یابد. با افزایش دبی جریان به‌ازای عمق ثابت، سرعت جریان و در نتیجه عدد فرود جریان افزایش می‌یابد. در نتیجه تنش برشی و قدرت گردابه‌ها زیاد می‌شود. به همین علت است که با افزایش عدد فرود جریان، حداکثر عمق آب‌شستگی افزایش می‌یابد.

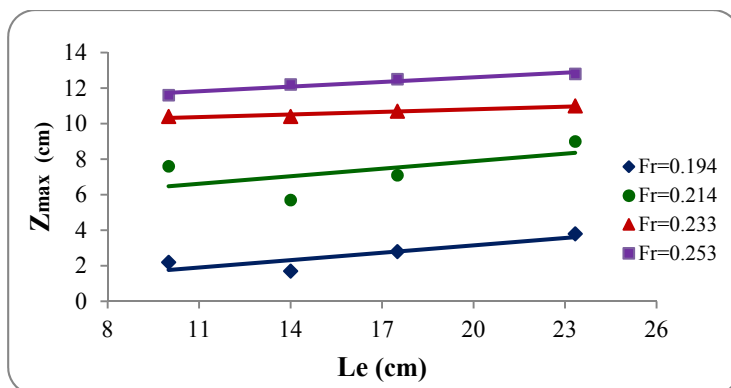
از دیگر نتایج شکل (۶) این است که در همه‌ی اعداد فرود طول مؤثر یک‌سوم عرض مجرا دارای بیشترین عمق آب‌شستگی می‌باشد و با کاهش طول

مؤثر حداکثر عمق آب‌شستگی کاهش می‌یابد. در اعداد فرود ۰/۱۹۴ و ۰/۲۱۴ روند تغییرات بیش از اعداد فرود ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳ می‌باشد یعنی در اعداد فرود ۰/۱۹۴ و ۰/۲۱۴ اثر طول مؤثر بر حداکثر عمق آب‌شستگی بیش از اعداد فرود ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳ می‌باشد. در اعداد فرود ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳ طول مؤثر تأثیر اندکی بر افزایش و یا کاهش حداکثر عمق آب‌شستگی دارد.

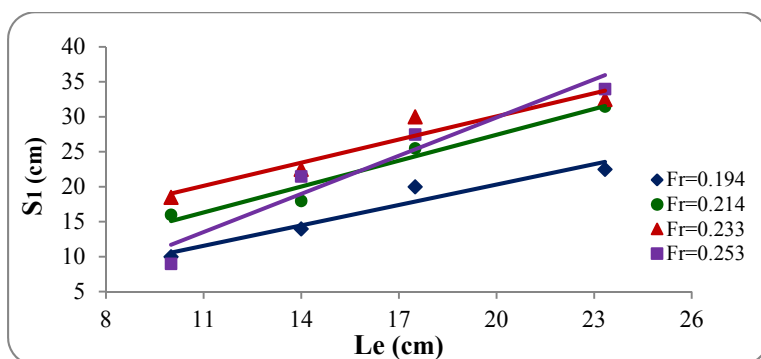
با کاهش طول مؤثر سازه، مقدار تنگ‌شدگی مقطع جریان کاهش می‌یابد بنابراین سرعت جریان و در نتیجه تنش و قدرت گردابه‌ها در مقطع تنگ شده کاهش می‌یابد که نتیجه‌ی آن کاهش حداکثر عمق آب‌شستگی خواهد بود ولی با کاهش طول مؤثر، مقدار شیب تاج سازه افزایش می‌یابد. هرچقدر شیب تاج سازه بیشتر شود قدرت گردابه‌ای که در دماغه سازه تشکیل می‌شود بیشتر می‌شود که نتیجه‌ی آن افزایش حداکثر عمق آب‌شستگی در دماغه‌ی خواهد بود. بنابراین با کاهش طول مؤثر این دو الگوی متفاوت اتفاق خواهند افتاد و روی یکدیگر اثر می‌گذارند. در اعداد فرود بالا اثر این دو الگو روی یکدیگر زیاد است و تقریباً باعث خنثی کردن اثر یکدیگر شده‌اند به همین دلیل تغییرات طول مؤثر که با تغییرات شیب تاج سازه همراه است تأثیر کمی بر افزایش و یا کاهش حداکثر عمق آب‌شستگی دارد. در رابطه با افزایش طول مؤثر در اثر فرسایش، همان‌گونه که ذکر گردید در اعداد فرود پایین تقریباً به یک اندازه به طول‌های مؤثر اضافه می‌شود بنابراین افزایش طول مؤثر اثر یکسانی دارد ولی در اعداد فرود بالا با افزایش طول مؤثر میزان بیشتری به طول مؤثر اضافه می‌شود که می‌تواند به فرسایش بیشتر، کمک کند. ولی آنچه که بر فرسایش و حداکثر عمق فرسایش مؤثر می‌باشد تأثیر دو الگوی طول مؤثر و شیب تاج سازه می‌باشد که در اعداد فرود بالا تقریباً به یک اندازه بر فرسایش اثر می‌گذارند به همین علت تغییرات حداکثر عمق فرسایش کم می‌باشد.

به‌طور متوسط حداکثر عمق آب‌شستگی طول‌های مؤثر یک‌سوم، یک‌چهارم، یک‌پنجم و یک‌هفتم عرض مجرا به‌ترتیب ۰/۴، ۰/۵، ۰/۵۵ و ۰/۸ برابر طول مؤثر

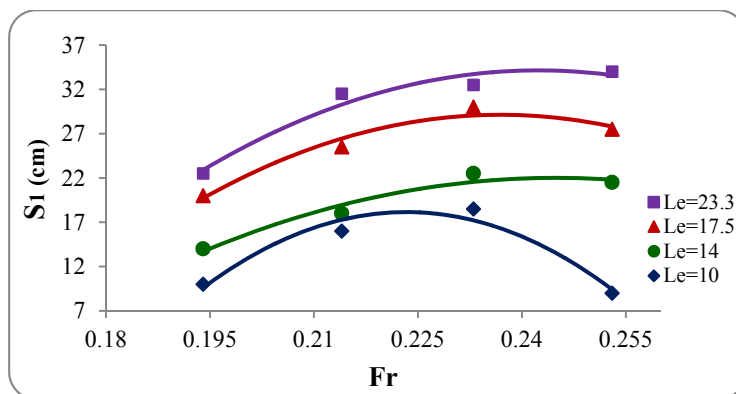
سازه می‌باشد. در ضمن به‌طور متوسط حداکثر عمق آب‌شستگی طول‌های مؤثر یک‌چهارم، یک‌پنجم و یک‌هفتم به‌ترتیب ۸۷، ۷۴ و ۸۲ درصد حداکثر عمق آب‌شستگی طول مؤثر یک‌سوم عرض مجرا می‌باشد.



شکل ۶ تغییرات حداکثر عمق آب‌شستگی در مقابل طول مؤثر صفحه برای اعداد فرود مختلف



شکل ۷ تغییرات فاصله‌ی حداکثر عمق آب‌شستگی از ساحل بیرونی در مقابل طول مؤثر برای اعداد فرود مختلف



شکل ۸ تغییرات فاصله‌ی حداکثر عمق آب‌شستگی از ساحل بیرونی در مقابل اعداد فرود برای طول‌های مؤثر مختلف

به طور متوسط فاصله‌ی حداکثر عمق آب شستگی طول های مؤثر یک سوم، یک چهارم، یک پنجم و یک هفتم عرض مجرا از ساحل بیرونی بین $1/3$ تا $1/5$ برابر طول مؤثر سازه می باشد.

موقعیت پشته‌ی رسوب گذاری شده

در بحث ساماندهی رودخانه‌ها در قوس‌ها، علاوه بر کنترل فرسایش قوس خارجی با استفاده از سازه‌های اصلاح کننده‌ی الگوی جریان و انتقال چاله‌ی فرسایشی از ساحل خارجی به طرف مرکز رودخانه، ایجاد ساحل جدید در قوس خارجی رودخانه (ساحل سازی) می تواند بسیار حائز اهمیت باشد. رسوبات حاصل از فرسایش در پنجه‌ی سازه و نیز رسوباتی که از بالادست به سازه نزدیک می شوند تحت تأثیر الگوی خاص جریان که در اطراف سازه تشکیل می شود در پایین دست آن تر سبب می کنند. فاصله‌ی رسوبات تر سبب یافته از ساحل بیرونی و محل نصب سازه می تواند ملاکی برای تشخیص کارآمدی هر سازه در ایجاد ساحل جدید باشد. تغییر پارامترهای هیدرولیکی جریان و هندسی سازه، بر ابعاد پشته‌ی رسوبی و محل آن نسبت به سازه و ساحل بیرونی تأثیرگذار می باشد.

در صفحات مثلثی شکل به ازای زاویه‌ی 30° درجه، رسوبات حاصل از فرسایش در پنجه‌ی سازه و رسوبات بستر نزدیک شونده از بالادست، در راستای محور سازه توسط جریان نزدیک بستر به طرف ساحل بیرونی انتقال داده می شوند و در نزدیکی ساحل بیرونی و پایین دست صفحه تشکیل پشته‌ی رسوبی می دهند. ابعاد پشته‌ی رسوبی به حجم رسوب فرسایش یافته و نیز بار بستر نزدیک شونده بستگی دارد؛ هر چقدر میزان این رسوبات بیشتر باشد ابعاد پشته رسوبی بزرگ تر می شود.

نتایج نشان داد که شروع رسوب گذاری برای طول های مؤثر یک سوم و یک چهارم عرض مجرا به ازای همه‌ی اعداد فرود، همان محل نصب سازه ($\theta = 72^\circ$) در ساحل بیرونی می باشد. برای طول های مؤثر یک پنجم به ازای اعداد فرود $0/194$ ، $0/214$ و $0/233$

موقعیت حداکثر عمق آب شستگی

موقعیت حداکثر عمق آب شستگی معیاری برای تعیین میزان فاصله‌ی عمیق ترین چاله‌ی فرسایشی نسبت به ساحل خارجی می باشد که مسلماً دورتر بودن آن مزیتی است که باعث ایمن تر شدن ساحل می گردد. از این رو تغییرات فاصله‌ی محل حداکثر عمق آب شستگی نسبت به ساحل بیرونی به ازای طول های مؤثر و اعداد فرود مختلف در اشکال (۷) و (۸) نشان داده شده است. شکل (۷) نشان می دهد که با افزایش طول مؤثر، حداکثر عمق آب شستگی نیز از ساحل دورتر شده است به گونه‌ای که حداکثر عمق آب شستگی در طول مؤثر یک سوم عرض مجرا بیشترین فاصله و در طول مؤثر یک هفتم عرض مجرا کمترین فاصله را از ساحل دارد. روند تغییرات در سه عدد فرود $0/194$ ، $0/214$ و $0/233$ تقریباً یکسان است هر چند که در عدد فرود $0/253$ در برخی از آزمایش های میانی نوساناتی وجود دارد.

موقعیت حداکثر عمق آب شستگی در بیشترین طول مؤثر (طول مؤثر یک سوم عرض مجرا) تقریباً برای اعداد فرود $0/214$ ، $0/233$ و $0/253$ یکسان و برابر حدود 33 سانتی متر می باشد (معادل $1/4$ برابر طول مؤثر سازه) و در عدد فرود $0/194$ مقدار آن حدود 23 سانتی متر (معادل 1 برابر طول مؤثر سازه) است. در سایر طول های مؤثر بیشترین فاصله حداکثر عمق آب شستگی از ساحل بیرونی در عدد فرود $0/233$ رخ داده است.

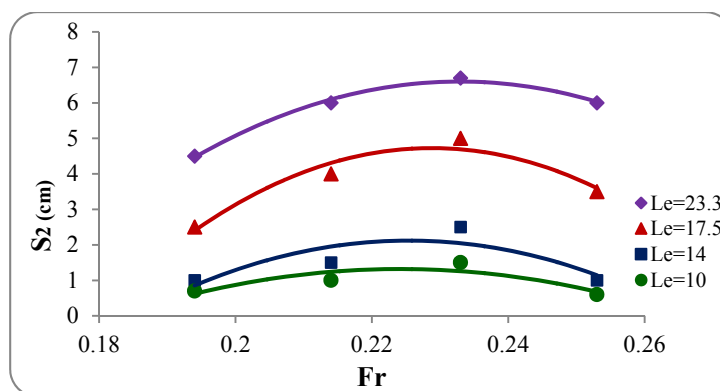
محاسبات نشان داد که در همه‌ی آزمایش ها، حداکثر عمق فرسایش در پایین دست محور سازه (پشت سازه) اتفاق افتاده است بنابراین الگوی جریان اطراف صفحه‌ی مثلثی به گونه‌ای است که حداکثر عمق آب شستگی در پشت محور آن رخ می دهد. با افزایش عدد فرود میزان آب شستگی و طول مؤثر سازه زیاد می گردد بنابراین چاله‌ی فرسایشی در راستای محور سازه به طرف بالادست گسترش می یابد در نتیجه حداکثر عمق فرسایش که در پشت محور سازه تشکیل می شود، از ساحل فاصله می گیرد.

طول‌های مؤثر یک‌سوم و یک‌هفتم عرض مجرا می‌باشد. حرکت رسوبات در زاویه‌ی ۳۰ درجه در یک مسیر غیرمستقیم و به موازات محور سازه و به طرف ساحل بیرونی می‌باشد با کاهش طول مؤثر درواقع فاصله‌ی نوک سازه و محل آب‌شستگی به ساحل بیرونی نزدیکی می‌شود بنابراین تحت شرایط هیدرولیکی یکسان (عدد فرود جریان و در نتیجه قدرت حمل رسوب یکسان باشد) رسوبات فرسایش یافته در طول‌های مؤثر کوچک‌تر، زودتر به ساحل بیرونی می‌رسند و ترسیب می‌یابند به همین دلیل است که فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذار از ساحل بیرونی با کاهش طول مؤثر کاهش می‌یابد. در ضمن نتایج نشان می‌دهد که در همه‌ی طول‌های مؤثر روند تغییرات فاصله‌ی پشته‌ی رسوبی از ساحل بیرونی به‌ازای اعداد فرود مختلف، صعودی نزولی می‌باشد. به‌طوری‌که بیشترین فاصله در عدد فرود ۰/۲۳۳ و کمترین فاصله در عدد فرود ۰/۱۹۴ رخ داده است.

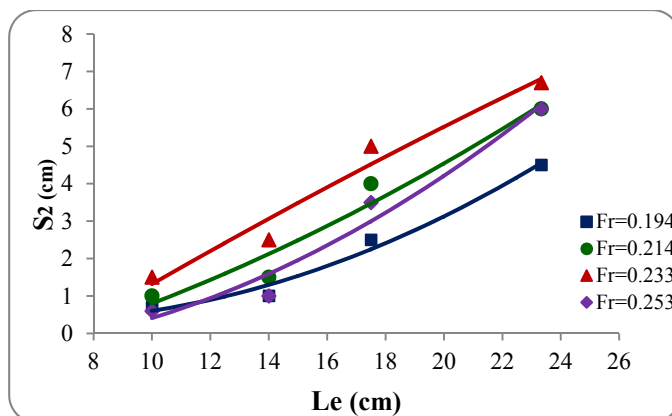
مشاهدات بصری و اندازه‌گیری‌ها نشان داد که حداقل فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذار از ساحل بیرونی، در ابتدای پشته‌ی رسوب‌گذار قرار دارد و با حرکت به‌طرف پایین‌دست فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذاری شده از ساحل بیرونی، به‌تدریج افزایش می‌یابد.

شروع ترسیب رسوبات نیز همان محل نصب سازه ($\theta = 72^\circ$) در ساحل بیرونی می‌باشد ولی در عدد فرود ۰/۲۵۳ شروع رسوب‌گذاری در فاصله‌ی حدود ۱ برابر طول مؤثر (۱۴/۱۴ سانتی‌متر) در پایین‌دست محل نصب سازه می‌باشد. برای طول مؤثر یک‌هفتم عرض مجرا به‌ازای اعداد فرود ۰/۱۹۴ و ۰/۲۱۴ شروع رسوب‌گذاری نیز همان محل نصب سازه در ساحل بیرونی است ولی در اعداد فرود ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳ به‌علت برخورد چاله‌ی فرسایشی پایین‌دست محور سازه با ساحل بیرونی پایین‌دست سازه، فاصله‌ی شروع رسوب‌گذاری از محل نصب سازه در ساحل بیرونی به‌ترتیب حدود ۰/۸ و ۲ برابر طول مؤثر (۷/۷ و ۲۰/۵۷ سانتی‌متر) سازه می‌باشد در واقع چاله‌ی فرسایشی پایین‌دست سازه در اعداد فرود ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳ به اندازه‌ی حدود ۰/۸ و ۲ برابر طول مؤثر سازه تا پایین‌دست سازه در ساحل بیرونی گسترش می‌یابد.

در اشکال (۹) و (۱۰) نمودارهای فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذاری شده بعد از سازه، از ساحل بیرونی به‌ازای اعداد فرود و طول‌های مؤثر مختلف نشان شده‌است. نتایج این نمودارها نشان می‌دهد که در همه‌ی اعداد فرود با کاهش طول مؤثر سازه، فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذار از ساحل بیرونی کاهش می‌یابد به‌گونه‌ای که بیشترین و کمترین فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذار از ساحل بیرونی به‌ترتیب متعلق به



شکل ۹ تغییرات حداقل فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذاری شده‌ی پایین‌دست سازه از ساحل بیرونی در مقابل اعداد فرود برای طول‌های مؤثر مختلف



شکل ۱۰ تغییرات حداقل فاصله‌ی پشت‌پشته‌ی رسوب‌گذاری شده‌ی پایین‌دست سازه از ساحل بیرونی در مقابل طول مؤثر برای اعداد فرود مختلف

محل برخورد دو جریان ثانویه‌ی فوق‌الذکر فرسایشی در بستر رخ داد که با کاهش طول مؤثر مقدار حداکثر عمق فرسایش کاهش یافت. در اعداد فرود ۰/۱۹۴ و ۰/۲۱۴ اثر طول مؤثر بر حداکثر عمق آب‌شستگی بیش از اعداد فرود ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳ بود در واقع در اعداد فرود بالا اثر تغییر طول مؤثر بر تغییرات حداکثر عمق آب‌شستگی اندک می‌باشد. به‌طور متوسط حداکثر عمق آب‌شستگی طول‌های مؤثر یک‌چهارم، یک‌پنجم و یک‌هفتم به‌ترتیب ۸۷، ۷۴ و ۸۲ درصد حداکثر عمق آب‌شستگی طول مؤثر یک سوم عرض مجرا می‌باشد. نتایج نشان داد که با کاهش طول مؤثر فاصله‌ی حداکثر عمق آب‌شستگی از ساحل بیرونی کاهش یافت و به‌طور متوسط فاصله‌ی حداکثر عمق آب‌شستگی طول‌های مؤثر یک‌سوم، یک‌چهارم، یک‌پنجم و یک‌هفتم عرض مجرا از ساحل بیرونی ۱/۵-۱/۳ برابر طول مؤثر سازه بود. رسوبات حاصل از فرسایش توسط جریان نزدیک بستر و به موازات محور سازه به طرف ساحل بیرونی منتقل شدند و به‌صورت پشت‌پشته‌ی رسوبی در پایین‌دست صفحه نهشته شدند. نتایج نشان داد که در طول مؤثر یک‌پنجم عرض مجرا به‌ازای عدد فرود ۰/۲۵۳ شروع رسوب‌گذاری در فاصله‌ی حدود ۱ برابر طول مؤثر (۱۴/۱۴ سانتی‌متر) در پایین‌دست محل نصب سازه می‌باشد. در طول مؤثر یک‌هفتم عرض

به‌طور متوسط فاصله‌ی پشت‌پشته‌ی رسوب‌گذاری شده از ساحل بیرونی طول‌های مؤثر یک‌سوم، یک‌چهارم، یک‌پنجم و یک‌هفتم عرض مجرا به‌ترتیب ۸، ۵، ۲ و ۱/۴ درصد عرض فلوم می‌باشد. همان‌گونه که ملاحظه می‌کنید فاصله‌ی رسوب‌گذاری از ساحل بیرونی برای طول‌های مؤثر یک‌پنجم و یک‌هفتم اختلاف کمی با یکدیگر دارند. به‌طور متوسط فاصله‌ی پشت‌پشته‌ی رسوب‌گذاری شده از ساحل بیرونی طول‌های مؤثر یک‌سوم، یک‌چهارم، یک‌پنجم و یک‌هفتم عرض مجرا به‌ترتیب ۰/۲۵، ۰/۲۱، ۰/۱ و ۰/۱ طول مؤثر سازه می‌باشد.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی تأثیر تغییرات طول مؤثر تک‌صفحه مثلی شکل بر الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری اطراف آن تحت شرایط هیدرولیکی متفاوت در فلوم قوسی ملایم ۹۰ درجه پرداخته شد. مشاهدات نشان داد که تک‌صفحه‌ی مثلی باعث انحراف جریان از ساحل بیرونی به طرف مرکز فلوم شد و با تشکیل جریان ثانویه‌ی پادساعتگرد از برخورد جریان ثانویه‌ی معمول قوس (ساعتگرد) و در نتیجه جریان حلزونی به ساحل بیرونی جلوگیری کرد و بدین طریق از فرسایش ساحل بیرونی جلوگیری می‌کند. در

دوم انجام شده است. بدین وسیله از معاونت پژوهشی دانشگاه شهید چمران اهواز تشکر و قدردانی می شود.

علائم و نشانه‌ها

$B =$ عرض مجرا

d_{84} = اندازه‌ای که ۸۴ درصد وزنی ذرات از آن کوچک‌ترند

d_{50} = اندازه‌ی متوسط مصالح بستر

d_{16} = اندازه‌ای که ۱۶ درصد وزنی ذرات از آن کوچک‌ترند

L_c = طول مؤثر سازه

R = شعاع مرکزی قوس

S_1 = فاصله‌ی حداکثر عمق آب‌شستگی از ساحل بیرونی

S_2 = حداقل فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذاری شده از ساحل بیرونی

Z_{max} = حداکثر عمق آب‌شستگی

F_r = عدد فرود جریان

θ = زاویه‌ی موقعیت قرارگیری سازه در قوس

σ = ضریب انحراف استاندارد رسوبات

مجرا به‌ازای اعداد فرود $0/233$ و $0/253$ به‌علت برخورد چاله‌ی فرسایشی پایین‌دست محور سازه با ساحل بیرونی پایین‌دست سازه، فاصله‌ی شروع رسوب‌گذاری از محل نصب سازه در ساحل بیرونی بترتیب حدود $0/8$ و 2 برابر طول مؤثر $(7/7)$ و $(5/7)$ سانتی‌متر) سازه می‌باشد. در سایر اعداد فرود و نیز در سایر طول‌های مؤثر، شروع رسوب‌گذاری در همان محل نصب سازه در ساحل بیرونی ($\theta = 72^\circ$) می‌باشد. در ضمن نتایج نشان دادند که با کاهش طول مؤثر سازه حداقل فاصله‌ی پشته‌ی رسوبی از ساحل بیرونی کاهش یافت. فاصله‌ی پشته‌ی رسوبی از ساحل بیرونی در طول‌های مؤثر یک‌پنجم و یک‌هفتم عرض مجرا اختلاف اندکی با هم داشتند. به‌طور متوسط فاصله‌ی پشته‌ی رسوب‌گذاری شده از ساحل بیرونی طول‌های مؤثر یک‌سوم، یک‌چهارم، یک‌پنجم و یک‌هفتم عرض مجرا به‌ترتیب $0/25$ ، $0/21$ ، $0/1$ و $0/1$ برابر طول مؤثر سازه بود.

تشکر و قدردانی

این تحقیق با حمایت مالی از محل پژوهانه‌ی نویسنده‌ی

مراجع

۱. حسینی، ا.، حبیبی، م.، و صابری، ا.، "ارزیابی فنی و اقتصادی اپی‌های احداث شده بر روی رودخانه‌ی زنجانرود"، طرح تحقیقاتی، پژوهشکده‌ی حفاظت خاک و آبخیزداری، تهران، شماره‌ی ثبت ۲۶/۸۳، (۱۳۸۳).
۲. صانعی، م.، بنی‌هاشمی، م.ع.، و قربان‌خانی، ح.، "بررسی آزمایشگاهی اثر تنگ‌شدگی و زاویه در کاهش آب‌شستگی اولین آب‌شکن"، پنجمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه شهید باهنر، کرمان، ص ۱۰۸۹-۱۰۹۷، (۱۳۸۴).
۳. پیرزاده، ب.، و شاملو، ح.، "شبیه‌سازی عددی اثر زاویه‌ی استقرار آب‌شکن بر طول ناحیه‌ی جدایی جریان پشت آن"، هشتمین سمینار بین‌المللی مهندسی رودخانه، دانشگاه شهید چمران اهواز، (۱۳۸۸).
۴. واقفی، م.، قدسیان، م.، و صالحی‌نیشابوری، ع.ا.، "بررسی تغییرات زمانی آب‌شستگی اطراف آب‌شکن T شکل در قوس ۹۰ درجه"، دانشکده‌ی علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان، مجله‌ی پژوهش‌های حفاظت آب و خاک، جلد شانزدهم، شماره‌ی اول، ص ۱۰۵-۷۹، (۱۳۸۸).
۵. دهقانی، ا.ا.، برزعلی، م.، فضل‌اولی، ر.، ضیاء تبارحمدی، م.، "مطالعه‌ی آزمایشگاهی آب‌شستگی موضعی اطراف سری آب‌شکن‌های L شکل"، مجله‌ی پژوهش‌های حفاظت آب و خاک، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان، جلد شانزدهم، شماره‌ی سوم، ص ۱۶۲-۱۴۱، (۱۳۸۸).
۶. موسوی، ب.، صانعی، م.، سلاجقه، ع.، و معتمد‌وزیری، ب.، "بررسی آزمایشگاهی تأثیر موقعیت آب‌شکن در کاهش فرسایش کناره‌ی رودخانه"، نهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۹).

۷. عباس پور، م.، واقفی، م.، و قدسیان، م.، "بررسی اثر نسبت استغراق آب شکن های T شکل مستقر در قوس ۹۰ درجه بر توپوگرافی بستر"، نهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۹).
8. Ghodsian, M., and Tehrani, A., "Scour Around Groins", *International Journal of Sediment Research*, Vol.16, N.1, PP. 60-68, (2001).
9. Kothiyari, U. C., and Ranga Raju, K. G., "Scour around spur-dikes and bridge abutments", *Journal of Hydraulic Research*, Vol.39, pp. 367-374, (2001).
10. Zhicong, C., Pengfei, H., and Xiang, D., "Turbulence intensity measurement in the backflow region around a spur dike", *Journal of Tsinghua Univ(Sci&Tech)*, Vol.12, PP. 2053-2056, (2008).
11. Ghodsian, M., and Vaghefi, M., "Experimental study on scour and flow field in a scour hole around a T-shape spur dike in a 90 bend", *International Journal of Sediment Research*, Elsevier, Vol. 24, N. 2, PP.145-158, (2009).
12. Gu, Z. P., Akahori, R., and Ikeda, S., "Study on the transport of suspended sediment in an open channel flow with permeable spur dikes", *International Journal of Sediment Research*, Vol. 26, Issue. 1, PP. 96-111, (2011).
13. Zhang, H., Nakagawa, H., and Mizutani, H., "Bed morphology and grain size characteristics around a spur dyke", *International Journal of Sediment Research*, Vol. 27, Issue. 2, PP. 141-157, (2012).
۱۴. عزیزی، ر.، شفاعی بجستان، م.، قمشی، م.، و موسوی جهرمی، ح.، "تأثیر شکل صفحه‌ی مستغرق بر آب شستگی موضعی و الگوی رسوب‌گذاری در کانال‌های آبرفتی"، مجله‌ی دانش آب و خاک، دانشگاه تبریز، جلد ۲۲، شماره‌ی ۲، ص ۶۷-۷۸، (۱۳۹۱).
15. Bhuiyan, F., Hey, R. D., and Wormleaton, P. R., "Bank-Attached Vanes for Bank Erosion Control and Restoration of River Meanders", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 136, No. 9, PP. 583-596. (2010).
۱۶. بهرامی یاراحمدی، م.، شفاعی بجستان، م.، موسوی جهرمی، ح.، "مقایسه‌ی عملکرد سازه‌های اصلاح‌کننده‌ی الگوی جریان در قوس‌ها"، کنفرانس بین‌المللی عمران معماری و توسعه‌ی پایداری شهری، تبریز، (۱۳۹۲).
۱۷. بهرامی یاراحمدی، م.، شفاعی بجستان، م.، دوستکام، م.، و زرگرزاده، س.، "مطالعه‌ی جابه‌جایی چاله‌ی فرسایشی در قوس ملایم ۹۰ درجه با حضور صفحات مثلثی شکل"، دوازدهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشگاه تهران، (۱۳۹۲).
18. Johnson, P. A., Hey, R. D., Tessier, M., and Rosgen, D. L., "Use of vanes for control of scour at vertical wall abutments", *J. Hydraul. Eng.*, Vol.127, N. 9, PP. 772-778, (2001).
19. Lagasse, P. F., Zevenbergen, L. W., Schall, J. D., Cooper, P. E., "Bridge scour and stream instability countermeasures", Rep. No. FHWA-NH1-01-003, Hydraulic Engineering Circular N° 23(HEC-23), 2nd Ed., Office of Bridge Technology, Federal Highway Administration, Washington, D.C, (2001).
۲۰. موسوی، ک.، و قدسیان، م.، "بررسی آزمایشگاهی تأثیر انحنای نسبی کانال بر آب شستگی بستر در خم ۹۰ درجه"، مجله‌ی علمی پژوهشی عمران مدرس، دوره‌ی دهم، شماره‌ی ۲، ص ۱۴۴-۱۳۵، (۱۳۸۹).

ارائه یک روش فرا ابتکاری مؤثر برای زمان‌بندی پروژه با حالت‌های چندگانه*

محمدحسن سبط^(۱) محمدرضا افشار^(۲) یعقوب علیپوری^(۳)

چکیده در این مقاله، الگوریتم دسته‌ی پرندگان کاملاً آگاه (FIPS) برای حل مسأله‌ی زمان‌بندی پروژه، تحت محدودیت منابع و محدودیت‌های پیش‌نیازی در حالت چندگانه (MRCPSP)، با هدف حداقل نمودن زمان پروژه پیشنهاد شده است. در FIPS پیشنهادی، روش نمایش کلید تصادفی و روش نمایش لیست حالات اجرایی مربوط در جهت کدگذاری استفاده می‌گردد و برای رمزگشایی نیز، از روش تولید زمان‌بندی سری چندحالتی، کمک گرفته خواهد شد. به‌ویژه، تابع تناسب جدیدی برای کاهش زمان محاسبات برنامه و انحراف متوسط ارائه می‌شود. مجموعه‌های پایه و شناخته‌شده‌ی کتابخانه مسائل زمان‌بندی پروژه‌ها (PSPLIB) به منظور آزمایش الگوریتم FIPS پیشنهادی به‌کار گرفته شده‌اند که نتایج محاسباتی حاصل از آن و مقایسات انجام شده، کارآمدی الگوریتم پیشنهادی را نشان می‌دهد.

واژه‌های کلیدی زمان‌بندی پروژه‌ها در حالت چندگانه، محدودیت منابع، الگوریتم دسته‌ی پرندگان کاملاً آگاه، روش نمایش کلید تصادفی.

An Efficient Meta-heuristic Algorithm for Project Scheduling With Multiple Modes

M. H. Seb M. R. Afshar Y. Alipouri

Abstract In this paper, a Fully Informed Particle Swarm (FIPS) algorithm is proposed for solving the Multi-mode Resource-Constrained Project Scheduling Problem (MRCPSP) with minimization of project makespan as the objective subject to resource and precedence constraints. In the proposed FIPS, A random key and the related mode list (ML) representation scheme are used as encoding schemes and the multi-mode serial schedule generation scheme (MSSGS) is considered as the decoding procedure. In particular, a new fitness function which reduces the average deviation from optimality and CPU-time is presented. Comparing the results of the proposed FIPS with other approaches using the well-known benchmark sets in PSPLIB validate the effectiveness of the proposed algorithm to solve the MRCPSP.

Keywords Multi-mode Resource Constrained Project Scheduling Problem, Precedence Constraints, Resource Constraints, Fully Informed Particle Swarm (FIPS) Algorithm, Random Key Representation.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۷/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۱/۲۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانشیار، دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

(۲) کارشناس ارشد مهندسی و مدیریت ساخت، دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

(۳) دانشجوی دکتری مهندسی و مدیریت ساخت، دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

مقدمه

در زمان‌بندی پروژه به روش مسیر بحرانی (CPM) محدودیت منابع به‌وضوح در نظر گرفته نمی‌شود؛ لذا، یک فعالیت در آن می‌تواند بعد از اتمام فعالیت‌های پیش‌نیازی خود آغاز شود. این در حالی است که می‌دانیم وجود محدودیت منابع در تخصیص منابع و زمان‌بندی پروژه اثرگذار است [1]. این موضوع، زمینه‌ساز ایجاد مسأله‌ی زمان‌بندی پروژه با محدودیت منابع (RCPSP) گردید. هدف RCPSP حداقل نمودن زمان پروژه با در نظر گرفتن محدودیت منابع و محدودیت‌های پیش‌نیازی می‌باشد. در RCPSP کلاسیک برای هر فعالیت یک حالت اجرایی با زمان و منابع ثابت در نظر گرفته می‌شود. با توجه به وجود محدودیت منابع، چنین شرایطی (یعنی وجود فقط یک حالت اجرایی برای هر فعالیت) ممکن است سبب تأخیر فعالیت‌ها و بیکاری منابع گردد [2]؛ لذا، در شرایط عملی، در تقسیم منابع محدود بین فعالیت‌های متعدد، برای هر فعالیت چندین حالت اجرایی با زمان و مقداری متفاوت از منابع در نظر گرفته می‌شود، که برای زمان‌بندی آن بایستی از مسأله‌ی زمان‌بندی پروژه با محدودیت منابع در حالت چندگانه (MRCPSP) استفاده نمود. MRCPSP در صنعت ساخت بسیار کاربردی می‌باشد. برای مثال، به‌منظور انجام فعالیت‌هایی نظیر بتن‌ریزی یا آروماتوربافی ممکن است به تجهیزات یا کارگران یکسان در یک زمان نیاز داشته باشیم. در ضمن بعضی از فعالیت‌های ساخت نظیر فعالیت‌های یکسان برای طبقات مختلف در ساختمان‌های بلندمرتبه، عملیاتی تکراری می‌باشند که ممکن است به‌طور هم‌زمان آغاز شده و به تجهیزات و کارگران یکسان نیاز داشته باشند. در این موارد با توجه به ناکافی بودن منابع مورد نیاز در یک زمان، ترکیبات مختلفی از مقدار منابع، به‌منظور شروع این فعالیت‌ها در نظر گرفته می‌شود، که هر ترکیب یک حالت اجرایی نامیده می‌شود و زمان مربوط به خود را دارا می‌باشد [2].

هدف از حل MRCPSP یافتن یک حالت اجرایی و یک زمان شروع برای هر فعالیت به‌گونه‌ای است که زمان پروژه حداقل گردد و محدودیت‌های پیش‌نیازی و منابع رعایت گردند.

سه روش دقیق، ابتکاری و فرا ابتکاری برای حل MRCPSP وجود دارد که روش‌های فرا ابتکاری بهترین روش‌های موجود می‌باشند [3] و [4]. در ادبیات موضوع، روش‌های فرا ابتکاری زیادی برای حل MRCPSP به‌کار گرفته شده‌اند [7-12]. یکی از تکنیک‌های جدید بهینه‌سازی شبیه‌سازی رفتار گروهی مخلوقات طبیعی است که PSO یکی از آنهاست. کندی و ابرهارت PSO را به‌کمک شبیه‌سازی هجوم پرندگان پیشنهاد نمودند. هدف این هجوم یافتن غذا می‌باشد که یک تابع هدف خاص را بهینه‌سازی می‌نماید [13]. یکی از مؤثرترین الگوریتم‌های بهینه‌سازی دسته‌ی پرندگان که تاکنون ارائه شده‌است، دسته‌ی پرندگان کاملاً آگاه (FISP) می‌باشد. در این مقاله الگوریتم FIPS مؤثری برای حل MRCPSP پیشنهاد می‌شود.

توصیف مسأله

عموماً مسأله‌ی MRCPSP به این صورت بیان می‌شود که در MRCPSP، هر پروژه $J+2$ فعالیت دارد و برای هر فعالیت چندین حالت اجرا با زمان و منابع مشخص پیش‌بینی می‌شود. یک فعالیت j ($j=0, \dots, J+1$) که در حالت اجرایی m ($m=1, \dots, M_j$) آغاز می‌شود باید در همان حالت اجرایی و بدون جدایش پایان پذیرد [14]. فعالیت‌های شروع و پایان پروژه، فعالیت‌های مجازی با زمان صفر و بدون احتیاج به منابع در نظر گرفته می‌شوند. این فعالیت‌ها به‌ترتیب 0 و $J+1$ امین فعالیت پروژه می‌باشند. بین بعضی از فعالیت‌ها روابط پیش‌نیازی وجود دارد. در این پژوهش، این روابط از نوع پایان-شروع و بدون وقفه در نظر گرفته شده‌اند. برای هر پروژه، دو دسته از منابع که شامل منابع تجدیدپذیر و ناپذیر می‌باشد در نظر گرفته می‌شود، که موجودیت منبع تجدیدپذیر k ($k=1, \dots, R$) و موجودیت

بهترین راه حل یافت شده تا تکرار t به وسیله ذره i می باشد (p_k ذره ای در همسایگی ذره i است) و X_i^t جایگاه فعلی ذره i در تکرار t را نمایش می دهد. همان طور که در معادله (۱) مشاهده می شود قانون به روزرسانی سرعت شامل دو نوع بردار می باشد. بردار اول، سرعت قبلی ذره را نمایش می دهد که وظیفه ی آن، ایجاد تنوع در فضای جستجو می باشد. این تنوع بایستی کنترل شود، برای این منظور، در این مقاله، ممان اینرسی کاهنده استفاده شده است که در بردار اول قانون به روزرسانی سرعت ضرب می شود (رابطه ی ۲).

$$w^t = \frac{w_{\max}^t - t}{w_{\max}^t} (w_{\max} - w_{\min}) + w_{\min} \quad (3)$$

در معادله ی (۳)، $w_{\max}$ وزن اولیه، $w_{\min}$ وزن نهایی، $w_{\max}^t$ حداکثر تکرار الگوریتم و t تعداد تکرار فعلی را نمایش می دهد.

به کمک بردار دوم، هر ذره تلاش می کند تا به بهترین موقعیت همسایه هایش هم گرا شود. در این بردار، برای هر ذره ϕ_i ، ϕ مطابق معادله ی (۴) توزیع می شود.

$$\phi_m = \frac{\phi}{N_i} \quad \forall p_m \in N_i \quad (4)$$

که N_i مجموعه افرادی هستند که در همسایگی ذره i تعریف شده اند. ارتباطات همسایگی توسط مفهوم توپولوژی جمعیت تعریف می شود که با توجه به نوع توپولوژی، به وسیله ی گراف دیکته می شود. شایان ذکر است که این ارتباطات مستقل از جایگاه های تعریف شده به وسیله ی ذرات هستند.

مندز و همکاران پنج توپولوژی مختلف را در قانون به روزرسانی سرعت FIPS مورد آزمایش قرار دادند و نشان دادند که در توپولوژی با ارتباط کمتر، FIPS عملکرد بهتری از خود نمایش می دهد.

هم چنین مارکو و استاتزل در سال ۲۰۰۸ نشان دادند که وقتی از توپولوژی با ارتباط کامل استفاده می شود، ناحیه ی جستجو نزدیک مرکز جرم دسته قرار می گیرد [15] و [16]. این مسأله سبب می شود تا

منبع تجدیدنپذیر l ($l=1, \dots, N$) به ترتیب R_k و N_l می باشند. اگر فعالیت z با حالت اجرایی m انجام شود زمان، مقدار منابع تجدیدنپذیر مورد نیاز آن از نوع k و مقدار منابع تجدیدنپذیر مورد نیاز آن از نوع l به ترتیب با d_{jlm} ، r_{jmk} و n_{jml} نمایش داده می شود. هدف MRCPSP، تحت شرایط عنوان شده، اختصاص یک زمان شروع و یک حالت اجرایی به هر فعالیت است به گونه ای که زمان پروژه حداقل گردد.

الگوریتم دسته ی پرندگان کاملاً آگاه

الگوریتم دسته ی پرندگان کاملاً آگاه به وسیله ی مندز و همکاران در سال ۲۰۰۴ ارائه شد. استراتژی FIPS و PSO ی متداول برای یافتن غذا متفاوت می باشد. در FIPS، یک ذره از اطلاعات همه ی همسایه هایش استفاده می نماید، در حالی که در PSO ی متعارف، آن ذره فقط از اطلاعات بهترین ذره در همسایگی اش استفاده می نماید [15]. چهارچوب عمومی FIPS بدین صورت است که یک ذره در فضای n بعدی در نظر گرفته می شود (در PSO هر راه حل یک ذره نامیده می شود). در این فضا، جایگاه هر ذره i در تکرار t با $V_i^t = \{X_{i1}^t, X_{i2}^t, \dots, X_{in}^t\}$ و هم چنین سرعتش با $\{V_{i1}^t, V_{i2}^t, \dots, V_{in}^t\}$ نمایش داده می شود. پس از تولید شرایط اولیه برای هر ذره (شامل نقطه ی جستجو و سرعت اولیه) جایگاه آن ذره از یک تکرار به تکرار بعد، براساس معادلات (۱) و (۲) به روزرسانی می شود.

$$V_i^{t+1} = V_i^t + \sum_{p_m \in N_i} \phi_k U_k^t (pb_k^t - X_i^t) \quad (1)$$

$$X_i^{t+1} = X_i^t + V_i^{t+1} \quad (2)$$

که V_i^t سرعت ذره i در تکرار t را نمایش می دهد، ϕ_k مجموع ضرایب شتاب است که به طور یکنواخت در بین همسایه های یک ذره توزیع شده است، U_k^t برداری به طول راه حل می باشد که اعدادش به طور تصادفی در بازه ی صفر و یک تولید می شوند (این بردار در هر تکرار تولید می شود). pb_k^t جایگاه

فعالیت‌ها به ترتیب با $X_i^t = \{x_{i1}^t, x_{i2}^t, \dots, x_{in}^t\}$ و $V_i^t = \{v_{i1}^t, v_{i2}^t, \dots, v_{in}^t\}$ نمایش داده می‌شود. به‌طور مشابه جایگاه و سرعت ذره‌ی i مربوط به لیست حالت اجرایی به ترتیب با $M_i^t = \{m_{i1}^t, \dots, m_{in}^t\}$ و $VM_i^t = \{vm_{i1}^t, \dots, vm_{in}^t\}$ نمایش داده می‌شود. به‌منظور ساده‌سازی در این پژوهش، هر ذره‌ی i با دو بردار λ و μ $i = (\lambda, \mu)$ نمایش داده می‌شود که λ و μ به ترتیب RK و ML می‌باشند.

تولید شرایط اولیه (جایگاه‌ها و سرعت‌ها)

تولید تصادفی جمعیت اولیه، به فضای جستجو تنوع می‌بخشد و به یافتن مناطق امیدوارکننده کمک می‌نماید. بنابراین در این پژوهش جایگاه‌های اولیه‌ی هر ذره‌ی i مربوط به RK و ML به‌طور تصادفی و به ترتیب در بازه‌ی $[0, 1]$ و $[1, M_i]$ ایجاد می‌شوند (M_i شمار حالت‌های اجرایی که برای فعالیت i در نظر گرفته شده، می‌باشد). در فرآیند تکامل جمعیت، اگر هر مؤلفه از جایگاه‌ها، کوچک‌تر از حد پایین مرزی و بزرگ‌تر از حد بالای مرزی مربوط شوند؛ آن‌گاه، آن مقدار به نزدیک‌ترین مقدار مرزی تغییر می‌یابد. به‌علاوه، اگر مقادیر اعشاری جهت هر یک از مؤلفه‌های ML به‌دست آید از آن جزء صحیح گرفته می‌شود.

مقادیر اولیه‌ی بردارهای سرعت مربوط به RK و ML به‌طور تصادفی در بازه‌ی $[-V_{max}, V_{max}]$ تولید می‌شوند که V_{max} حداکثر مقداری است که می‌توان به هر مؤلفه‌ی سرعت اختصاص یابد.

تابع تناسب

ارزیابی یک کروموزوم برای تکامل یک جمعیت توسط تابع تناسب انجام می‌شود. در ادبیات MRCPSP تاکنون چندین تابع تناسب تعریف شده‌اند که تابع تناسب لوا و همکاران آخرین آنها می‌باشد (معادله‌ی ۱) [7]. در این تابع تناسب راه‌حل‌های نشدنی با $ERR(\mu)$ مجازات می‌شوند.

احتمال هم‌گرایی به نقطه‌ی بهینه محلی افزایش یابد. از طرفی دیگر، ایشان نشان دادند که در ارتباط توپولوژیکی کمتر به دلیل جستجوی هم‌زمان در نواحی مختلف، احتمال یافتن راه حل بهینه‌ی جهانی افزایش می‌یابد. از این‌رو، براساس ملاحظات عنوان‌شده، در مطالعه‌ی حاضر از توپولوژی حلقه استفاده می‌شود.

روش نمایش راه حل‌ها (کدگذاری)

در ادبیات RCPSPP روش نمایش کلید تصادفی و لیست تقدم از محبوبیت بیشتری برخوردارند. در روش نمایش لیست تقدم، جایگاه هر فعالیت اولویت نسبی آن‌را برای زمان‌بندی تعیین می‌نماید، اما در روش نمایش کلید تصادفی، مقادیر اولویت، این وظیفه را قبل می‌نمایند. برخلاف روش نمایش توالی فعالیت‌ها (AL)، در روش نمایش کلید تصادفی (RK) همه‌ی افراد یک زمان‌بندی پیش‌نیازی شدنی را نشان می‌دهند و همه‌ی مسائل مرتبط با شدنی شدن پیش‌نیازی به قسمت ارزیابی تابع تناسب انتقال می‌یابد. بنابراین، در این پژوهش تصمیم گرفته شد، تا از شیوه‌ی نمایش کلید تصادفی، برای تعیین اولویت فعالیت‌ها برای زمان‌بندی استفاده شود. هم‌چنین برای اختصاص حالت‌های اجرایی به هر یک از فعالیت‌ها، از لیست حالت‌های اجرایی (ML) کمک گرفته شد؛ از این‌رو، روش نمایش مطابق زیر بیان می‌شود:

دو جایگاه مستقل برای هر ذره در دو فضای n بعدی متفاوت در نظر گرفته می‌شود، فضای اول برای یافتن ترکیب بهینه‌ی اولویت فعالیت‌ها و فضای دوم برای یافتن ترکیب بهینه‌ی حالت‌های اجرایی به‌کار گرفته می‌شود. برای این منظور در فضای اول، جایگاه اول هر ذره، اولویت فعالیت‌ها را برای زمان‌بندی تعیین می‌نماید و در فضای دوم، جایگاه دوم هر ذره، لیست حالت اجرایی مرتبط را نمایش می‌دهد که در هر تکرار براساس معادلات (۱) و (۲) به‌صورت هم‌زمان به‌روز می‌شوند.

جایگاه و سرعت ذره‌ی i مربوط به اولویت

$$f(I) = \begin{cases} 1 - \frac{T - \text{mak}(I)}{T}, & \text{if } \text{ERR}(\mu) = 0 \\ 1 + \frac{\text{mak}(I)}{T} + \text{ERR}(\mu), & \text{otherwise} \end{cases} \quad (V)$$

که در این رابطه، T جمع بیشترین زمان همه‌ی فعالیت‌هاست و سایر پارامترها همانند رابطه‌ی (۵) می‌باشند. انتظار می‌رود که زمان محاسبات مربوط به تابع تناسب پیشنهادی نسبت به تابع تناسب لوا و همکاران (۲۰۰۹) کمتر باشد؛ چرا که از طرفی تعداد محاسبات تابع تناسب پیشنهادی یکی کمتر از تابع تناسب لوا و همکاران می‌باشد و از طرف دیگر زمان محاسبات min_CP بیشتر از T می‌باشد.

در ادامه‌ی این بخش از انحراف متوسط و زمان محاسبات برنامه برای اثبات برتری تابع تناسب پیشنهادی استفاده می‌شود. برای این منظور نمونه‌های استاندارد J10، J12، J14، J16، J18 و J20 از کتابخانه‌ی مسائل زمان‌بندی پروژه‌ها انتخاب شده‌اند. معیار توقف لحاظ شده، ۵۰۰۰ زمان‌بندی تولیدی می‌باشد.

همان‌طور که انتظار می‌رفت و جدول (۱) نیز نشان می‌دهد، زمان اجرای برنامه با استفاده از تابع تناسب پیشنهادی کوچک‌تر و یا مساوی، نسبت به زمانی است که از تابع تناسب لوا و همکاران استفاده می‌شود. به‌علاوه انحراف متوسط‌های به‌دست آمده نشان می‌دهد که در همه‌ی موارد (به‌جز J16) تابع تناسب پیشنهادی این پژوهش، عملکرد بهتری نسبت به تابع تناسب لوا و همکاران (۲۰۰۹) و در نتیجه، عملکرد بهتری نسبت به همه‌ی توابع تناسب پیشنهادی در ادبیات موضوع دارد.

جدول ۱ عملکرد توابع تناسب (معیار توقف لحاظ شده ۵۰۰۰ زمان‌بندی تولیدی می‌باشد)

J10	J12	J14	J16	J18	J20	تابع تناسب	
۰/۰۶	۰/۱۷	۰/۳۰	۰/۳۸	۰/۴۸	۰/۶۶	پژوهش حاضر	انحراف متوسط (%)
۰/۰۶	۰/۱۷	۰/۳۰	۰/۳۷	۰/۴۸	۰/۶۷	لوا و همکاران	
۹۵	۸۷	۷۸	۷۲	۷۰	۶۴	پژوهش حاضر	نرخ بهینه (%)
۹۵	۸۷	۷۸	۷۲	۷۰	۶۴	لوا و همکاران	
۰/۰۷	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۱۵	۰/۱۶	۰/۱۷	پژوهش حاضر	زمان اجرا (ثانیه)
۰/۰۶	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۱۶	۰/۱۷	۰/۱۸	لوا و همکاران	

$$f(i) = \begin{cases} 1 - \frac{\text{max_mak}(P) - \text{mak}(i)}{\text{max_mak}(P)}, & \text{if } \text{ERR}(\mu) = 0 \\ 1 + \frac{\text{mak}(i) - \text{min_CP}}{\text{mak}(i)} + \text{ERR}(\mu), & \text{otherwise} \end{cases} \quad (5)$$

$$\text{ERR}(\mu) = \sum_{l=1}^N \max \left\{ 0, \frac{\sum_{j=1}^J n_{jml} - N_l}{N_l} \right\} \quad (6)$$

که در این رابطه، $\text{mak}(i)$ زمان پروژه‌ی مربوط به راه حل i می‌باشد، $\text{max_mak}(P)$ بیشترین زمان پروژه‌ی مربوط به افراد جمعیت جاری می‌باشد، min_CP مسیر بحرانی پروژه است که با توجه به حداقل زمان هر یک از فعالیت‌ها محاسبه می‌شود و $\text{ERR}(\mu)$ درجه‌ی نشدنی بودن راه حل i را نمایش می‌دهد. شایان ذکر است که $\text{ERR}(\mu)$ با توجه به رابطه‌ی (۶) محاسبه می‌شود.

لوا و همکاران (۲۰۰۹) اثبات کردند که در شرایط یکسان محاسباتی، تابع تناسب پیشنهادی ایشان، در مقابل سایر توابع تناسب ادبیات موضوع، انحراف متوسط بهتری دارد [7]. به هر جهت، واضح است که با توجه به محاسبه‌ی مسیر بحرانی شبکه‌ی پروژه در تابع تناسب لوا و همکاران (۲۰۰۹)، زمان محاسبات برنامه افزایش خواهد یافت. لذا، در این پژوهش، تابع تناسب زیر (معادله‌ی ۷) جهت رفع این نقص ارائه می‌شود.

روش تولید زمان‌بندی (فرآیند رمزگشایی)

روش تولید زمان‌بندی یک روش مؤثر برای تبدیل یک راه حل RCPSP به زمان‌بندی می‌باشد. در ادبیات موضوع، دو نوع روش تولید زمان‌بندی وجود دارد: روش تولید زمان‌بندی سری و روش تولید زمان‌بندی موازی.

از آن‌جا که کولیش اثبات نمود که با استفاده از روش تولید زمان‌بندی موازی، گاهی اوقات رسیدن به جواب بهینه غیرممکن است، در این پژوهش از روش تولید زمان‌بندی سری استفاده می‌شود [17]. در MRCPSP به دلیل وجود منابع تجدیدناپذیر، روش تولید زمان‌بندی سری بایستی اصلاح شود. در واقع، دو مسأله‌ی مهم بایستی در نظر گرفته شوند: نخست، تبدیل راه حل‌های نشدنی به شدنی تا جایی که ممکن باشد و دوم، استفاده کامل از منابع تجدیدناپذیر در راه حل‌های شدنی. به منظور پیاده‌سازی این دو هدف، از فرآیند مقابله با راه حل‌های شدنی و نشدنی کمک گرفته می‌شود. این فرآیندها روش تولید زمان‌بندی سری را به روش تولید زمان‌بندی سری چندحالتی (MSSGS) گسترش می‌دهند.

فرآیند مقابله با راه حل‌های نشدنی. در مواجهه با راه حل‌های نشدنی، بهترین تکنیک کاربرد فرآیند ترمیم برای بهبود برخی از آنها می‌باشد [13]. از این‌رو، در این مقاله بعد از تولید جمعیت اولیه، فرآیند مقابله با راه حل‌های نشدنی برای تبدیل راه حل‌های نشدنی به شدنی آغاز می‌شود. این فرآیند به هر کدام از راه حل‌های نشدنی به‌طور جداگانه اعمال می‌شود. در این فرآیند یک فعالیت به‌طور تصادفی انتخاب می‌شود و حالت اجرایی آن به حالت اجرایی جدیدی تغییر می‌یابد؛ اگر با این تغییر ERR کاهش یافت، حالت اجرایی جدید جایگزین قبلی می‌شود. این فرآیند تا زمانی که به یک مقدار مشخص از پیش تعیین‌شده برسیم ادامه می‌یابد. پس از انجام فرآیند عنوان‌شده، فقط راه‌حل‌های شدنی اجازه‌ی ورود به تکرار پیش‌رو-

پس‌روی چندحالتی را (MM-FBI) (که در ادامه توصیف می‌شود) خواهند داشت. فرآیند مقابله با راه حل‌های شدنی در MM-FBI شرح داده خواهد شد.

فرآیند تکرار پیش‌رو- پس‌روی چند حالتی (MM-FBI). در RCPSP تکرار پیش‌رو-پس‌رو (FBI) یک تکنیک مؤثر برای بهبود کیفیت راه حل‌ها می‌باشد [18]. این ایده، به‌وسیله‌ی لوا و همکاران (۲۰۰۹) برای MRCPSP به نام فرآیند تکرار پیش‌رو- پس‌روی چندحالتی (MM-FBI) گسترش یافت [7]. این روش با استفاده از فرآیند بهبود حالت اجرایی، زمان پایان هر فعالیت را در هر نقطه‌ی تصمیم از زمان‌بندی جزئی، بدون تغییر حالات اجرایی و تأخیر سایر فعالیت‌ها، کاهش می‌دهد [11].

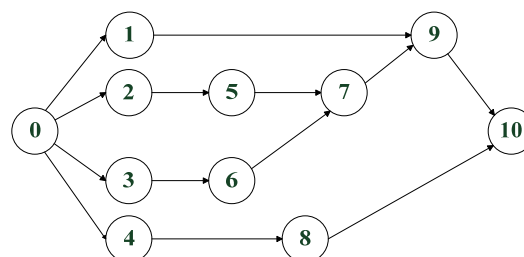
نقطه‌ضعف فرآیند MM-FBI این است که فعالیت‌هایی که زودتر زمان‌بندی می‌شوند شانس بیشتری برای استفاده از منابع تجدیدناپذیر دارند. برای غلبه بر این نقطه‌ضعف، در ادبیات موضوع فرآیند بهبود حالت اجرایی به‌طور تصادفی فقط به برخی از فعالیت‌ها اعمال می‌شود. در این فرآیند ابتدا برای تک تک فعالیت‌های یک راه حل یک عدد تصادفی بین صفر و یک تولید می‌شود. اگر عدد تصادفی مربوط به هر فعالیت از یک مرز (SGS_Pper) که معمولاً ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود) کمتر شود فرآیند بهبود حالت اجرایی به آن فعالیت اعمال می‌شود. بدین ترتیب به ۷۰ درصد فعالیت‌ها (در SGS_Pper=0.7) این فرآیند اعمال خواهد شد. برای روشن‌تر شدن مسأله به مثال زیر توجه نمایید.

برای مثال یک پروژه با یازده فعالیت (شامل دو فعالیت مجازی)، یک نوع منبع تجدیدپذیر و یک نوع منبع تجدیدناپذیر را در نظر بگیرید. در این پروژه هر فعالیت دو حالت اجرایی دارد. فعالیت‌های شروع و پایان، فعالیت‌های مجازی با یک حالت اجرایی، زمان صفر و بدون احتیاج به منابع می‌باشند. در پروژه‌ی مذکور موجودیت منابع تجدیدپذیر و ناپذیر به ترتیب ۲

و ۲۸ می‌باشد. اطلاعات تکمیلی و محدودیت‌های پیش‌نیازی این پروژه به‌ترتیب در جدول (۲) و شکل (۱) قابل مشاهده می‌باشد.

جدول ۲ اطلاعات فعالیت‌های پروژه مثال MRCPSP

شماره فعالیت	حالت اجرایی ۱			حالت اجرایی ۲		
	rj3k	nj3l	d3j	rj2k	nj2l	d2j
۱	۲	۴	۲	۱	۲	۳
۲	۱	۵	۲	۱	۲	۴
۳	۱	۳	۲	۱	۱	۳
۴	۱	۲	۱	۱	۱	۲
۵	۲	۵	۲	۲	۳	۴
۶	۲	۴	۲	۱	۳	۳
۷	۱	۲	۱	۲	۱	۲
۸	۱	۳	۱	۱	۲	۳
۹	۴	۳	۱	۱	۱	۶



شکل ۱ شبکه پروژه برای مثال MRCPSP

در این قسمت پژوهش، یک گام از MM-FBI پیاده‌سازی می‌شود. فرض کنید که لیست اولویت فعالیت‌ها (λ) و لیست حالات اجرایی (μ) یک راه حل شدنی برای پروژه‌ی فوق‌الذکر مطابق زیر باشد.

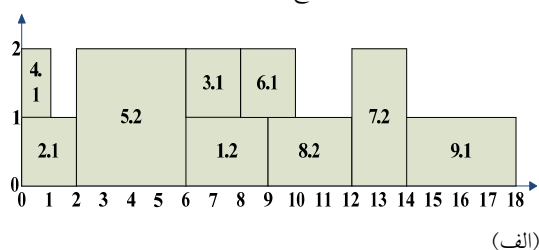
$$\lambda = (0, 0/65, 0/9, 0/55, 0/8, 0/75, 0/5, 0/4, 0/45, 0/35, 0)$$

$$\mu = (1, 1, 1, 2, 2, 1, 1, 2, 2, 1, 1)$$

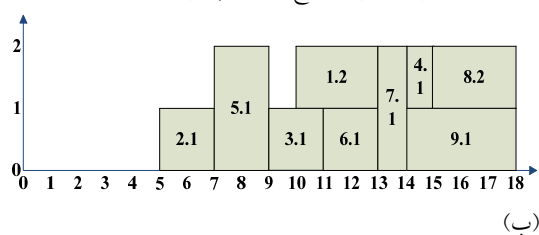
گراف منابع مربوط به راه حل بالا، با استفاده از فرآیند SSGS در شکل «۲-الف» نمایش داده شده است (۳,۱) به معنای فعالیت ۳ با حالت اجرایی ۱

می‌باشد). MM-FBI با زمان‌بندی پس‌رو روی زمان‌بندی موجود آغاز می‌شود. برای این منظور، زمان پایان فعالیت‌ها در زمان‌بندی موجود به عنوان اولویت فعالیت‌ها در نظر گرفته می‌شود و فرآیند بهبود حالت اجرایی در طی تولید این زمان‌بندی اعمال می‌شود. فرض کنید که در راه حل بالا، فعالیت‌های ۵ و ۷ به‌طور تصادفی برای اعمال فرآیند بهبود حالت اجرایی در زمان‌بندی پس‌رو انتخاب می‌شوند. همان‌طور که در شکل «۲-ب» مشاهده می‌شود، فرآیند بهبود حالت اجرایی زمان انجام فعالیت ۵ را دو روز و زمان انجام فعالیت ۷ را یک روز کاهش می‌دهد. با این تغییرات میزان مصرف منبع تجدیدناپذیر از ۲۵ به ۲۸ (یعنی موجودیت منبع تجدیدناپذیر) افزایش می‌یابد.

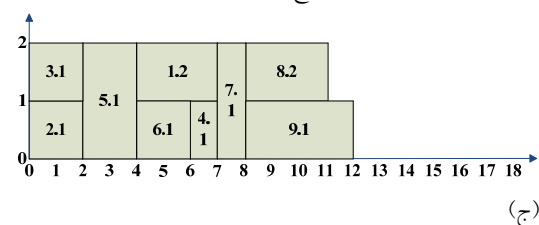
میزان مصرف منابع تجدیدناپذیر = ۲۵ واحد



میزان مصرف منابع تجدیدناپذیر = ۲۸ واحد



میزان مصرف منابع تجدیدناپذیر = ۲۸ واحد



شکل ۲ یک تکرار MM-FBI و میزان مصرف منبع تجدیدناپذیر (NRC؛ الف) زمان‌بندی موجود، ب) زمان‌بندی پس‌رو، ج) زمان‌بندی پیش‌رو

اجرای تعریف‌شده با زمان مشخصی بین ۱ تا ۱۰ واحد زمانی به اجرا درآید. هر نمونه شامل دو نوع منبع تجدیدپذیر و دو نوع منبع تجدیدنپذیر می‌باشد. برای همه‌ی مجموعه‌های عنوان شده، زمان بهینه‌ی نمونه‌های شدنی شناخته شده‌اند.

جدول ۳ نتایج آماری الگوریتم ژنتیک پیشنهادی برای حل مجموعه مسایل پایه (۵۰۰۰ زمان‌بندی تولید شده به‌عنوان معیار توقف لحاظ شده‌است)

مجموعه‌های پایه	راه حل‌های شدنی	انحراف متوسط (%)	نرخ بهینه (%)	زمان اجرای برنامه (ثانیه)
J10	۵۳۶	۰/۰۶	۹۵	۰/۰۷
J12	۵۴۷	۰/۱۷	۸۷	۰/۱۱
J14	۵۵۱	۰/۳۰	۷۸	۰/۱۴
J16	۵۵۰	۰/۳۸	۷۲	۰/۱۵
J18	۵۵۲	۰/۴۸	۷۰	۰/۱۶
J20	۵۵۴	۰/۶۶	۶۴	۰/۱۷

تنظیم پارامترها

بعد از انجام چند آزمایش، اندازه‌ی جمعیت اولیه 2J در نظر گرفته شد. سایر پارامترهای PSO مطابق آنچه در فرایندهای PSO و FIPS توسط محققان مورد استفاده قرار گرفته بودند، تنظیم شدند. بر این اساس، در ممان اینرسی کاهنده، وزن اولیه ۰/۹ و وزن نهایی ۰/۴ لحاظ شد. ϕ ، 1/4 در نظر گرفته شد. مقدار SGS_Pper نیز ۰/۷ لحاظ شد.

مقایسه با سایر الگوریتم‌های موجود

نتایج آماری الگوریتم پیشنهادی در جدول (۳) نمایش داده شده‌است. انحراف متوسط از زمان بهینه، نرخ بهینه (درصد تعداد راه‌حلهایی که دقیقاً به جواب بهینه دست یافته‌اند) و زمان اجرای برنامه برای تولید یک زمان‌بندی (به ثانیه) برای مقایسه استفاده شده‌اند. برای مجموعه‌های J10-J20 مقادیر بهینه‌ی موجود در

یک تکرار MM-FBI با زمان‌بندی پیش‌رو تکمیل می‌شود. برای زمان‌بندی پیش‌رو، زمان آغاز فعالیت‌ها در زمان‌بندی پس‌رو، به‌عنوان اولویت فعالیت‌ها در نظر گرفته می‌شود. اگر موجودیت منبع تجدیدنپذیر به‌طور کامل استفاده نشده باشد، فرآیند بهبود حالت اجرایی در این جهت نیز اعمال می‌شود. در این مثال، چون موجودیت منبع تجدیدنپذیر، در فرآیند پس‌روی بالا به‌طور کامل استفاده شده‌است، فرآیند بهبود حالت اجرایی در فرآیند پیش‌رو اعمال نمی‌شود. پس از اتمام یک تکرار فرآیند MM-FBI زمان پروژه‌ی مثال فوق از ۱۸ به ۱۲ کاهش می‌یابد (شکل «۲-ج» را ببینید). شایان ذکر است که کارایی روش MM-FBI در کاهش زمان پروژه، توسط لوا و همکاران به اثبات رسیده است [7].

نتایج به‌دست آمده از الگوریتم FIPS پیشنهادی

در این بخش با استفاده از نتایج حاصل، عملکرد الگوریتم FIPS پیشنهادی برای حل MRCPSP مورد بررسی قرار می‌گیرد. الگوریتم FIPS پیشنهادی با استفاده از برنامه‌ی مطلب کدنویسی شد و آزمایش‌ها با معیار توقف ۵۰۰۰ زمان‌بندی تولیدی، بر روی کامپیوتر T9300 (پردازشگر ۲٫۵ گیگا هرتز) صورت پذیرفت.

مجموعه‌های مشهور و پایه‌ی J10، J12، J14، J16، J18 و J20 که در <http://129.187.106.231/psplib/> موجود می‌باشند، برای آزمایش الگوریتم FIPS پیشنهادی مورد استفاده قرار گرفتند. این مجموعه‌ها، به‌ترتیب شامل ۱۰، ۱۲، ۱۴، ۱۶، ۱۸ و ۲۰ فعالیت غیرمجازی می‌باشند. هرکدام از این مجموعه‌ها ۶۴۰ نمونه دارند که برخی از آنها نشدنی می‌باشند. بنابراین، آنها از آزمایش‌های این پژوهش حذف شدند. ستون دوم جدول (۳) تعداد راه حل‌های شدنی هر مجموعه را نشان می‌دهد. در هر نمونه، یک فعالیت می‌تواند در یکی از سه حالت

شده است.

مقایسه‌ی مربوط به انحراف از متوسط در جدول (۴) انجام شده است. در این جدول، الگوریتم‌ها با توجه به عملکردشان رتبه‌بندی شده‌اند. همان‌طور که در جدول (۴) دیده می‌شود FIPS پیشنهادی در J10 و J14 رتبه‌ی سوم و در J12 رتبه‌ی چهارم را دارا می‌باشد و در مجموعه‌های J16 تا J20 بعد از VPVGA بهترین عملکرد را دارد. این مسأله نشان می‌دهد که الگوریتم پیشنهادی با افزایش پیچیدگی مسأله عملکرد بهتری از خود نمایش می‌دهد.

در جدول (۵) زمان اجرای برنامه برای تولید یک زمان‌بندی (CPU-time) در الگوریتم FIPS با مقدار مشابه سایر الگوریتم‌ها مقایسه شده است. در مجموعه‌ی J10، CPU-time الگوریتم FIPS بهترین است و در سایر مجموعه‌ها بعد از LHGA بهترین می‌باشد (البته به جز J12). دلیل برتری LHGA استفاده از کامپیوتری با قدرت پردازش بالاتر می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که سرعت FIPS مناسب و قابل قبول می‌باشد.

کتابخانه‌ی مسائل زمان‌بندی پروژه‌ها به‌عنوان پایه‌ای برای محاسبه‌ی انحراف متوسط در نظر گرفته شده‌اند. براساس ملاحظات عنوان‌شده، الگوریتم پیشنهادی، با بهترین الگوریتم‌های موجود در زمینه‌ی MRCPSP نظیر الگوریتم ژنتیک و سیستم هوش مصنوعی پتگهم و ون‌هوک (۲۰۱۰ و ۲۰۰۹) که به ترتیب با VPVGA و VPVAIS نمایش داده می‌شوند [9]، [8]، EDA و SFLA ارائه‌شده به‌وسیله‌ی وانگ و فانگ (۲۰۱۲ و ۲۰۱۱) که به ترتیب با LCEDA و LCSFLA نمایش داده می‌شوند [12]، [11]، الگوریتم ژنتیک ترکیبی لوا و همکاران (۲۰۰۹) که با LHGA نمایش داده می‌شود [7]، الگوریتم تکاملی ترکیبی الومی و فرتمپس (۲۰۱۰) که با EFEA نمایش داده می‌شود [10]، جستجوی ترکیبی پراکنده‌ی رنجبر و همکاران (۲۰۰۹) که با RSS نمایش داده می‌شود [19]، الگوریتم ژنتیک ارائه‌شده توسط آلكارز و همکاران (۲۰۰۳) که با AGA نمایش داده می‌شود [20] و الگوریتم شبیه‌سازی تبرید جوزفسکا و همکاران (۲۰۰۱) که با JSA نمایش داده می‌شود [5]، مقایسه

جدول ۴ انحراف متوسط از راه حل بهینه (۵۰۰۰ زمان‌بندی تولیدشده به‌عنوان معیار توقف لحاظ شده است)

الگوریتم	J20	J18	J16	J14	J12	J10
VPVGA	۰/۵۷	۰/۴۲	۰/۳۲	۰/۲۲	۰/۰۹	۰/۰۱
الگوریتم FIPS پژوهش حاضر	۰/۶۶	۰/۴۸	۰/۳۸	۰/۳۰	۰/۱۷	۰/۰۶
VPVAIS	۰/۷۰	۰/۵۲	۰/۳۹	۰/۲۰	۰/۰۷	۰/۰۲
LHGA	۰/۸۷	۰/۶۳	۰/۴۴	۰/۳۲	۰/۱۷	۰/۰۶
LCEDA	۱/۲۸	۰/۹۰	۰/۵۹	۰/۴۳	۰/۱۴	۰/۱۲
LCSFLA	۱/۴۰	۰/۹۴	۰/۵۸	۰/۴۶	۰/۲۱	۰/۱۰
EFEA	۱/۶۲	۱/۳۰	۰/۹۱	۰/۷۷	۰/۲۴	۰/۱۴
RSS	۱/۶۴	۱/۲۱	۰/۹۵	۰/۸۹	۰/۶۵	۰/۱۸
AGA	۱/۹۱	۱/۴۳	۱/۱۲	۱/۰۰	۰/۷۳	۰/۲۴
JSA	۶/۷۴	۵/۵۲	۴/۰۷	۲/۶۰	۱/۷۳	۱/۱۶

جدول ۵ مقایسه با سایر الگوریتم‌های پیشنهادی، معیار مقایسه= زمان اجرای برنامه (۵۰۰۰ زمان‌بندی تولید شده به‌عنوان معیار توقف لحاظ شده‌است)

الگوریتم	J20	J18	J16	J14	J12	J10
الگوریتم FIPS پژوهش حاضر ^a	۰/۱۷	۰/۱۶	۰/۱۵	۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۰۷
VPVGA ^b	۰/۱۷	۰/۱۶	۰/۱۵	۰/۱۴	۰/۱۳	۰/۱۲
LHGA ^c	۰/۱۵	۰/۱۳	۰/۱۲	۰/۱۱	۰/۱۰	۰/۰۸
LCSFLA ^d	۰/۲۷	۰/۱۹	۰/۱۵	۰/۱۳	۰/۰۹	۰/۰۷
^a T9300 2.5 GHz. ^b Pentium 2.80 GHz. ^c Pentium 3GHz. ^d T7500 2.2 GHz.						

جدول ۶ مقایسه با سایر الگوریتم‌های پیشنهادی، معیار مقایسه: نرخ بهینه (۵۰۰۰ زمان‌بندی تولید شده به‌عنوان معیار توقف لحاظ شده‌است)

الگوریتم	J20	J18	J16	J14	J12	J10
VPVGA	۸۵/۷۴	۸۸/۹۵	۹۲/۰۰	۹۴/۵۶	۹۸/۱۷	۹۹/۶۳
LHGA	۸۰/۳۲	۸۴/۹۶	۹۰/۰۰	۹۲/۹۲	۹۶/۵۳	۹۸/۵۱
LCSFLA	۷۲/۸۴	۷۹/۴۴	۸۶/۴۹	۹۰/۸۶	۹۵/۹۸	۹۷/۹۳
الگوریتم FIPS پژوهش حاضر	۶۴	۷۰	۷۲	۷۸	۸۷	۹۵
JSA	۳۵/۷۰	۴۳/۵۰	۵۴/۷۰	۶۶/۴۰	۸۰/۳۰	۸۵/۶۰

با توجه به قیاس نرخ بهینه در جدول (۶) الگوریتم پیشنهادی FIPS نسبت به سایر الگوریتم‌ها مناسب نمی‌باشد. اما نتایج این الگوریتم نشان می‌دهد که بیشتر راه حل‌های یافت شده نزدیک به راه حل بهینه می‌باشند. برای مثال الگوریتم پیشنهادی روی همه‌ی مسائل J10 به‌خوبی عمل کرده‌است. هم‌چنین، این الگوریتم روی J12، ۹۸٪ مسائل J16، ۹۶٪ مسائل J18، ۹۰٪ مسائل J20 خوب عمل کرده‌است. در پایان، با توجه به مقایسه‌های صورت گرفته، می‌توان نتیجه گرفت که الگوریتم FIPS پیشنهادی بسیار کارآمد می‌باشد.

مطالعه‌ی موردی

در این بخش، زمان‌بندی یک پروژه‌ی عمرانی (یک ساختمان مسکونی دوطبقه) با استفاده از الگوریتم ارائه شده در این پژوهش انجام می‌شود. در این پروژه برای هر فعالیت حداکثر سه حالت اجرایی در نظر گرفته شده‌است. ساختار شکست کار، زمان و منابع مورد نیاز برای هر یک از حالت‌های اجرایی مربوط به

هر فعالیت در جدول (۷) مشخص گردیده‌است. در این جدول d مدت زمان با واحد روز، r_1 تعداد کارگر به نفر، r_2 تعداد استاد کار به نفر و n هزینه‌ی استاد کار به میلیون ریال می‌باشد. روابط پیش‌نیازی بین فعالیت‌ها نیز در جدول (۸) مشخص گردیده‌است. در این مطالعه موردی شرایط زیر حاکم است:

۱- پروژه توسط یک شرکت پیمانکاری انجام خواهد شد که برای اجرای پروژه‌های خود، ده کارگر ساده استخدام نموده‌است و فرض بر این است که کارگر دیگری جذب نمی‌کند (کارگران ساده در هر صورت حقوق ماهیانه خود را دریافت می‌نمایند لذا بایستی حداکثر استفاده از ایشان صورت پذیرد).

۲- کارگران ماهر (استادکار) جزء نیروهای شرکت نیستند و بسته به نیاز فعالیت‌ها به‌صورت روزمزد به کار گرفته می‌شوند (دستمزد هر یک از ایشان به‌طور متوسط ۱,۰۰۰,۰۰۰ ریال نفر-روز می‌باشد).

۳- در این پروژه بودجه‌ی کل در نظر گرفته شده برای استادکاران ۵۱۵,۰۰۰,۰۰۰ ریال می‌باشد.

جدول ۷ اطلاعات فعالیت‌های پروژه‌ی عمرانی مطالعه‌ی موردی

فعالیت‌ها	شماره‌ی فعالیت‌ها	حالت اجرایی ۱				حالت اجرایی ۲				حالت اجرایی ۳			
		d	r ₁	r ₂	n	d	r ₁	r ₂	n	d	r ₁	r ₂	n
خاک‌برداری و تسطیح	۱	۱	۳	۱	۱	-	-	-	-	-	-	-	-
پی‌کنی	۲	۳	۳	۱	۳	-	-	-	-	-	-	-	-
بتن مگر	۳	۱	۲	۱	۱	-	-	-	-	-	-	-	-
قالب‌بندی فونداسیون	۴	۱۰	۲	۲	۲۰	۴	۴	۲	۸	۳	۸	۳	۹
آرماتوربندی فونداسیون	۵	۱۲	۳	۵	۶۰	۴	۸	۷	۲۸	۳	۱۰	۷	۲۱
بتن‌ریزی فونداسیون	۶	۲	۴	۴	۸	۴	۲	۲	۸	۶	۲	۲	۱۲
عمل‌آوری بتن فونداسیون	۷	۳	۰	۰	۰	-	-	-	-	-	-	-	-
آرماتوربندی ستون‌های طبقات	۱۷، ۸ و ۲۶	۵	۲	۱	۵	۲	۴	۲	۴	۸	۱	۱	۸
قالب‌بندی ستون‌های طبقات	۱۸، ۹ و ۲۷	۳	۱	۱	۳	۲	۲	۱	۲	۱	۳	۱	۱
بتن‌ریزی ستون‌های طبقات	۱۹، ۱۰ و ۲۸	۲	۴	۱	۲	۳	۲	۱	۳	۵	۱	۱	۵
عمل‌آوری بتن ستون طبقات	۲۰، ۱۱ و ۲۹	۳	۰	۰	۰	-	-	-	-	-	-	-	-
قالب‌بندی سقف طبقات	۲۱، ۱۲ و ۳۰	۷	۳	۲	۱۴	۳	۶	۳	۹	۲	۷	۳	۶
آرماتوربندی سقف طبقات	۲۲، ۱۳ و ۳۱	۷	۳	۲	۱۴	۳	۵	۳	۹	۲	۶	۳	۶
بتن‌ریزی سقف طبقات	۲۳، ۱۴ و ۳۲	۱	۵	۳	۳	۲	۴	۳	۶	۳	۵	۳	۹
عمل‌آوری بتن سقف طبقات	۲۴، ۱۵ و ۳۳	۳	۰	۰	۰	-	-	-	-	-	-	-	-
حضور پایه‌های اطمینان	۲۵، ۱۶ و ۳۴	۱۴	۰	۰	۰	-	-	-	-	-	-	-	-
دیوارچینی طبقه‌ی همکف (پارکینگ)	۳۵	۳	۵	۲	۶	۱	۷	۲	۲	۵	۲	۲	۱۰
دیوارچینی طبقه‌ی اول - طبقه‌ی دوم	۳۶ و ۳۷	۵	۴	۱	۵	۱	۷	۲	۲	۵	۲	۲	۱۰
نصب چارچوب‌های طبقه‌ی همکف (پارکینگ) - اول - دوم	۳۹، ۳۸ و ۴۰	۳	۱	۱	۳	۲	۲	۱	۲	۱	۳	۱	۱
شیب‌بندی بام	۴۱	۵	۳	۱	۵	۲	۶	۲	۴	۴	۴	۱	۴
عمل‌آوری بام	۴۲	۳	۰	۰	۰	-	-	-	-	-	-	-	-
عایق‌کاری بام	۴۳	۳	۲	۱	۳	۱	۳	۱	۱	۴	۱	۱	۴
لوله‌کشی تأسیسات مکانیکی طبقه‌ی همکف - اول - دوم	۴۴، ۴۵ و ۴۶	۷	۲	۱	۷	۳	۶	۱	۳	۲	۷	۱	۲
کانال‌کشی کولر طبقه‌ی اول - طبقه‌ی دوم	۴۷ و ۴۸	۱۰	۳	۱	۱۰	۵	۶	۲	۱۰	۲	۱	۳	۶
لوله‌کشی برق طبقه‌ی همکف - طبقه‌ی اول - طبقه‌ی دوم	۴۹، ۵۰ و ۵۱	۴	۲	۲	۸	۲	۴	۳	۶	۱	۵	۳	۳
سیم‌کشی برق طبقه‌ی همکف - طبقه‌ی اول - طبقه‌ی دوم	۵۳، ۵۲ و ۵۴	۱۰	۲	۱	۱۰	۵	۴	۲	۱۰	۲	۶	۳	۶
کف‌سازی کف طبقات (طبقه‌ی همکف - اول - دوم)	۵۶، ۵۵ و ۵۷	۴	۲	۱	۴	۵	۱	۱	۵	۳	۱	۱	۳
عایق‌کاری سرویس‌های بهداشتی طبقه‌ی اول - طبقه‌ی دوم	۵۸ و ۵۹	۴	۱	۱	۴	۲	۲	۲	۴	۱	۴	۳	۳
کف‌سازی بام	۶۰	۱۲	۱	۱	۱۲	۶	۲	۲	۱۲	۴	۳	۲	۸
سقف کاذب و رایبیتس‌بندی طبقه‌ی همکف - طبقه‌ی اول - طبقه‌ی دوم	۶۲، ۶۱ و ۶۳	۵	۱	۱	۵	۲	۲	۱	۲	۱	۵	۳	۳
گچ و خاک و قرنیز طبقه‌ی همکف - طبقه‌ی اول - طبقه‌ی دوم	۶۴، ۶۵ و ۶۶	۳	۱	۱	۳	۱	۳	۲	۲	۲	۲	۱	۲
نصب پنجره‌ها و نرده‌ها طبقه‌ی همکف - طبقه‌ی اول - طبقه‌ی دوم	۶۷، ۶۸ و ۶۹	۵	۲	۲	۱۰	۲	۶	۳	۶	۱	۱۰	۵	۵
کاشی‌کاری، سرامیک و نصب کاسه‌ی توالت طبقه‌ی اول	۷۰	۵	۵	۲	۱۰	۲	۱۰	۴	۸	۳	۸	۳	۹
کاشی‌کاری، سرامیک و نصب کاسه‌ی توالت طبقه‌ی دوم	۷۱	۵	۵	۲	۱۰	۲	۱۰	۴	۸	۱۰	۱	۲	۱۰
نازک‌کاری پله‌ها (سنگ‌کاری)	۷۲	۱۵	۴	۲	۳۰	۷	۸	۴	۲۰	۳	۱۰	۶	۱۸

می‌نماید که زمان پروژه حداقل گردد. لذا، خروجی این الگوریتم شامل موارد زیر است:

الف) انتخاب یک حالت اجرایی مناسب برای هر فعالیت (برای این منظور بایستی از حداکثر بودجه‌ی کارگران ماهر استفاده گردد تا زمان پروژه حداقل شود)
 ب) اولویت‌بندی برای تخصیص منابع کارگری ساده (در صورتی که اجرای هم‌زمان فعالیت‌ها با توجه به محدودیت‌های پیش‌نیازی امکان‌پذیر باشد)، این اولویت‌بندی به‌گونه‌ای صورت می‌پذیرد تا زمان پروژه حداقل گردد. برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه‌ی مطالعه‌ی موردی فوق، با استفاده از الگوریتم ارائه‌شده‌ی این پژوهش محاسبه گردید و خروجی آن در جدول (۹) ارائه شده‌است. در این جدول، زمان شروع هر فعالیت و حالت اجرایی منتخب آن فعالیت نمایش داده شده‌است. با توجه به ردیف آخر جدول (۹)، در برنامه‌ی زمان‌بندی خروجی سعی شده تا از حداکثر ظرفیت منابع پولی استادکاران (۵۱۳,۰۰۰,۰۰۰ ریال از

بحث و نتیجه‌گیری

در این مقاله الگوریتم FIPS کارآمدی برای حل MRCPSP پیشنهاد شد که در آن دو جایگاه برای هر ذره (نماینده‌ی یک راه‌حل MRCPSP) در نظر گرفته شد. جایگاه اول نشان‌دهنده‌ی اولویت فعالیت‌ها برای زمان‌بندی بود و جایگاه دوم لیست حالات اجرایی مرتبط را نمایش می‌داد. برای رمزگشایی نیز، از روش تولید زمان‌بندی سری چندحالتی کمک گرفته شد. در این مطالعه هم‌چنین تابع تناسب جدیدی پیشنهاد شد که علاوه بر کاهش زمان محاسبات برنامه، انحراف متوسط را نیز کاهش داد. برای آزمایش الگوریتم پیشنهادی، مجموعه‌های مشهور کتابخانه‌ی مسائل زمان‌بندی پروژه-ها (PSBLIB) مورد استفاده قرار گرفتند. مقایسه‌های انجام‌شده نشان داد که الگوریتم FIPS پیشنهادی بسیار کارآمد می‌باشد.

مراجع

1. Chen, P. and Weng, H., "A two-phase GA model for resource-constrained project scheduling", *Automation in Construction*, Vol. 28, pp. 485-498, (2009).
2. Zhang, H., "Ant Colony Optimization for Multimode Resource-Constrained Project Scheduling", *American Society of Civil Engineers*, Vol. 28, pp. 150-159, (2012).
3. Sprecher, A. and Drexler, A., "Solving multi-mode resource-constrained project scheduling problems by a simple, general and powerful sequencing algorithm", *European Journal of Operational Research*, Vol. 107, pp. 431-450, (1998).
4. Glover, F. and Greenberg H.J., "New Approaches for Heuristic Search: A Bilateral Linkage with Artificial Intelligence", *European Journal of Operational Research*, Vol. 39, pp. 119-130, (1989).
5. Jozefowska, J. Mika, M. Rozycki, R. Waligora, G. and Weglarz, J., "Simulated annealing for multi-mode resource-constrained project scheduling", *Annals of Operations Research*, Vol. 102, pp. 137-155, (2001).
6. Zhang, H. Tom, C.M. and Li, H., "Multimode Project Scheduling Based on Particle Swarm Optimization", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 21, pp. 93-103, (2006).
7. Lova, A. Tormos, P. Cervantes, M. and Barber, F., "An efficient hybrid genetic algorithm for scheduling projects with resource constraints and multiple execution modes", *International Journal of Production Economics*, Vol. 117 (2), pp. 302-316, (2009).

8. Peteghme, V.V. and Vanhoucke, M., "An artificial immune system for the multi-mode resource-constrained project scheduling problem", in: *EvoCOP*, Springer, Berlin, Tübingen, Germany, pp. 100-107, (2009).
9. Petegheme, V.V. and Vanhoucke, M., "A genetic algorithm for the preemptive and non-preemptive multi-mode resource-constrained project scheduling problem", *European Journal of Operational Research*, Vol. 201, pp. 409-418, (2010).
10. Elloumi, S. and Fortemps, P., "A hybrid rank-based evolutionary algorithm applied to multi-mode resource-constrained project scheduling problem", *European Journal of Operational Research*, Vol. 205, pp. 31-41, (2010).
11. Wang, L. and Fang, C., "An effective shuffled frog-leaping algorithm for multi-mode resource-constrained project scheduling problem", *Information Sciences*, Vol. 181, pp. 4804-4822, (2011).
12. Wang, L. and Fang, C., "An effective estimation of distribution algorithm for the multi-mode resource-constrained project scheduling problem", *Computers and Operations Research*, Vol. 39, pp. 449-460, (2012).
13. Lee, K. and El-Sharkawi, M., "Modern heuristic optimization techniques", Hoboken, New Jersey, John Wiley and Sons, pp. 50-157, (2008).
14. Damak, N. Jarboui, B. Siarry, P. and Loukil, T., "Differential evolution for solving multi-mode resource constrained project scheduling problems", *Computers and Operations Research*, Vol. 36, pp. 2653-2659, (2009).
15. Mendes, R. Kennedy, J. and Neves, J., "The Fully Informed Particle Swarm: Simpler, Maybe Better", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, Vol. 14, pp. 204-210, (2004).
16. Sprecher, A. Hartmann, S. and Drexl, A., "An exact algorithm for project scheduling with multiple modes", *OR Spektrum: Organ der Deutschen Gesellschaft für Operations Research*, Vol. 19(3), pp. 195-203, (1997).
17. Kolisch, R., "Serial and parallel resource-constrained project scheduling methods revisited: Theory and computation", *European Journal of Operational Research*, Vol. 43, pp. 23-40, (1996).
18. Tormos, P. and Lova, A., "A competitive heuristic solution technique for resource-constrained project scheduling", *Annals of Operations Research*, Vol. 102, pp. 65-81, (2001).
19. Ranjbar, M. Reyck, B. and De Kianfar, F., "A hybrid scatter search for the discrete time/resource trade-off problem in project scheduling", *European Journal of Operational Research*, Vol. 193(1), pp. 35-48, (2009).
20. Alcaraz, J. Maroto, C. and Ruiz, R., "Solving the multi-mode resource-constrained project scheduling problem with genetic algorithms", *Journal of the Operational Research Society*, Vol. 54, pp. 614-626, (2003).

شبیه‌سازی عددی شکل‌گیری توپوگرافی بستر در قوس با آبگیر جانبی با مدل عددی SSIIM2 *

حسین آسیائی^(۱) حسین منتصری^(۲)

چکیده الگوی فرسایش و رسوبگذاری در قوس رودخانه‌ها به دلیل وجود جریان حلزونی دارای پیچیدگی فراوانی است. غالب مطالعات انجام شده در زمینه‌ی مورفولوژی رودخانه‌ها به مطالعه‌ی تغییرات توپوگرافی بستر پرداخته‌اند و مکانیسم‌های شکل‌گیری و تغییرات تراز بستر ناشناخته مانده‌اند. در تحقیق حاضر روند شکل‌گیری توپوگرافی بستر در یک کانال قوسی ۱۸۰° با آبگیر جانبی و مکانیسم‌های ورود رسوبات به آبگیر توسط مدل SSIIM2 شبیه‌سازی شده است. برای مشاهده‌ی نحوه‌ی شکل‌گیری فرم‌های بستر، مدل با زمان‌های مختلف اجرا شده و خروجی‌ها با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. همچنین اثر دبی آبگیری بر نحوه‌ی حرکت رسوبات و مکانیسم‌های ورود رسوبات به آبگیر بررسی شده است. نتایج حاصل از مدل عددی نحوه‌ی حرکت رسوبات در قوس، مکانیسم‌های ورود رسوبات به آبگیر، محل تشکیل دیون‌های متناوب در بالادست آبگیر، محل تشکیل پشته‌های رسوبی را به خوبی شبیه‌سازی نموده است. همچنین توپوگرافی بستر در زمان تعادل و ارتفاع تراز بستر در مقاطع عرضی مختلف با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است و خطای محاسبه شده نشان داد که بیشترین اختلاف در جلوی دهانه‌ی آبگیر می‌باشد.

واژه‌های کلیدی شبیه‌سازی عددی، توپوگرافی بستر، قوس ۱۸۰° درجه، آبگیر جانبی، تزریق رسوب.

Numerical Investigation of Formation of Bed Topography in a U Shape Channel Bend with Lateral Intake with SSIIM2

H. Asiaei

H. Montaseri

Abstract The mechanism of flow and sediment transport in channel bend is much complex. Because of secondary current, the sediment moves away from outer bank toward inner bank and therefore outer bank of the bend is one of best positions for lateral diversion. In this paper, the mechanism of sediment transport was simulated with SSIIM software in the U shape channel with lateral intake. In order to verify the numerical model results used in Montaseri's lab studies, The position of injection was upstream of bend and sediment injection rate was approximately is equal to 250 gr/min and Frude number is equal to 0.32. The SSIIM numerical model solves the Navier-Stokes equations with the k-ε model on a three-dimensional. The bed load can be calculated Van Rijn' formula. The numerical model has been implemented at various times to see how the formation and development of bed forms in the U shape channel with lateral intake. The numerical results show that the prediction of development of bed forms, mechanism of sediment entry to intake, location of intermittent dune and location of sediment accumulation are in fairly good agreement with experimental data and the maximum error occurred in front of intake.

Keywords Sediment Transport, U Shape Channel, lateral Intake, Injection of Sediment, Bed Form.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۹/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۹/۳ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانش‌آموخته‌ی کارشناسی ارشد عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه یاسوج.

(۲) استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه یاسوج.

مقدمه

مسئله‌ی انتقال رسوب یکی از موضوعات جالب توجه برای طیف گسترده‌ای از علوم و شاخه‌های مهندسی می‌باشد. به بیان ساده پدیده‌ی انتقال رسوب عبارت است از فرسایش رسوبات از یک مکان و انتقال آن به وسیله‌ی جریان آب به مکان دیگر. ذرات رسوب به سه شیوه‌ی غلتیدن (لغزش)، جهیدن و به صورت معلق شدن انتقال می‌یابند. بر این اساس انتقال ذرات رسوب به صورت بار معلق و بار بستر تقسیم‌بندی شده است. اگرچه بیشتر رسوبات به صورت بار معلق انتقال پیدا می‌کنند ولی بار بستر عامل مهمی در نحوه‌ی تشکیل فرم بستر مانند ایجاد رپل ها و دیون ها دارد. این پدیده‌ها نیز در مراحل بعد بر روی شرایط جریان تأثیر می‌گذارد.

مکانیزم جریان در آبراهه‌های قوسی بسیار پیچیده‌تر از آبراهه‌های مستقیم است. از مشخصه‌های ویژه‌ی آبراهه‌های قوسی می‌توان به وجود جریان حلزونی در آنها اشاره نمود که از اندرکنش جریان ثانویه در مقطع عرضی و جریان طولی آبراهه حاصل می‌شود. جریان حلزونی نقش به سزایی در شکل‌گیری پروفیل عرضی، تراز بستر و تنش برشی در کف آبراهه‌ها دارد. در اثر وجود جریان ثانویه مشاهده می‌گردد، حرکت عرضی رسوبات در کف آبراهه‌ها به نحوی است که رسوبات را از ساحل خارجی به ساحل داخلی هدایت می‌کند. با توجه به این که یکی از اهداف مهم در طراحی آبگیر جانبی، انتخاب محلی است که رسوبات کمتری وارد آبگیر گردد، بنابراین ساحل خارجی رودخانه‌ها می‌تواند به عنوان مکان مناسبی برای احداث آبگیر جانبی محسوب شود. اندرکنش جریان حلزونی قوس و الگوی سه‌بعدی جریان در آبگیرهای واقع در قوس خارجی رودخانه بر پیچیدگی مکانیسم‌های جریان و رسوب می‌افزاید.

در تحقیق حاضر با استفاده از مدل SSIIM2 به شبیه‌سازی عددی تغییرات زمانی توپوگرافی بستر با روش تزریق رسوب روی بستر صلب در یک کانال قوسی ۱۸۰ درجه با آبگیر جانبی پرداخته شده است.

مروری بر مطالعات انجام شده

مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی بسیاری روی جریان و رسوب در آبراهه‌های قوسی انجام گرفته است. رزوفسکی [1] و یان [2] به بررسی مشخصات جریان و توزیع تنش برشی در قوس با بستر صلب پرداختند. یان (۱۹۶۷) نیز مشخصات جریان و اندرکنش آن با تغییرات بستر را مورد مطالعه قرار داد [3]. انگلند [4] کیکاوا و همکاران [5] و فالکن و کندی [6] شرح دقیق‌تری از جریان و شکل تغییرات بستر در رودخانه‌های قوسی با جریان دائم ارائه کردند. آلن در سال ۱۹۷۰ به بررسی اثر غیریک‌نواختی مصالح بر موقعیت پشته‌ی رسوبی با توجه به نیروهای وارد بر ذرات رسوب در بستر آبرفتی پرداخت [7]. کخ و فلوکسترا در سال ۱۹۸۱ نیز با انجام آزمایش‌هایی بر روی کانال قوسی ۱۸۰ درجه با رسوبات دارای دانه‌بندی یکنواخت، به بررسی تغییرات بستر پرداختند [8]. ادگارد (۱۹۸۲) با توجه به مفهوم تنش برشی بحرانی و تعادل نیروها، بین مؤلفه‌ی عرضی تنش برشی و مؤلفه عرضی وزن، توزیع اندازه‌ی دانه‌ها در عرض کانال قوسی را تعیین نمود [9]. ادگارد و برگس (۱۹۸۸) با انجام آزمایش‌هایی بر روی کانال قوسی ۱۸۰ درجه با مقطع دوزنقه‌ای شکل به بررسی تغییرات بستر و اندرکنش آن با میدان سرعت پرداختند و علت نوسانی بودن بستر واقع در منطقه توسعه‌یافته (نیمه‌ی دوم قوس) را ناشی از الگوی نوسانی بردار عرضی سرعت در امتداد طولی کانال معرفی نمودند [10].

مطالعه‌ی الگوی جریان و توپوگرافی بستر در قوس رودخانه‌ها در داخل کشور نیز مورد توجه قرار گرفته است که از مطالعات انجام گرفته در این زمینه می‌توان به مطالعات شفاعی بجنستان و نظری در سال ۱۳۷۸ اشاره نمود که به اثر زاویه‌ی آبگیری بر میزان رسوب ورودی به آبگیر جانبی پرداختند [11] هم‌چنین پیرستانی (۱۳۸۳) با انجام مطالعات آزمایشگاهی در یک قوس ۱۸۰ درجه به بررسی اثر موقعیت و زاویه‌ی آبگیری بر الگوی جریان ورودی به آبگیر پرداخت [۱۲]. دهقانی (۱۳۸۵) به بررسی اثر موقعیت و زاویه‌ی

مدل آزمایشگاهی و هم در مقایسه با اندازه‌گیری‌های صحرایی به‌خوبی نشان می‌دهد ولی عمق حفرة آب‌شستگی را کمتر و محل آن را اندکی جلوتر پیش‌بینی می‌نماید [۱۷]. کرمی‌مقدم و همکاران (۱۳۸۹) به مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی الگوی جریان در آبگیر ۳۰ درجه منشعب از کانال دوزنقه‌ای در مسیر مستقیم پرداختند و نشان دادند با افزایش نسبت آبگیری مقدار عرض صفحه تقسیم جریان افزایش می‌یابد [۱۸].

مدل آزمایشگاهی

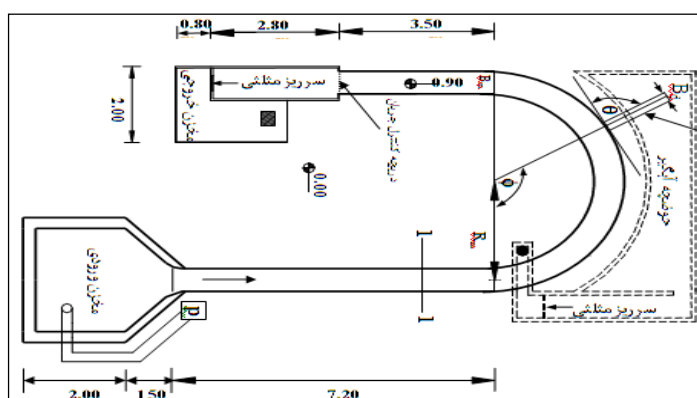
مدل آزمایشگاهی مربوط به مطالعات منتصری (۱۳۸۷) می‌باشد. این مدل شامل یک کانال U شکل با شعاع متوسط ۲/۶ متر و عرض ۰/۶ متر می‌باشد. شکل (۱) نمایی از کانال آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. در قسمت بالادست قوس یک کانال مستقیم به طول ۷/۲ متر و در پایین دست قوس کانال مستقیمی به طول ۵/۲ متر وجود دارد. جداره‌های کانال از جنس پلکسی گلاس و کف کانال از جنس شیشه است. در موقعیت ۱۱۵ درجه از قوس، کانال آبگیر با زاویه‌ی ۴۵ درجه نسبت به امتداد جریان در کانال اصلی نصب گردید. عرض و طول کانال آبگیر به ترتیب ۲۵ سانتی‌متر و ۲/۵ متر می‌باشد [۱۵].

انحراف آبگیر جانبی بر توپوگرافی بستر در قوس ۱۸۰ درجه پرداخت [۱۳]. ابوالقاسمی (۱۳۸۵) در یک کانال مثانداری به بررسی توپوگرافی بستر با حضور آبگیر جانبی پرداخت [۱۴] هم‌چنین منتصری (۱۳۸۷) در قسمتی از پایان‌نامه‌ی دکترای خود به بررسی نحوی حرکت ر سوبات تزریق شده در یک کانال قوسی ۱۸۰ درجه با بستر صلب و آبگیر جانبی برای دبی‌های آبگیری متفاوت و اعداد فرود متفاوت پرداخت [۱۵].

اما در زمینه‌ی شبیه‌سازی با مدل عددی SSIM

می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

منتصری در سال ۱۳۸۵ در قالب پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد به شبیه‌سازی جریان در قوس ۱۸۰ درجه با بستر صلب و نیز تغییرات تراز بستر متحرک با استفاده از مدل عددی SSIM پرداخت و نشان داد که مدل عددی توانایی خوبی در مدل‌سازی الگوی جریان و تغییرات تراز بستر مورد انتظار در قوس ۱۸۰ درجه به‌خوبی توسط مدل پیش‌بینی شده‌است [۱۶]. شکیبائی‌نیا و همکاران در سال ۱۳۸۷ با استفاده از مدل عددی SSIM به شبیه‌سازی جریان و محاسبه‌ی سطح آزاد و محاسبه‌ی تغییرات توپوگرافی بستر در آبگیری از یک مسیر مستقیم پرداختند و نشان دادند مدل عددی قادر است توزیع سرعت و جریان‌های چرخشی را به‌خوبی مدل‌سازی نماید. در پیش‌بینی تغییرات بستر و عمق آب‌شستگی، مدل روند تغییرات بستر را هم در



شکل ۱ نمایی از کانال آزمایشگاهی همراه با آبگیر جانبی

هیدرولیکی و S_0 شیب بستر، s چگالی ذرات و سوب d قطر متوسط ذرات رسوب می‌باشد.

مدل عددی

امروزه مدل‌های عددی دوبعدی و سه‌بعدی گوناگونی با توانایی‌هایی متفاوتی در زمینه‌ی حل میدان جریان و رسوب وجود دارد. به‌طور کلی این مدل‌های عددی دینامیک سیالاتی (CFD) را می‌توان به دو دسته‌ی کلی تقسیم‌بندی کرد، دسته‌ی اول مدل‌هایی هستند که از آنها برای اهداف متفاوت استفاده می‌شود و در واقع همه‌منظوره هستند مانند: FLOW-3D, FLUENT و CFX. اما دسته‌ی دوم مدل‌های عددی هستند که به‌طور خاص برای تحقیقات در زمینه‌ی مهندسی رودخانه طراحی شده‌اند مانند: DELFT3D, MIKE 21, CCH3D و SSIIM.

مدل SSIIM در سال‌های ۹۱-۱۹۹۰ نوشته شده است. این مدل توسط پروفیسور السن در دانشگاه علوم تکنولوژی نروژ توسعه داده شده است. این برنامه در زمینه‌ی مهندسی رودخانه، محیط زیست، هیدرولیک و رسوب کاربرد دارد. قابلیت این نرم‌افزار در بررسی حرکت ذرات رسوب در بسترهای متحرک رودخانه و نیز مقاطع پیچیده‌ی هندسی می‌باشد. به این مسأله، موضوعات اندازه‌های مختلف رسوب، دانه‌بندی، بار بستر و بار معلق، فرم بستر و تأثیرات شیب بستر را نیز می‌توان اضافه کرد. در تغییرات و به‌روزرسانی‌های جدید این برنامه، مدل‌های مربوط به شرایط خشک‌شدن-ترشدن در شبکه‌های غیرمنظم برای مدل‌سازی مقاطع پیچیده مورفولوژی فراهم شده است. مدل SSIIM2 معادله‌ی ناویر-استوکس با استفاده از دو مدل آشفتگی $k-\epsilon$ استاندارد و در حالت RNG در یک محیط سه‌بعدی و شبکه‌ی غیرمتعامد در حالت جریان‌های پایدار و ناپایدار تحلیل می‌شود. در این تحلیل از روش حجم کنترل همراه با استفاده از طرح‌های قانون توانی و مرتبه دوم بالادستی استفاده می‌شود. برای جفت‌شدگی و همسان‌سازی فشارها از

دبی جریان در مدل آزمایشگاهی 40 لیتر بر ثانیه و دبی آبیگری 30% و عدد فرود جریان 0.32 می‌باشد. در مدل آزمایشگاهی برای مطالعه‌ی تغییرات توپوگرافی بستر، از روش تزریق رسوب روی بستر صلب استفاده شده است. لذا پس از تنظیم جریان، تزریق رسوبات با دانه‌بندی یکنواخت و قطر متوسط $1/28$ میلی‌متر توسط دستگاه تزریق رسوب به صورت پیوسته از بالای ست قوس انجام شده است. محل تزریق رسوبات 2 متر بالاتر از ابتدای قوس که شرایط جریان یکنواخت برقرار است، انتخاب شده است. نرخ دستگاه تزریق رسوب برابر حداکثر قدرت حمل جریان انتخاب گردیده است تا رسوب‌گذاری در مسیر بالادست قوس انجام نشود و فقط رسوب‌گذاری در قوس و تحت اثر جریان حلزونی قوس و اندرکنش آن با آبیگر صورت گیرد. نرخ تزریق رسوب برابر 250 گرم بر دقیقه در مدل آزمایشگاهی انتخاب شده است که همین مقدار نیز در مدل عددی اعمال گردید. زمان انجام آزمایش‌ها 6 ساعت انتخاب گردیده است. برای اندازه‌گیری سرعت در آزمایشگاه از دستگاه سرعت‌سنج سه‌بعدی و کترینو که نمونه‌ی جدید سرعت‌سنج‌های ADV است و برای برداشت توپوگرافی بستر از متر لیزری استفاده می‌شود. دقت این وسیله در حد صدم میلی‌متر است.

با توجه به شرایط آزمایشگاهی حرکت رسوبات به‌صورت بار بستر می‌باشند. طبق معیار فن راین (۱۹۸۴) برای آن‌که ذرات به‌صورت بار بستر حرکت نمایند و معلق نشوند باید رابطه‌ی (۱) برقرار باشد [19]:

$$\frac{u_*}{\omega_s} < 0.25 \quad (1)$$

در رابطه‌ی بالا u^* و ω_s به‌ترتیب سرعت برشی و سرعت سقوط می‌باشد که از روابط زیر به‌دست می‌آید:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{gRS_0} \quad (2)$$

$$\omega_s = 1.1[(s-1).g.d]^{0.5} \quad (3)$$

که در روابط فوق τ_b تنش برشی بستر، R شعاع

(k) اعمال می‌گردد و برای پارامتر مزبور نیز در سطح آب مقدار صفر اعمال می‌شود. برای شرایط مرزی جداره، SSIM از قانون جداره برای مرزهای زیر در سلول‌های مجاور جداره استفاده می‌شود.

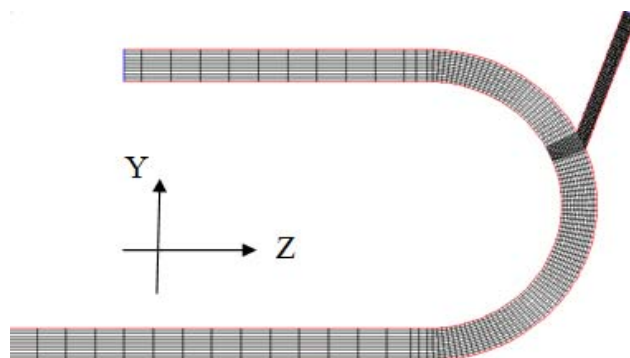
مش‌بندی میدان جریان

مش‌بندی میدان مورد مطالعه بسیار حائز اهمیت می‌باشد. زیرا نحوه‌ی مش‌بندی در سرعت هم‌گرا شدن و دقت نتایج مدل بسیار حائز اهمیت می‌باشد. بنابراین با توجه به اهمیت نواحی مختلف، مش‌بندی‌های متفاوتی انجام گردیده‌است. در دو قسمت مستقیم کانال فاصله‌ی مش‌ها مقادیر بزرگ‌تری نسبت به مش‌های موجود در قوس دارند و دهانه‌ی آبگیر مش‌بندی دارای مقادیر ریزتری نسبت به سایر نقاط قوس می‌باشد. نکته‌ی مهم دیگری که در مش‌بندی میدان جریان در SSIM2 وجود دارد این است که به‌دلیل ساختار پیچیده‌ی فایل unstruc قادر به ساخت هندسه‌های پیچیده نمی‌باشیم بنابراین کانال قوسی ۱۸۰ درجه در SSIM1 ساخته می‌شود و به SSIM2 انتقال داده می‌شود ولی آبگیر به‌دلیل هندسه‌ی ساده‌تر در SSIM2 ایجاد شده‌است (شکل ۲). اطلاعات مربوط به فواصل مش‌ها در جدول (۱) آمده‌است.

الگوریتم SIMPLE^۱ استفاده می‌شود. در این تحلیل از روش‌های ضمنی برای تولید میدان سرعت در هندسه بهره‌گرفته می‌شود. کاربر قادر می‌باشد تمامی ضرایب تجربی مدل‌های آشفتگی را به‌منظور بهبود نتایج تغییر دهد [20].

شرایط مرزی

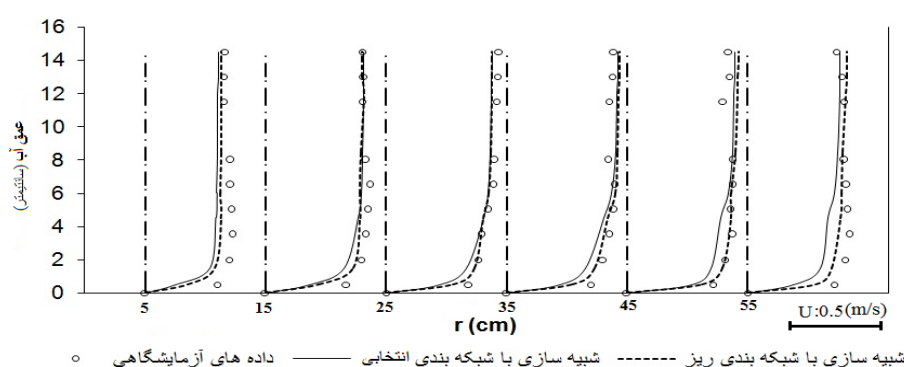
یکی از تنظیمات اصلی مدل اعمال شرایط مرزی به مدل است. برای اعمال شرایط مرزی سرعت و آشفتگی در ورودی بالادست میدان، از شرط مرزی دیریکله استفاده شده‌است. استفاده از شرط مرزی دیریکله به این معناست که مقادیر متغیرها در مرز معین باشد. اعمال این شرایط در مدل SSIM2، با تعیین دبی و تراز سطح آب در پایین‌دست و هم‌چنین مشخص کردن عدد استریکلر اعمال می‌شود. هم‌چنین در این مرز لازم است تا مقادیر پارامترهای آشفتگی نظیر انرژی جنبشی (k) و استهلاک (ε) به مدل اعمال شود. در مرز خروجی با توجه به طول مسیر مستقیم بعد از قوس در پایین‌دست، برای تمام متغیرها شرایط مرزی گرادیان صفر اعمال می‌شود. شرط عدم تغییر مشخصات جریان در جهت عمود بر مرز خروجی با این طول در مقطع خروجی حاصل شود. در سطح آب نیز، شرط مرزی گرادیان صفر برای تمام متغیرها به‌جز انرژی جنبشی



شکل ۲ نحوه‌ی مش‌بندی کف کانال

جدول ۱ فواصل مش‌بندی میدان حل در راستای طولی، عرضی و قائم در نواحی مختلف

موقعیت	راستای طولی	راستای عرضی		راستای قائم	
		نزدیک دیواره‌ها (0-3cm از دو طرف)	دور از دیواره‌ها	از کف تا تراز 1cm	از تراز 1cm تا تراز 14.5cm
قسمت مستقیم	۰/۳ متر	5mm	20mm	2mm	15mm
کانال قوسی	۲ درجه	5mm	20mm	2mm	15mm
قوس در دهانه‌ی آبگیر	۰/۵ درجه	5mm	20mm	2mm	15mm
کانال آبگیر	۰/۰۶۲۵ متر	16.7mm	16.7mm	2mm	15mm



شکل ۳ بررسی تأثیر شبکه‌بندی بر پروفیل‌های قائم سرعت مماسی مقطع ۳۰ درجه

پروفیل سرعت در عمق کانال را پیش‌بینی کنند. با این وجود شبکه‌ی ریزتر از دقت بیشتری در پیش‌بینی پروفیل‌های سرعت به‌خصوص در نواحی نزدیک به بستر نیز همان‌گونه که دیده می‌شود برخوردار است. شبکه‌ی ریزتر توانسته است جواب‌های نزدیک‌تری به نتایج آزمایشگاهی داشته باشد.

یکی دیگر از عوامل مؤثر در انتخاب شبکه در مدل‌سازی عددی، زمان اجرای محاسبات (CPU Time) می‌باشد. زمان‌های اجرای محاسبات برای دو شبکه به تفکیک در جدول (۲) آورده شده‌است. همان‌طور که دیده می‌شود با توجه به این که زمان اجرای محاسبات شبکه‌ی انتخابی تقریباً ۵ برابر کمتر از شبکه‌ی ریز می‌باشد و هر دو شبکه از دقت قابل قبولی نیز برخوردار می‌باشند لذا شبکه‌ی انتخابی برای پیش‌بینی میدان جریان مناسب به‌نظر می‌رسد.

در ادامه با هدف بررسی عدم وابستگی میدان حل به شبکه‌بندی کوچک‌تر، نتایج شبکه‌ی انتخابی « $17 \times 42 \times 19$ » با شبکه‌بندی ریز « $30 \times 60 \times 322$ »، مقایسه شده است و تأثیر شبکه‌بندی بر نتایج حاصل مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل (۳) پروفیل‌های قائم سرعت مماسی برای هر دو شبکه ارائه شده است. در هر دو شبکه، ترم انتقال معادلات حاکم با استفاده از الگوی جهتمند مرتبه‌ی دوم (SOU) منفصل شده‌اند. برای کوپل کردن ترم‌های سرعت و فشار، الگوریتم SIMPLE به کار رفته و با توجه به این که برای حل میدان جریان، از شبکه‌ی جابه‌جا نشده استفاده شده است، با هدف جلوگیری از ناپایداری در محاسبات سرعت و فشار، روش میان‌یابی رای و چاو [21] به کار گرفته شده است. با دقت در شکل (۳) مشخص است که هر دو شبکه، توانسته‌اند به‌خوبی نحوه‌ی تغییرات

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + u_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{v_T}{\sigma_k} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + c_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} P_k + c_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (9)$$

معادلات حاکم بر رسوب

برای محاسبه‌ی انتقال رسوبات، آن را به دو دسته‌ی بار بستر و بار معلق تقسیم می‌کنند که غلظت بار معلق از معادله‌ی انتقال-انتشار به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U_i \frac{\partial c}{\partial x_i} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\Gamma \frac{\partial c}{\partial x_i} \right) \quad (10)$$

که در آن c غلظت رسوبات، w سرعت سقوط، U سرعت جریان، x بعد فضا و Γ مجموع ضریب پخشیدگی آشفتگی و ضریب پخشیدگی ملکولی می‌باشد و مقدار Γ به صورت حاصل تقسیم لزجت آشفتگی ($\nu_t = \mu_t / \rho$) بر عدد اسمیت (که مقدار آن بین ۰/۷ تا ۱/۰ منظور می‌گردد) نوشته می‌شود [20].

$$\Gamma = \frac{\nu_t}{\sigma_s} \quad (11)$$

برای محاسبه‌ی غلظت رسوبات نزدیک بستر در SSIM از فرمول فن‌راین استفاده می‌شود، که رابطه‌ی آن به صورت زیر می‌باشد:

$$C_{bed} = 0.015 \frac{d^{0.3}}{a} \frac{\left(\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right)^{1.5}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho v^2} \right)} \quad (12)$$

که در آن C_{bed} غلظت رسوبات نزدیک بستر، d قطر ذرات رسوب، a ارتفاع معادل زبری رسوبات است که مقدار آن زمانی که فرم‌های بستر وجود ندارد، برابر زبری معادل (K_s) و زمانی که فرم بستر وجود دارد برابر نصف ارتفاع متوسط فرم‌های بستر می‌باشد، τ تنش برشی بستر، τ_c تنش برشی بحرانی برای حرکت رسوبات، ρ و ρ_s به ترتیب جرم واحد حجم آب و دانه‌های رسوبی می‌باشند.

جدول ۲ مقایسه‌ی زمان اجرای محاسبات برای دو شبکه‌ی ریز و درشت

شبکه	طرح انفصال	CPU Time (min)
۱۹۲×۴۲×۱۷	SOU	80
۳۲۲×۶۰×۳۰	SOU	370

معادلات حاکم بر میدان جریان

قوانین حاکم عبارتند از قانون بقای جرم و قانون بقای مومنتم که در حالت جریان آشفته و به صورت متوسط‌گیری شده در زمان، معادلات پیوستگی (۴) و رینولدز (۵) از آنها استخراج می‌شود:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \rho u_i}{\partial x_i} &= 0 \quad (4) \\ \frac{\partial (\rho u_i)}{\partial t} + \frac{\partial (\rho u_i u_j)}{\partial x_j} &= - \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \mu \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \\ &\quad + \frac{\partial (-\rho u'_i u'_j)}{\partial x_j} \quad (5) \end{aligned}$$

جملات $-\rho u'_i u'_j$ به عنوان تنش‌های رینولدز شناخته می‌شوند. این معادلات شامل چهار مجهول مؤلفه‌های سرعت در سه جهت و فشار می‌باشند. از طرفی معادله‌ی مومنتم حاوی شش مؤلفه‌ی مجهول تنش رینولدز است، لذا سیستم معادلات فوق بسته نیست و بایستی با استفاده از مدل آشفتگی مناسب تنش‌های رینولدز محاسبه شوند. در این مقاله از مدل آشفتگی $k-\varepsilon$ استفاده شده است. مدل $k-\varepsilon$ میزان لزجت گراده را طبق رابطه زیر محاسبه می‌کند:

$$\nu_T = c_\mu \frac{k}{\varepsilon} \quad (6)$$

در رابطه فوق k انرژی جنبشی آشفتگی می‌باشد که به صورت زیر مدل می‌شود:

$$k = \frac{1}{2} \overline{u_i u_i} \quad (7)$$

$$\begin{cases} \frac{\partial k}{\partial t} + u_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + P_k - \varepsilon \\ P_k = \nu_T \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \left(\frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) \end{cases} \quad (8)$$

اتلاف مقدار k به صورت ε بیان می‌شود:

اولیه‌ی آب در کانال از پارامتر استریکلر (K_{st}) استفاده می‌کند که در این رابطه n ضریب مانینگ می‌باشد:

$$K_{st} = \frac{1}{n} \quad (16)$$

وانونی در سال (۱۹۷۵) رابطه‌ی زیر را برای محاسبه‌ی ضریب مانینگ ارائه داده‌است [22]:

$$n = \frac{k_s^{\frac{1}{6}}}{26} \quad (17)$$

که در آن k_s زبری مؤثر ضریبی از d_{50} می‌باشد. به منظور واسنجی مدل، با جای‌گذاری $k_s = 1d_{50} = 0.00128m$ براساس رابطه‌ی ونونی حدس اولیه برای $k_{st} = 78.8$ به دست می‌آید که نتایج حاصل از مدل‌سازی با مقدار اخیر برای k_{st} نشان می‌دهد سطح آب محاسبه‌شده در بالادست کمتر از حد انتظار است و لذا مدل‌سازی با مقادیر مختلف k_s تکرار می‌شود تا ارتفاع سطح آب در بالادست منطبق بر مقدار آزمایشگاهی گزارش شده گردد. نتایج حاصل از تکرار مدل‌سازی نشان می‌دهد که در $k_s = 1.7d_{50}$ ارتفاع سطح آب در ابتدای کانال هماهنگی مناسبی دارد. علاوه بر این با در نظر گرفتن $k_s = 1.7d_{50}$ پروفیل سرعت در نزدیک کف هماهنگی بهتری با داده‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد.

به‌ازای مقدار بهینه‌ی به‌دست آمده برای ضریب مانینگ، مقادیر عددی و آزمایشگاهی پروفیل سرعت مماسی و شعاعی در مقطع عرضی ۳۰ درجه (به‌عنوان نمونه) با فواصل شعاعی ۵، ۱۵، ۲۵، ۳۵، ۴۵ و ۵۵ سانتی‌متر از لبه‌ی داخلی قوس بر روی بستر صلب با قطر ذرات بستر ۱/۲۸ میلی‌متر و دبی آبیگری ۳۰٪ برداشت شده و با نتایج عددی مقایسه شده‌است (شکل ۴). در این مقایسه محاسبات میانگین خطا برای سرعت مماسی ۳/۶۷٪ و برای سرعت شعاعی ۸/۷۹٪ می‌باشد. هم‌چنین تغییرات پروفیل سطح آب در امتداد خط مرکز کانال حاصل از مدل عددی در شکل (۵) با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده‌است.

فرمول تجربی بار بستر به‌طور پیش‌فرض Van Rijn استفاده می‌شود که به‌صورت زیر می‌باشد:

$$\frac{q_b}{d_{50}^{1.5} \sqrt{(s-1)g}} = 0.053 \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}} \quad (13)$$

در این رابطه که برای ذرات با قطر متوسط ۲۰۰ تا ۲۰۰۰ میکرون ارائه شده‌است، q_b نرخ انتقال بار بستر در واحد عرض و d_{50} قطر متوسط ذرات رسوب می‌باشد. D_* نیز پارامتر بدون بعد قطر ذره و T پارامتر انتقال می‌باشند و از روابط زیر به دست می‌آیند. در این روابط، s چگالی نسبی رسوبات و v لزجت سینماتیکی سیال می‌باشد.

$$D_* = d_{50} \left(\frac{(s-1)g}{v^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (14)$$

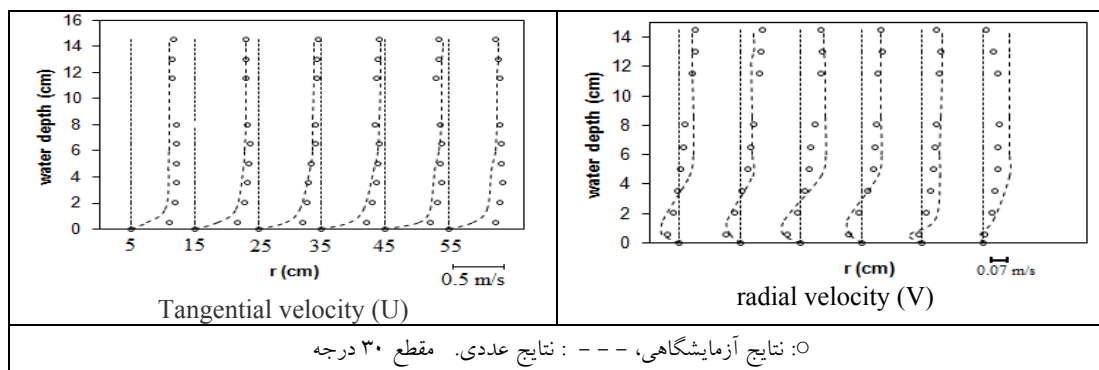
$$T = \frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} = \frac{u_*'^2 - u_{*c}^2}{u_{*c}^2} \quad (15)$$

u_*' سرعت برشی بستر و u_{*c} سرعت برشی بحرانی نمودار شیلدز است.

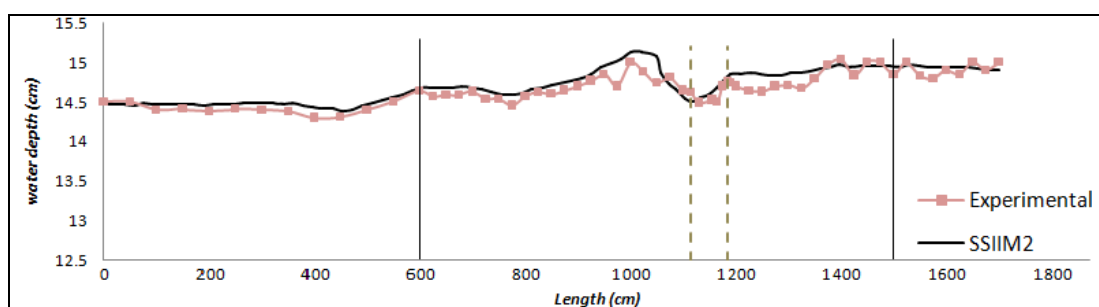
نکته‌ی قابل ذکر در مورد مدل عددی SSIM2 در زمینه‌ی شبیه‌سازی رسوب این است که مدل علاوه بر فرمول فن‌راین از فرمول‌های دیگری مانند هانسن، وایت، یانگ، هانگ و انیشتین استفاده کند.

واسنجی مدل عددی

پارامتر زبری در SSIM با دو هدف مورد استفاده قرار می‌گیرد. محاسبه‌ی سطح آب اولیه در کانال برای تعریف هندسه‌ی اولیه‌ی میدان، که با استفاده از الگوریتم یک‌بعدی برگشت آب استاندارد انجام می‌شود و دیگری محاسبه و پیش‌بینی تنش برشی در مرزهای میدان. SSIM برای محاسبه‌ی ارتفاع سطح



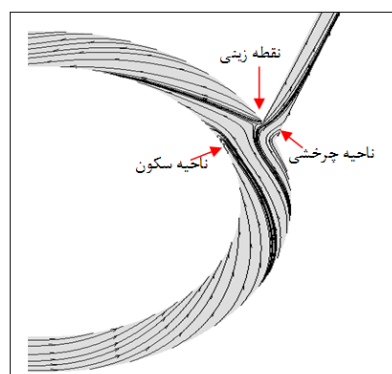
شکل ۴: مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و عددی پروفیل‌های قائم سرعت مماسی و سرعت شعاعی در مقاطع ۳۰ درجه قوس



شکل ۵: مقایسه‌ی پروفیل سطح آب در میانه‌ی کانال حاصل از مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی

بررسی الگوی جریان در تراز نزدیک بستر و قدرت جریان ثانویه

شکل (۶) خطوط جریان در سه صفحه‌ی نزدیک بستر مدل عددی را نشان می‌دهد. این شکل بیانگر این موضوع است که در ابتدای کانال خطوط جریان به شدت به سمت دیواره‌ی داخلی کشیده می‌شوند. الگوی کلی حاکم بر تراز نزدیک بستر انحراف به سمت جدار داخلی است. لذا انتظار داریم در یک کانال با بستر متحرک، مصالح کف به سمت دیواره‌ی داخلی حرکت کند. خطوط جریان در جلوی دهانه‌ی آبگیر دارای برخی خصوصیات بارز و نقاط خاص می‌باشد که می‌توان از آن جمله به ناحیه‌ی چرخشی، ناحیه‌ی سکون که محل به دام افتادن رسوبات است و نقطه‌ی زینی که در ادامه شاهد خواهیم بود محل ورود رسوبات به آبگیر از این نقطه می‌باشد، اشاره کرد. در مقاطع بعد از آبگیر، برعکس مقاطع ورودی، مسیر حرکت ذرات به تدریج طولانی‌تر می‌شود و پس از خروج از قوس حالت موازی پیدا می‌کنند.



شکل ۶: الگوی جریان در تراز ۳ میلی‌متری از کف

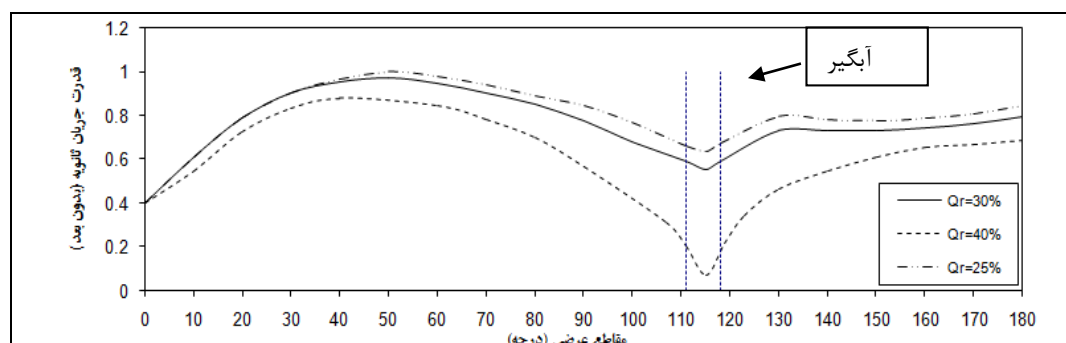
با استفاده از نتایج میدان جریان حاصل از مدل عددی قدرت جریان ثانویه در قوس به صورت کمی بررسی شده است. معیار مهمی که برای قدرت جریان ثانویه در مراجع بدان اشاره شده است، معیار چرخش می‌باشد. طبق تعریف، نرخ خالص چرخش پادساعتگرد یک المان به ابعاد $\Delta x * \Delta y$ حول محور Z ، قدرت گرداب نامیده می‌شود و به صورت رابطه‌ی (۱۸) قابل

بیان است که در این رابطه $\vec{\omega}_z$ قدرت گردابه می‌باشد.

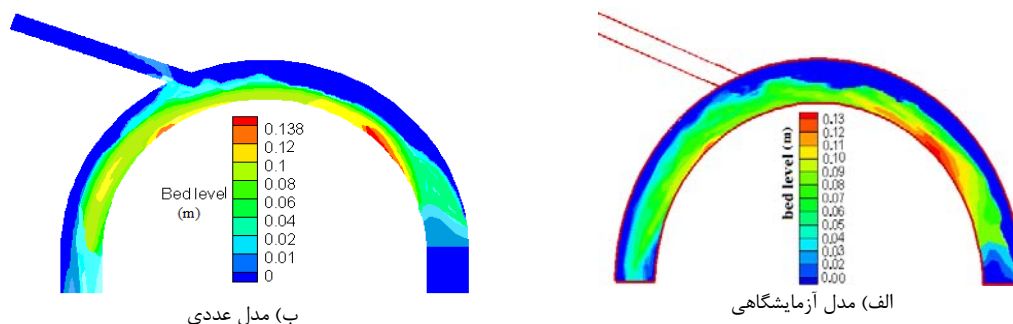
$$\vec{\omega}_z = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (18)$$

به منظور محاسبه‌ی قدرت جریان ثانویه در قوس با حضور آبگیر با استفاده از روش فوق هر مقطع عرضی براساس شبکه‌بندی که برای اندازه‌گیری جریان به کار برده شد، المان‌بندی گردید و قدرت گردابه برای هر المان محاسبه و با متوسط‌گیری از مقادیر فوق، قدرت متوسط جریان ثانویه در هر مقطع عرضی حاصل گردید. همان‌طور که در شکل (۷) مشاهده می‌شود قدرت جریان ثانویه برای سه دبی آبگیری متفاوت ترسیم شده‌است که در تمامی این دبی‌های آبگیری جریان ثانویه تا مقطع ۵۰ درجه رشد می‌کند و پس از مقطع ۵۰ درجه دچار افت می‌شود و هرچه دبی آبگیری بیشتر باشد این کاهش قدرت جریان ثانویه محسوس‌تر می‌باشد به گونه‌ای که در وسط دهانه‌ی آبگیر به کمترین مقدار خود می‌رسد. هم‌چنین بعد از آبگیر قدرت جریان ثانویه دچار رشد محسوسی می‌گردد.

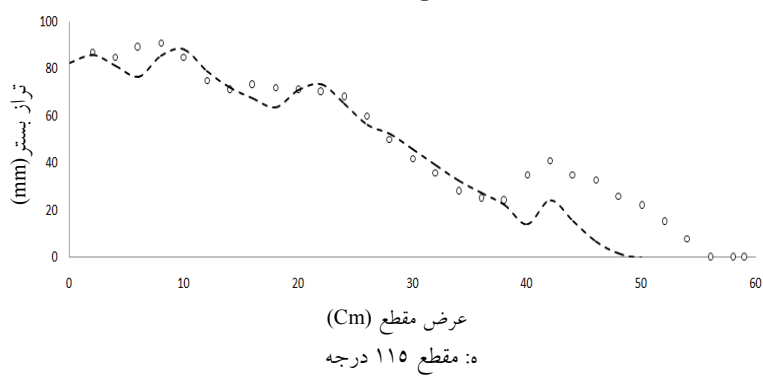
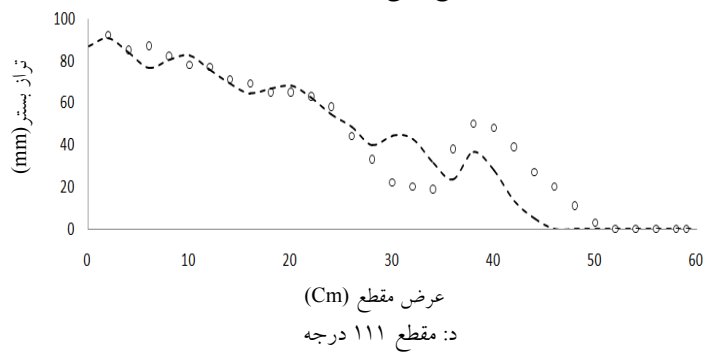
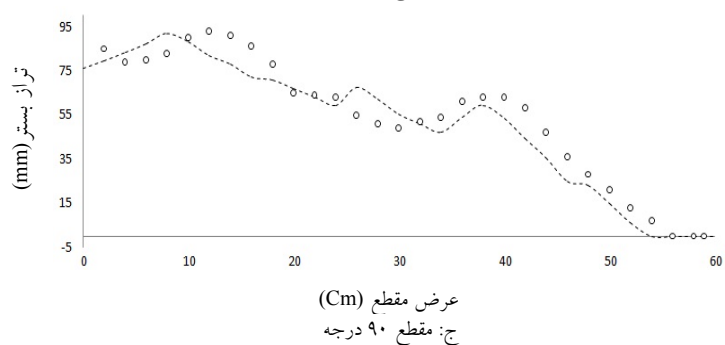
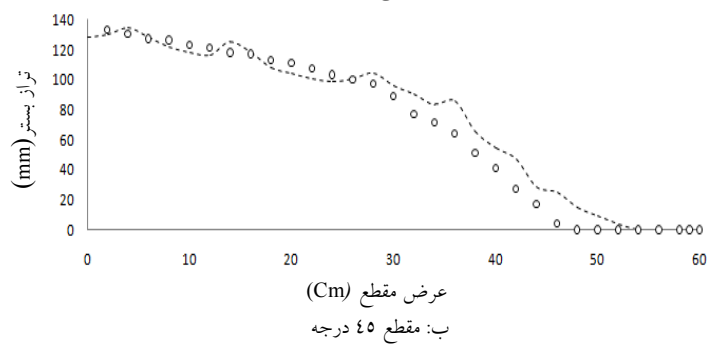
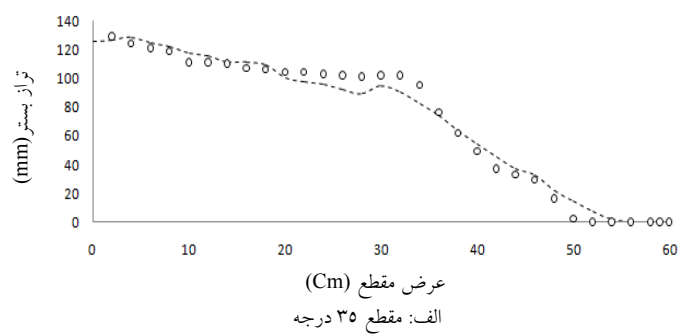
بررسی توپوگرافی بستر کانال قوسی در زمان تعادل
در شکل (۸) توپوگرافی بستر در زمان تعادل حاصل از مدل عددی و مدل آزمایشگاهی برای $Qr=30\%$ نشان داده شده‌است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود الگوی توپوگرافی بستر شبیه‌سازی‌شده توسط مدل تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد و مدل عددی تقریباً توانسته‌است پدیده‌های مورد انتظار در قوس را مانند دیون‌های متناوب و پشته‌های رسوبی در مقاطع ۴۵ و ۱۳۵ درجه به خوبی پیش‌بینی کند. براساس نتایج مدل آزمایشگاهی، زمان تعادل آزمایش‌ها ۶ ساعت تعیین شده‌است. زمان تعادل زمانی انتخاب شده‌است که تغییرات فرم‌های بستر شکل‌گرفته در کانال در زمان ناچیز باشد. لذا زمان تزریق رسوب در مدل عددی ۶ ساعت انتخاب گردید. لازم به ذکر است با کامپیوتر در دسترس این اجرا با گام‌های زمانی ۱۵ ثانیه، ۱۹ ساعت به طول انجامید.

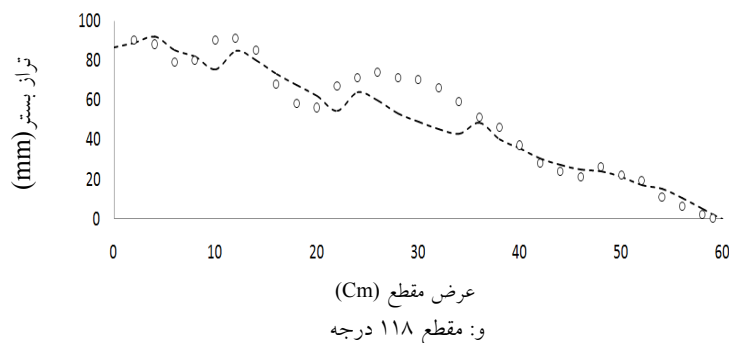


شکل ۷ قدرت جریان ثانویه در طول کانال قوسی با آبگیر جانبی



شکل ۸ توپوگرافی بستر در زمان تعادل حاصل از نتایج مدل عددی و مدل آزمایشگاهی - $Qr=30\%$





شکل ۹ مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و عددی تراز بستر در مقاطع مختلف قوس
○: نتایج آزمایشگاهی، - - -: نتایج عددی

$$E_M = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Z_{Mi} - Z_{Pi}) \quad (20)$$

که در روابط بالا E_{RMS} ریشه‌ی متوسط مربع خطا ها، E_M متوسط خطا ها، N تعداد داده های آزمایشگاهی و Z_{Pi} ، Z_{Mi} به ترتیب تراز بستر حاصل از نتایج آزمایشگاهی و عددی می باشد. مقدار خطاهای محاسبه شده برای هر مقطع عرضی در جدول (۳) نشان داده شده است.

مطالعه‌ی مکانیسم شکل‌گیری توپوگرافی بستر در کانال

به منظور بررسی روند حرکت رسوبات در کانال قوسی و مکانیسم شکل‌گیری توپوگرافی بستر، مدل در زمان‌های ۱۰، ۲۵، ۳۵، ۴۵ و ۶۰ دقیقه از زمان شروع تزریق رسوب برای دبی آگیری ۳۰٪ اجرا شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است (شکل ۱۰).

با ورود رسوبات به قوس، تا زاویه‌ی ۱۰ درجه از قوس، ذرات رسوب به صورت یکنواخت در عرض کانال حرکت می کنند و با قدرت گرفتن جریان ثانویه از این مقطع ذرات رسوب به سمت دیواره‌ی داخلی متمایل می شوند و رسوبات در کنار دیواره‌ی داخلی شروع به پیش روی می کنند و در زاویه‌ی ۴۵ درجه از

در شکل (۹) نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی مربوط به تغییرات عرضی تراز بستر در مقاطع عرضی ۳۵، ۴۵، ۹۰، ۱۱۱، ۱۱۵ و ۱۱۸ در جهه در حالت دبی آگیری ۳۰٪ پس از زمان تعادل آزمایش ها با هم مقایسه شده است. همان گونه که در این شکل دیده می شود الگوی کلی نتایج حاصل از مدل سازی عددی همخوانی مناسبی با نتایج آزمایشگاهی نشان می دهد. به دلیل وجود جریان حلزونی که در کانال قوسی وجود دارد و جهت آن که در کف از قوس خارج به سمت قوس داخل است، ارتفاع توپوگرافی بستر در دیواره‌ی داخلی بیشتر از دیواره‌ی خارجی است. هم چنین وجود ناهمواری های بستر نزدیک قوس خارجی ناشی از حرکت دیون ها است که با مشاهدات آزمایشگاهی نیز تطابق دارد. در مقاطع ۱۱۱، ۱۱۵ و ۱۱۸ در جهه که به ترتیب ابتدا، میانه و انتهای دهانه‌ی آگیری می باشد، به دلیل مکش آگیری و کاهش قدرت جریان حلزونی ذرات رسوب شکل پهن تری به خود می گیرند و در عرض کانال توسعه می یابند.

در ادامه با استفاده از دو شاخص آماری به مقایسه‌ی نتایج تراز بستر حاصل از داده های آزمایشگاهی و عددی پرداخته شده است. این دو شاخص آماری عبارتند از:

$$E_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Z_{Mi} - Z_{Pi})^2} \quad (19)$$

آبگیر بر اثر مکش آبگیر ر سوبات به سمت پایین دست آبگیر متمایل می‌شوند و در لبه‌ی پایین دست آبگیر تجمع می‌نمایند و ورود رسوبات به درون آبگیر از همین نقطه آغاز می‌شود.

قوس نزدیک به دیواره‌ی داخلی یک پشته‌ی رسوبی تشکیل می‌شود و این پشته‌ی رسوبی در این موقعیت تثبیت می‌گردد. علاوه بر این از مقطع ۷۰ در جه قوس، دیون‌های تناوبی که به سمت قوس خارجی متمایل هستند تشکیل می‌گردند و با نزدیک شدن رسوبات به

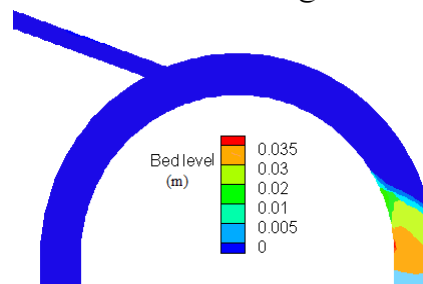
جدول ۳ مقایسه‌ی خطاهای تراز بستر حاصل از نتایج عددی و آزمایشگاهی

Cross-section(°)	ERMS (mm)	EM (mm)	خطا بصورت درصدی از مقدار آزمایشگاهی
35	6.3453	-0.3162	-0.45%
45	9.8274	-4.9464	-7.18%
90	7.85190	3.1488	5.85%
111	11.3828	2.5748	6.1%
115	10.9528	5.6512	11.96%
118	9.0184	3.0879	5.95%

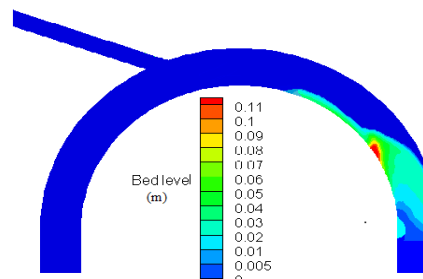
نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی



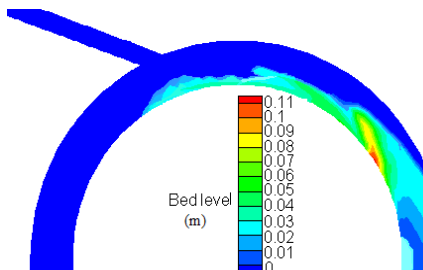
نتایج حاصل از مدل عددی



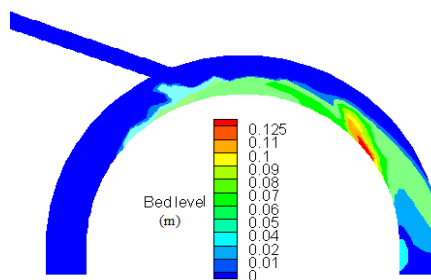
الف) زمان ۱۰ دقیقه از شروع تزریق



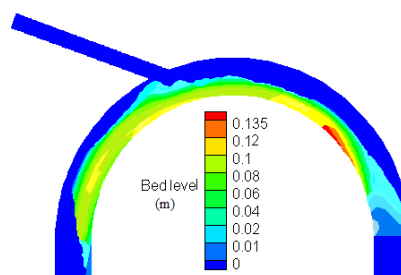
ب) زمان ۲۵ دقیقه از شروع تزریق



پ) زمان ۳۵ دقیقه از شروع تزریق



ت) در زمان ۴۵ دقیقه از شروع تزریق



ج) در زمان ۶۰ دقیقه از شروع تزریق

شکل ۱۰ شکل‌گیری توپوگرافی بستر برای دبی آگیری ۳۰٪

به پایین‌دست آبگیر انتقال یابد و توپوگرافی نیمه‌ی دوم قوس در این زمان برخلاف دبی آگیری ۳۰٪ شکل نگیرد که علت آن ورود زیاد رسوبات به درون آبگیر است (شکل ۱۱-ج و ۱۰-ج). هم‌چنین ناحیه‌ای در پایین‌دست آبگیر در قوس داخلی وجود دارد که تا اواسط آزمایش در آن رسوب‌گذاری اتفاق نمی‌افتاد. این ناحیه با عنوان ناحیه‌ی جدایی جریان در شکل (۱۱-ج) نشان داده شده‌است. بررسی توپوگرافی بستر در زمان تعادل، برای دبی آگیری ۴۰٪ نمایانگر وجود دو پشته‌ی رسوبی بستر در مقاطع ۴۵ و ۱۲۷ درجه قوس می‌باشد.

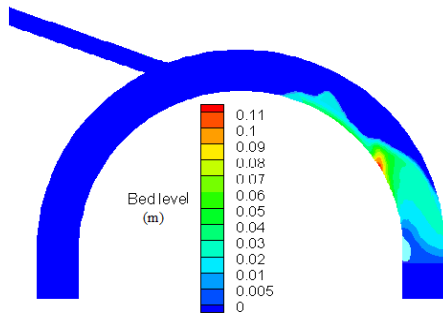
در حالت کاهش دبی آگیری به ۲۵٪ توپوگرافی رسوبات توسعه‌ی عرضی کمتری به سمت قوس خارجی می‌یابد و بیشتر در امتداد دیواره‌ی داخلی به سمت پایین‌دست حرکت می‌کند (شکل ۱۲-الف، ب، پ). در این حالت رسوبات فقط از لبه‌ی پایین‌دست آبگیر به درون کانال آبگیر راه می‌یابند (شکل ۱۲-ت). نکته‌ی قابل توجه این است که در همه‌ی حالات مختلف آگیری دو پشته‌ی رسوبی نزدیک دیواره‌ی داخلی در مقاطع ۴۵ و ۱۳۵ درجه‌ی قوس تشکیل

مطالعه‌ی پارامتریک روی اثر دبی آگیری

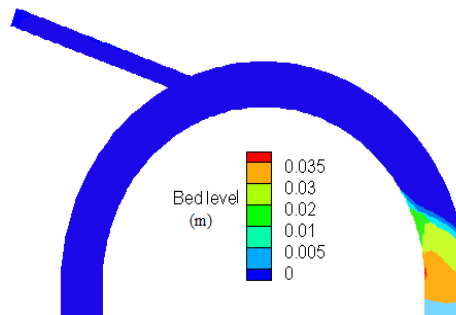
به منظور بررسی اثر دبی آگیری بر نحوه‌ی حرکت رسوبات، تغییرات زمانی توپوگرافی بستر برای دو دبی آگیری ۲۵٪ و ۴۰٪ مورد مطالعه قرار گرفته‌است. افزایش دبی آگیری از ۳۰٪ به ۴۰٪ تا حوالی مقطع ۶۰ درجه از کانال خمیده تأثیری بر روی توپوگرافی بستر ندارد اما بعد از مقطع ۶۰ درجه به دلیل مکش بیشتر آبگیر پروفیل بستر توسعه‌ی عرضی بیشتری نسبت به حالت ۳۰٪ دارد. به عبارت دیگر ذرات رسوب به سمت دیواره‌ی خارجی متمایل می‌شوند و هم‌چنین ارتفاع پشته‌های رسوبی در نزدیک دیواره‌ی داخلی تا حدودی کاهش می‌یابد (شکل ۱۳). مکانیسم ورود رسوبات به آبگیر مانند دبی آگیری ۳۰٪ از لبه‌ی پایین‌دست آبگیر به درون آبگیر آغاز می‌گردد (شکل ۱۱-ت). اما به دلیل افزایش دبی آگیری که نتیجه‌ی آن توسعه‌ی عرضی بیشتر پروفیل بستر می‌باشد، ورود رسوبات از لبه‌ی بالادست آبگیر نیز که ناشی از عبور متناوب دیون‌های تشکیل شده در امتداد دیواره‌ی خارجی قوس است، انجام می‌گیرد (شکل ۱۱-ج). افزایش دبی آگیری موجب می‌شود در یک زمان مساوی، رسوبات کمتری

توپوگرافی بستر ملاحظه می‌شود تناوبی بودن دیون‌ها می‌باشد که دلیل آن نوسانات سرعت عرضی در قوس است.

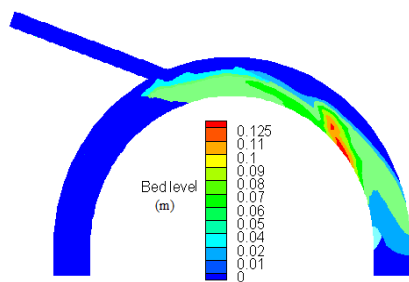
می‌شود که ارتفاع پشته‌ی رسوبی دوم نسبت به پشته‌ی رسوبی اول کمتر است. دلیل این امر کاهش قدرت جریان ثانویه بعد از آگیر به علت انحراف بخشی از جریان توسط آگیر است. نکته‌ی دیگری نیز که در



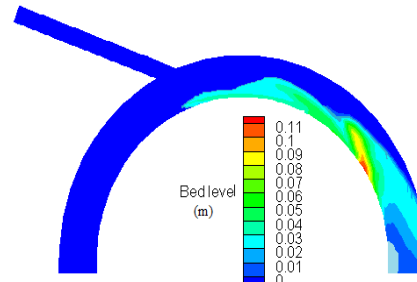
ب) نتایج مدل عددی در زمان ۲۵ دقیقه از شروع تزریق



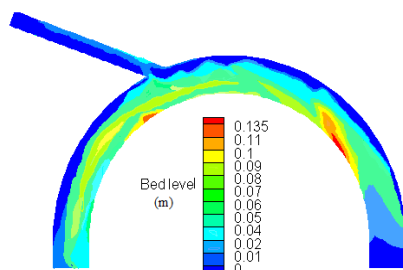
الف) نتایج مدل عددی در زمان ۱۰ دقیقه از شروع تزریق



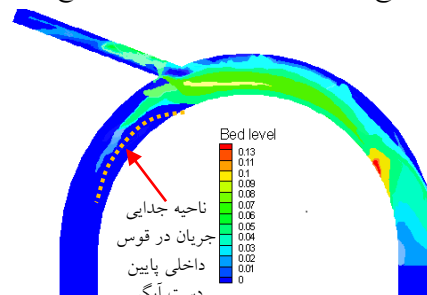
ت) نتایج مدل عددی در زمان ۴۵ دقیقه از شروع تزریق



پ) نتایج مدل عددی در زمان ۳۵ دقیقه از شروع تزریق

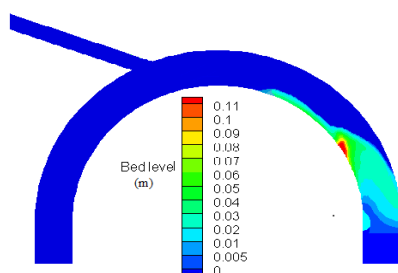


□ زمان تعادل

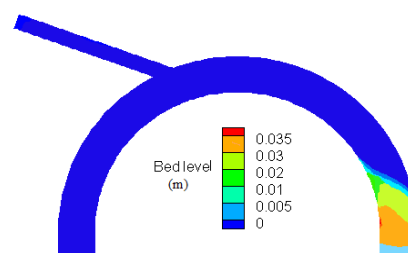


ج) نتایج مدل عددی در زمان ۶۰ دقیقه از شروع تزریق

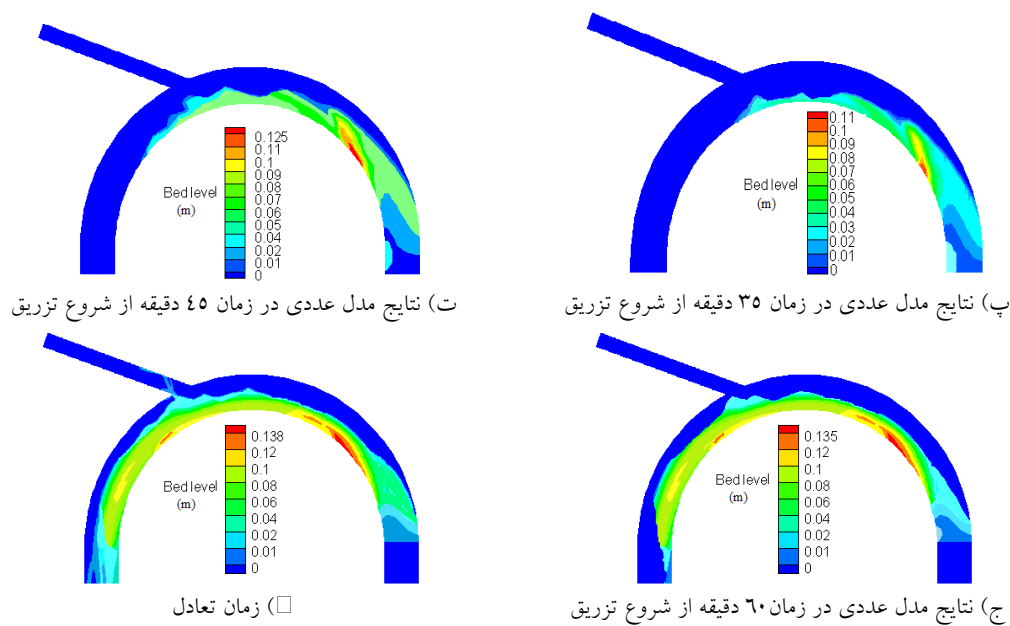
شکل ۱۱ نحوی حرکت ذرات رسوب برای دبی آگیری ۴۰٪



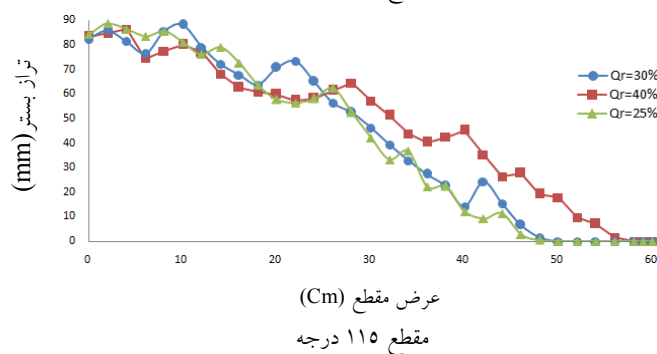
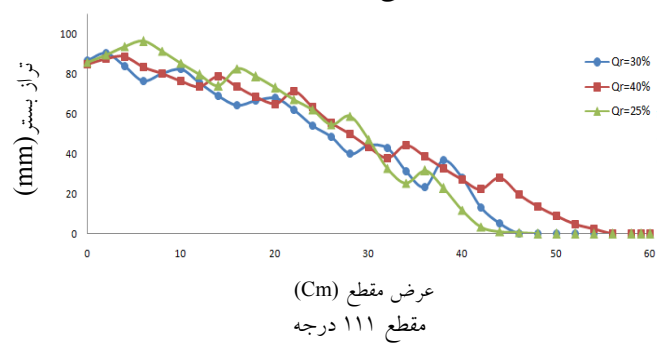
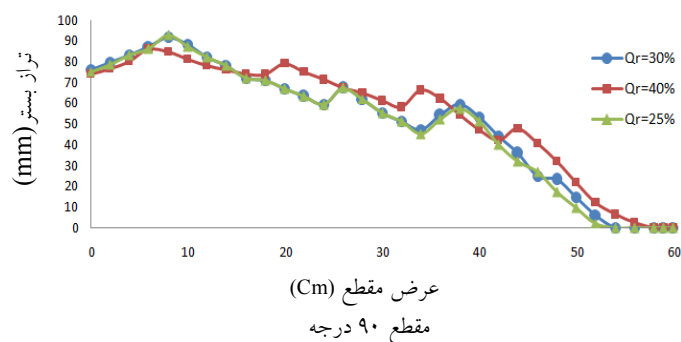
ب) نتایج مدل عددی در زمان ۲۵ دقیقه از شروع تزریق

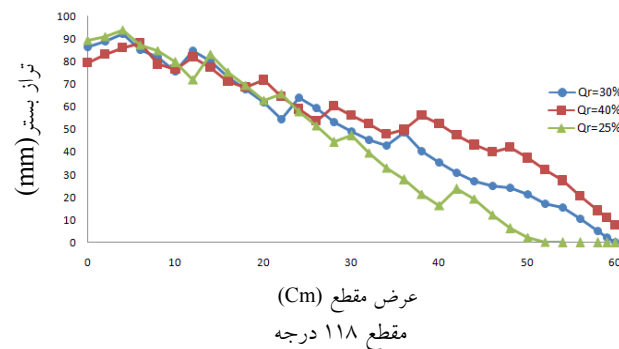


الف) نتایج مدل عددی در زمان ۱۰ دقیقه از شروع تزریق



شکل ۱۲ شکل‌گیری توپوگرافی بستر برای آبیگری ۲۵٪





شکل ۱۳ تغییرات عرضی تراز بستر برای دبی‌های آبیگری مختلف

نتیجه‌گیری

در جه قوس، دیون‌های تناوبی که به سمت قوس خارجی متمایل هستند تشکیل می‌گردند. با نزدیک شدن رسوبات به آبگیر بر اثر مکش آبگیر رسوبات به سمت لبه پایین دست آبگیر متمایل می‌شوند و در لبه‌ی پایین دست آبگیر تجمع می‌نمایند و ورود رسوبات به درون آبگیر از همین نقطه برای کلیه‌ی دبی‌های آبیگری آغاز می‌شود. در دبی آبیگری ۴۰٪ پس از شکل‌گیری فرم‌های بستر در بالادست آبگیر و توسعه‌ی عرضی پروفیل بستر، دیون‌هایی که از مقطع ۷۰ درجه شکل می‌گیرند به صورت تناوبی از لبه‌ی بالادست آبگیر وارد آبگیر می‌شوند در حالی که در دبی آبیگری ۳۰٪ و ۲۵٪ رسوبات فقط از لبه‌ی پایین آبگیر وارد می‌شوند. پس از زمان تعادل آزمایش‌ها، یک پشته‌ی رسوبی در نیمه‌ی اول قوس و یک پشته‌ی رسوبی دیگر در نیمه‌ی دوم قوس در مقاطع ۴۵ و ۱۳۵ درجه شکل می‌گیرد که ارتفاع پشته‌ی رسوبی دوم نسبت به پشته‌ی رسوبی اول کمتر است.

در این مقاله با استفاده از مدل عددی سه‌بعدی SSIM2 به بررسی توپوگرافی بستر و نحوه‌ی حرکت رسوبات در کانال قوسی و با حضور آبگیر جانبی با روش تزریق رسوب روی بستر صلب پرداخته شده است. نتایج حاصل در این مقاله نشان می‌دهند مدل عددی استفاده شده، که یکی از مدل‌های سه‌بعدی در دسترس مهندسان می‌باشد، در شبیه‌سازی توپوگرافی بستر و نحوه‌ی حرکت رسوبات توانایی قابل قبولی دارد. بررسی زاویه‌ی ۱۰ درجه از قوس به صورت یکنواخت در عرض کانال حرکت می‌کنند و با قدرت گرفتن جریان ثانویه از این مقطع به سمت دیواره‌ی داخلی متمایل می‌شوند و رسوبات در کنار دیواره‌ی داخلی شروع به پیش‌روی می‌کنند و در زاویه‌ی ۴۵ درجه از قوس یک پشته‌ی رسوبی تشکیل می‌دهند و این پشته‌ی رسوبی در این موقعیت تثبیت می‌گردد. علاوه بر این از مقطع ۷۰

مراجع

1. Rozovskii, I. L. "Flow of Water in Bend of Open Channel", Kiev: Institute of Hydrology and Hydraulic Engineering, Academy of Sciences of the Ukrainian SSR, (1957).
2. Yen, B.C. and K.T. Lee. "Characteristics of Subcritical Flow in Meandering Channel", University of Iowa, Iowa, (1965).
3. Yen, C. L., "Bed configuration and characteristics of subcritical flow in meandering channel sorting in channel bend with unsteady flow", PhD thesis, University of Iowa, Iowa, (1967).
4. Engelund, F., "Flow and bed topography in channel bends", *J. Hydraulic Div.*, Vol. 100 No.11, pp.1631-1648, (1974).
5. Kikkawa, H., Ikeda, S and Kitagawa, A., "Flow and bed topography in curved open channel", *J.*

- Hydraulic Div.*, Vol. 102, No. 9, pp. 1327-1342, (1976).
6. Falcon, M. A., and Kennedy, J. F., "Flow in alluvial river curves", *J. Fluid Mech.*, Vol. 133, pp. 1-16, (1983).
 7. Allen, J. R. L., "A quantitative model of grain size and sedimentary structures in lateral deposits", *Geological J.*, Vol. 7, pp. 129-146, (1970).
 8. Koch, F. G. and Flukstra, C., "Bed level computations for curved alluvial channels", Proc. XIXth congress of the Int. Assoc. for Hydraul. Res., New Delhi, India, 2, Vol. 357, (1981).
 9. Odgaard, A. J., "Bed characteristics in alluvial channel bends", *J. Hydraulic Div.*, Vol. 108 No.11, pp.1268-1281, (1982).
 10. Odgaard, A. J., and Bergs, M. A., "Flow processes in a curved alluvial channel", *Water Resour. Res.*, Vol. 24, pp. 45-56, (1988).
 11. Shafai bajestan, M., Nazari, S., "The impression of the diversion angle of intake on the entering sediments to the lateral intakes at the vertical bond of river", *J. Agric.*, Chamran University, Vol. 22, No. 1, (1999).
 ۱۲. پیرستانی، محمدرضا، "بررسی الگوی جریان و آبستگي در دهانه‌ی ورودی آبیگر کانال‌های دارای انحنا"، رساله‌ی دکتری، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران، (۱۳۸۳).
 ۱۳. دهقانی، امیر احمد، "مطالعه‌ی آزمایشگاهی کنترل رسوب ورودی به آبیگر جانبی در قوس ۱۸۰°"، رساله‌ی دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۵).
 ۱۴. ابوالقاسمی، م. "کنترل رسوب ورودی به آبیگرهای جانبی در مثاند رودخانه"، رساله‌ی دکتری، دانشکده‌ی کشاورزی دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۵).
 ۱۵. منتصری، حسین، "کنترل رسوب ورودی به آبیگر جانبی با استفاده از صفحات مستغرق در قوس ۱۸۰ درجه"، رساله‌ی دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۷).
 ۱۶. منصوری، امیرضا، "شبیه‌سازی سه‌بعدی تغییرات بستر در قوس ۱۸۰ درجه"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۵).
 ۱۷. شکیبائی‌نیا، احمد، زراتی، امیررضا و مجدزاده طباطبایی، محمدرضا، "کاربرد مدل‌سازی عددی سه‌بعدی در شبیه‌سازی پدیده‌های پیچیده‌ی مهندسی رودخانه"، نشریه‌ی دانشکده‌ی فنی، دوره‌ی ۴۲، شماره‌ی ۴، صص. ۴۴۳-۴۵۵، (۱۳۸۷).
 ۱۸. کرمی‌مقدم، مهدی، شفاعی‌بجستانی، محمود و صدقی، حسین، "مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی الگوی جریان در آبیگر ۳۰ درجه من‌شعب از کانال ذورنقه‌ای"، مجله‌ی علوم و فنون کشاورزی و منابع طبیعی، علوم آب و خاک، سال پانزدهم، شماره‌ی پنجاه و هفتم، صص. ۳۵-۴۷، (۱۳۹۰).
 19. Van Rijn L. C., "Sediment transport, part II: suspended load transport", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE; Vol.110, No.11, pp. 1613-1641, (1984).
 20. Olsen, N. R. B., "SSIIM Users' Manual", The Norwegian University of Science and Technology, (2004).
 21. Rhie, C. M., and Chow, W. L., "Numerical study of the turbulent flow past an airfoil with trailing edge separation", *J. AIAA*, Vol. 21, pp. 1525-1532, (1983).
 22. Vanoni, V.A. "Sediment Engineering", ASCE Manuals and reports on engineering practice-No 54, New York, (1975).

بررسی تحلیلی اندرکنش صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر با نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی*

قاسم گرجی بندپی^(۱) مرتضی اسکندری قادی^(۲) عزیزالله اردشیر بهرستاقی^(۳)

چکیده هدف از این مقاله تحلیل هم‌زمان یک صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر و نشیمن آن که یک محیط نیم‌بینهایت با رفتار ایزوتروپ جانبی است، می‌باشد به‌طوری که مجموعه‌ی تحت اثر نیروی قائم متقارن محوری مؤثر بر صفحه قرار گرفته‌است. در بررسی تحلیلی جزئیات اندرکنش بین صفحه‌ی انعطاف‌پذیر و نیم‌فضا در این مقاله ناحیه‌ی تماس صفحه و نیم‌فضا بدون قابلیت تحمل کشش در نظر گرفته شده‌است. به‌منظور حل، با اعمال نیروی حلقوی قائم بر دو محیط نیم‌فضا و صفحه به‌صورت جداگانه، توابع گرین تغییرمکان قائم این دو محیط در دستگاه مختصات استوانه‌ای به‌دست می‌آید و با در نظر گرفتن شرایط پیوستگی تغییرمکان‌ها در ناحیه‌ی تماس، معادلات انتگرالی دوگانه‌ی حاکم بر تنش تماسی مسأله به‌دست می‌آید. برای حل این معادلات از روش المان‌های محدود استفاده می‌شود به‌طوری که با به‌کارگیری المان‌های رینگ‌شکل و با تغییر تدریجی اندازه‌های المان، شرایط یکنواختی و تکیگی مسأله قابل مدل‌سازی می‌باشد. به‌منظور تأیید صحت انجام محاسبات در این مطالعه، نتایج به‌دست آمده با مقالات پایه‌ای موجود در دو حالت اندرکنش خطی و غیرخطی صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر با نیم‌فضا مقایسه شده‌است. در ادامه برخی نتایج جدید به‌دست آمده در این مطالعه به‌منظور نشان دادن اثرات درجات مختلف نایزوتروپی نیم‌فضا به‌صورت جداول و گراف‌هایی ارائه شده‌است. نتایج این مقاله برای مدل‌سازی واقعی شالوده‌های مستقر بر خاک با رفتار ایزوتروپ جانبی استفاده می‌شود.

واژه‌های کلیدی نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی، صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر، متقارن محوری، معادلات انتگرالی دوگانه، روش المان‌های رینگ.

Analytical Investigation of Interaction between Flexible Circular Plate with Transversely Isotropic Half-space

G. Gorji-Bandpay M. Eskandari-Ghadi A. Ardeshtir-Behrestaghi

Abstract A transversely isotropic half-space with axis of material symmetry perpendicular to the free surface supports a flexible circular plate. The contact area of the plate and the half-space is considered to be both frictionless and unbonded (tensionless). The foundation is affected by a vertical static axisymmetric load. Detailed analysis of the interaction of these two systems is the target of this paper. With the use of ring load Green's functions for both the plate and the continuum half-space, dual integral equations accompanied with some inequalities are obtained to model the complex boundary value problem. With the incorporation of the ring-shape finite element method, where its size gradually varies, we are capable of capturing both regular and singular solution smoothly. The validity of the combination of the analytical and numerical method is proved with comparing the results of this paper with a number of benchmark cases of both linear and nonlinear interaction of circular plate and half-space. Some new illustrations are presented to portray the aspect of the anisotropy of the half-space.

Keyword Transversely Isotropic Half-Space, Flexible Circular Plate, Axial Axisymmetric, Dual Integral Equations, Ring-Element Method.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۲/۱۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۱/۲۵ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری، مهندسی عمران- سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی عمران، دانشگاه تهران.

(۳) استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی عمران، دانشگاه علوم و فنون مازندران، بابل.

مقدمه

بسیاری از مصالح در طبیعت و نیز ساخته‌های مصنوعی رفتار ایزوتروپ جانبی دارند. از آن جمله می‌توان به رفتار اعضای مستقیماً برگرفته از تنه‌ی درختان، محیط خاکی زیر ساختمان‌ها و صفحات چندلایه اشاره کرد. اهمیت بررسی پاسخ این مصالح از دیرباز مورد توجه بوده است به‌طوری که میشل در سال ۱۹۰۰ میلادی به بررسی یک نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی تحت نیروهای سطحی دلخواه پرداخته است [24]. لخنیتسکی در سال ۱۹۴۰ محیط ایزوتروپ جانبی را در حالت متقارن محوری و بدون پیچش در نظر گرفته و معادلات درگیر حاکم بر مسئله را با معرفی یک تابع پتانسیل به‌صورت مجزا و قابل حل در آورده‌است [22]. هو محیط ایزوتروپ جانبی را در حالت کلی مورد توجه قرار داده و تابع پتانسیل لخنیتسکی را برای حالت کلی تکمیل کرده‌است [21]. این تابع هم‌اکنون در ادبیات مکانیک محیط‌های پیوسته با رفتار ایزوتروپ جانبی تحت نام تابع لخنیتسکی - هو - نواکی نامیده می‌شود. محیط با رفتار ایزوتروپ جانبی توسط دیگران هم‌چون الیوت [11]، ایوبنکس و استرنبرگ [18]، پن و چو [27] و ونگ و ونگ [31] نیز در حالت استاتیکی بررسی شده‌است. دینگ و همکاران در سال ۲۰۰۶ مطالعه‌ی کاملی بر روی رفتار محیط ایزوتروپ جانبی داشته‌اند. آنها اثر بارگذاری‌های مختلف از جمله تنش‌های ناشی از نیرو و حرارت سه‌بعدی را بر روی این محیط بررسی نموده‌اند [10]. این محیط در حالت دینامیکی توسط اسکندری قادی [12] و اسکندری قادی و همکاران [13] و دیگران مورد توجه قرار گرفته است. از طرفی دیگر، مسائل تنش تماسی مورد علاقه بسیاری از محققان در زمینه‌ی علوم مهندسی و ریاضیات بوده‌است. دامنه‌ی کاربرد این مسائل بسیار زیاد است و از آن جمله می‌توان به طراحی فونداسیون در سازه‌های سنگین، مهندسی روسازی، آزمایش‌های تعیین میزان تغییر مکان در سطح تماس دو محیط، اندرکنش بین دو سطح و کاربرد آنها در علم مکانیک

اشاره کرد. بسته به میزان سختی نسبی مصالح در سطح تماس آنها، هندسه‌ی ناحیه‌ی تماس و بارگذاری وارد، مسائل غیرخطی بسیاری می‌تواند مطرح شود و شامل تماس سطوح صلب - الاستیک و الاستیک - الاستیک می‌باشد که توزیع تنش تماسی در آنها ممکن است به‌صورت یکنواخت یا به‌صورت سینگولار باشد. در زمینه اندرکنش صفحه‌ی صلب و محیط ایزوتروپ جانبی در حالت استاتیکی و دینامیکی تحقیقاتی صورت گرفته‌است که می‌توان از تحقیقات اسکندری قادی و اردشیر بهرستاقی [۲] و [14, 15, 16, 17] به‌عنوان نمونه نام برد. در یک حالت خاص از این گونه مسائل می‌توان به بررسی مسئله‌ی تنش تماسی در سطح بدون قابلیت تحمل کشش بین یک محیط الاستیک و یک صفحه‌ی انعطاف‌پذیر تحت اثر بار متمرکز مرکزی قرار گرفته بر روی آن، پرداخت.

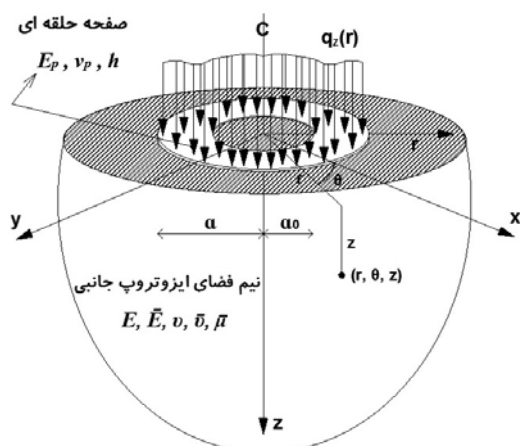
تحلیل یک صفحه‌ی دایره‌ای و فونداسیون وینکلر (Winkler) توسط تیموشنکو و وینوسکی در سال ۱۹۵۹ توضیح داده شده‌است [30]. ویتسمن در سال ۱۹۶۹ یک راه حل تقریبی برای تعیین شعاع تماس بین یک صفحه‌ی الاستیک و یک نیم‌فضای الاستیک ارائه داد [32]. او در مطالعه خود صفحه‌ی دایره‌ای را در سطح تماس بدون قید و تحت اثر یک بار متمرکز در وسط در نظر گرفت. هم‌چنین او در سال ۱۹۷۱ به بررسی یک تیر اویلر - برنولی (Euler-Bernoulli) تحت بار متمرکز متحرک قرار گرفته بر روی یک فونداسیون بدون قابلیت تحمل کشش پرداخت [33]. او در این مطالعه به این نتیجه رسید که میزان دامنه‌ی بارگذاری و سرعت حرکت بار بر روی ناحیه‌ی جدایی تیر از فونداسیون تأثیر بسزایی دارد. او در ادامه‌ی مطالعات خود، در سال ۱۹۷۲ به محاسبه‌ی تقریبی فاصله‌ی نقطه‌ی اثر بارگذاری روی یک تیر الاستیک قرار گرفته بر روی یک نیم‌فضای الاستیک بدون خمش پرداخت [34]. در ادامه گلدول و ایبر در سال ۱۹۷۴ به بررسی تماس بدون قابلیت تحمل کشش بین یک صفحه‌ی

دایره‌ای الاستیک و نیم‌فضای ایزوتروپ پرداختند [19]. آنها بارگذاری وارد بر روی صفحه را به صورت گسترده و متقارن در نظر گرفتند و برای تحلیل نیم‌فضا از تبدیل انتگرالی هنکل و برای تحلیل صفحه از تئوری کریشف (Kirchhoff) و ریسنر (Reissner) استفاده کردند. در ادامه آنها با استفاده از پیوستگی تغییرمکان در نقاط مختلفی از ناحیه‌ی تماس، مقدار تنش تماسی را برحسب بارگذاری وارد و سختی نسبی بین صفحه و فونداسیون تعیین کردند. سیلیپ [3, 4, 6]، سیلیپ و همکاران [5]، سیلیپ و دمیر [7, 8] و سیلیپ و گولر [9] مطالعاتی بروی مسائل استاتیکی و ارتعاشات هارمونیک دینامیکی بر روی تیر، صفحات دایره‌ای و مستطیلی قرار گرفته بر روی فونداسیون‌های بدون قابلیت تحمل کشش از نوع وینکلر و الاستیک انجام داده‌اند. به عنوان مثال، سیلیپ و گولر در سال ۲۰۰۷ به تعیین پاسخ استاتیکی و دینامیکی صفحه‌ی دایره‌ای قرار گرفته بر روی فونداسیون بدون اصطکاک با تعریف دو پارامتر پرداختند. آنها در تحقیقاتشان، تنش تماسی p را به صورت دو پارامتری به شکل $k_w w - k_s \nabla^4 w$ تعریف کردند که k_s و k_w دو پارامتر برای مدل‌سازی اثر خاک زیرین فونداسیون و w تغییرمکان فونداسیون می‌باشد. پک و همکاران در سال ۲۰۰۸ به تحلیل کامل تماس بدون قابلیت تحمل کشش یک صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای قرار گرفته بر روی نیم‌فضای ایزوتروپ پرداختند. آنها مسأله‌ی تماس انعطاف‌پذیر بدون کشش را توسط معادلات انتگرالی و شرایط مرزی و پیوستگی حاکم بر مسأله‌ی مدل‌سازی کردند و شعاع ناحیه‌ی تماس را به عنوان یک مجهول اضافه به روش سعی و خطا محاسبه نمودند [26].

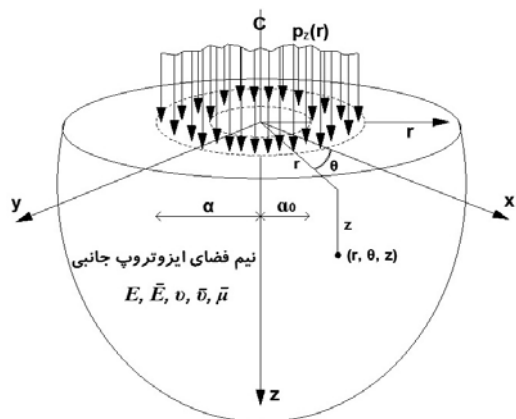
تا جایی که نویسندگان مطلع هستند، اندرکنش صفحه‌ی انعطاف‌پذیر و محیط ایزوتروپ جانبی بررسی نشده‌است. لذا در این مقاله این موضوع مورد توجه

قرار گرفته‌است. بدین منظور ابتدا با اعمال نیروی قائم رینگی به صفحه و حل معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر صفحه، تابع گرین تغییرمکان قائم صفحه‌ی دایره‌ای به دست می‌آید. در ادامه‌ی معادلات حاکم بر نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی در سیستم مختصات استوانه‌ای شامل معادلات تعادل، روابط تنش- کرنش یا معادلات رفتاری و روابط کرنش- تغییرمکان بیان شده و در ادامه معادلات تعادل بر حسب مؤلفه‌های بردار تغییر مکان به دست می‌آیند. این معادلات شامل دو معادله‌ی دیفرانسیل درگیر با مشتقات جزئی می‌باشند که برای مجزاسازی آنها از تابع پتانسیل لختیستکی استفاده می‌شود. در ادامه به کمک تبدیل انتگرالی هنکل، مؤلفه‌های بردار تغییرمکان در فضای تبدیل‌یافته برای نیروی قائم با توزیع رینگی به دست می‌آید و با اعمال تبدیل معکوس هنکل، توابع گرین تغییرمکان قائم و افقی نیم‌فضا به دست می‌آید و با کمک تابع گرین تغییرمکان قائم صفحه‌ی انعطاف‌پذیر و نیز شرایط پیوستگی موجود در سطح تماس آنها طریقه‌ی به دست آوردن معادلات انتگرالی دوگانه مورد بحث قرار می‌گیرد. با توجه به انعطاف‌پذیر بودن صفحه، ناحیه‌ای از صفحه از نیم‌فضای زیرین وابسته به نوع بارگذاری و سختی نسبی صفحه و نیم‌فضا جدا می‌شود. شعاع این ناحیه به روش سعی و خطا تعیین می‌شود. سپس معادله‌ی انتگرالی به دست آمده با استفاده از روش المان‌های محدود و به کارگیری المان‌های رینگی با توزیع ثابت فشار حل می‌شود. از نتایج حاصل، فشار زیر صفحه‌ی انعطاف‌پذیر تعیین شده و از آن اندازه نیروی تماسی در اثر تحریک وارد به صفحه به دست می‌آید. نشان داده می‌شود که نتایج به دست آمده از این روش برای مواد ایزوتروپ در حالتی که سختی صفحه به سمت بی‌نهایت میل کند (صفحه‌ی صلب)، بر نتایج قبلی ارائه شده توسط لوکو و میتا [23] و در حالتی که سختی صفحه محدود است (صفحه‌ی انعطاف‌پذیر)، بر نتایج ارائه شده توسط پک و همکاران [26] منطبق است. اثر میزان نایزوتروپی بر رفتار اندرکنش صفحه‌ی

در نقاط مختلف صفحه و نیم‌فضا به دست می‌آیند.



شکل ۱ صفحه‌ای حلقه‌ای انعطاف‌پذیر مستقر بر نیم‌فضا



شکل ۲ اثر تنش تماسی صفحه‌ای حلقه‌ای بر روی نیم‌فضا

تعیین تابع گرین بار رینگی حاکم بر صفحه

صفحه‌ای حلقه‌ای تحت اثر بارگذاری قائم متقارن محوری $q_z(r)$ و واکنش بستر $p_z(r)$ در نظر گرفته می‌شود. معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر صفحه برای تغییر مکان عمودی $w_p(r)$ با فرض تغییر مکان‌های کوچک در دستگاه مختصات استوانه‌ای به صورت زیر می‌باشد [29]:

$$\nabla^4 w_p(r) = \left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \right) \left(\frac{d^2 w_p(r)}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw_p(r)}{dr} \right) = \frac{\omega(r)}{D}, \quad (1)$$

انعطاف‌پذیر و نیم‌فضا به کمک جداول و گراف‌هایی نشان داده می‌شوند.

چگونگی حل مسأله

صفحه‌ای حلقه‌ای انعطاف‌پذیر به شعاع داخلی a_0 و شعاع خارجی a مستقر بر نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی تحت اثر بارگذاری قائم متقارن محوری $q_z(r)$ و تنش تماسی $p_z(r)$ در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱ و ۲). مدول یانگ، ضریب پواسون و ضخامت صفحه h می‌باشد. α شعاعی است که تا قبل از آن صفحه و نیم‌فضا با هم در تماس بودند و بعد از آن صفحه از نیم‌فضا جدا خواهد شد. فرض می‌شود که تئوری کریشف بر صفحه حاکم و همچنین سطح تماس صفحه و نیم‌فضا بدون قابلیت تحمل کشش باشد. در ابتدا معادله‌ی حاکم به صورت کلی برای صفحه‌ی حلقه‌ای تحت اثر بار رینگی اعمال شده در شعاع r' حل می‌شود و پس از تعیین ضرایب ثابت حاصل از انتگرال‌گیری، تابع گرین حاکم بر تغییر مکان قائم صفحه‌ی حلقه‌ای به دست می‌آید. در ادامه برای داشتن این تابع در حالت صفحه‌ی دایره‌ای کامل با میل دادن شعاع داخلی a_0 به سمت صفر، ضرایب برای صفحه‌ی کامل به دست می‌آید و از آن تابع گرین تغییر مکان قائم صفحه‌ی دایره‌ای به دست می‌آید. سپس معادلات تعادل حاکم بر نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی در نظر گرفته می‌شود و با اعمال بار رینگی، تابع گرین مؤلفه‌های تغییر مکان و تنش به دست می‌آید و در ادامه با استفاده از شرایط پیوستگی تغییر مکان قائم، تابع تنش تماسی صفحه $(p_z(r))$ با حل معادلات انتگرالی حاکم بر مسأله و با استفاده از روش المان‌های رینگی تعیین خواهند شد. در ادامه با داشتن تابع تنش تماسی، مقدار شعاع تماس α به عنوان مجهول اضافه با سعی و خطا قابل محاسبه خواهد بود و از روابط تنش-تابع پتانسیل و تغییر مکان-تابع پتانسیل، مقادیر تغییر مکان و تنش

که در آن :

$$D = \frac{E_p h^3}{12(1-\nu_p^2)} \quad (2)$$

و $\omega(r) = q_z(r) - p_z(r)$ برآیند بارگذاری قائم وارد بر هر نقطه از صفحه می باشد. با در نظر گرفتن قرارداد علامت مطابق شکل (۳) گشتاور خمشی و نیروی برشی شعاعی صفحه به صورت زیر می باشند [29]:

$$M_r(r) = -D \left(\frac{d^2 w_p(r)}{dr^2} + \frac{\nu_p}{r} \frac{dw_p(r)}{dr} \right) \quad (3)$$

$$V_r(r) = -D \left(\frac{d^3 w_p(r)}{dr^3} + \frac{1}{r} \frac{d^2 w_p(r)}{dr^2} - \frac{1}{r^2} \frac{dw_p(r)}{dr} \right) \quad (4)$$

به منظور به دست آوردن تابع گرین صفحه، به جای

$\omega(r)$ بار رینگی عمودی با شدت $\frac{1}{2\pi r'}$ در شعاع r'

به صورت زیر و مطابق شکل (۴) در نظر گرفته می شود:

$$\omega(r) = \frac{\delta(r-r')}{2\pi r'} \quad (5)$$

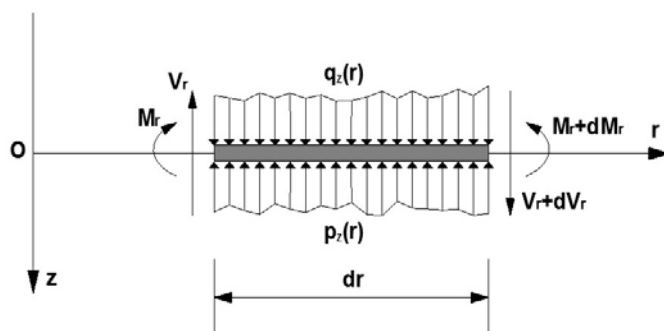
که در آن δ تابع دلتای دیراک می باشد.

با تقسیم دامنه ی شعاعی صفحه به دو ناحیه با

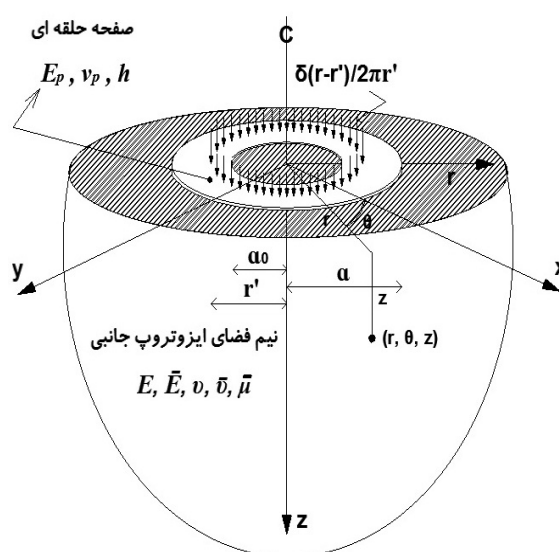
فصل مشترک در شعاع r' ، به صورت زیر:

$$R_1 = \{(r, \theta) | 0 \leq \theta < 2\pi, a_0 < r < r'\} \quad (6)$$

$$R_2 = \{(r, \theta) | 0 \leq \theta < 2\pi, r' < r < a\} \quad (7)$$



شکل ۳ المان دیفرانسیلی صفحه ی تحت اثر بارگذاری قائم وارد بر آن در مختصات شعاعی



شکل ۴ صفحه ی حلقه ای انعطاف پذیر تحت اثر بار رینگی وارد بر آن در شعاع r'

با حل دستگاه معادلات فوق، ضرایب C_1 الی C_8 برای صفحه‌ی حلقه‌ای به صورت:

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{-1}{8\pi D} \\ C_2 &= \frac{a_0^2 (2a^2(v_p+1)(\ln r' - \ln a_0) + (v_p-1)(a^2 - r'^2))}{8\pi D(a^2 - a_0^2)(1-v_p)} \\ C_3 &= \frac{1}{16\pi D(a^2 - a_0^2)(v_p+1)} \left[2(1+v_p)(a^2 \ln r' - a_0^2 \ln a_0) - \right. \\ &\quad \left. a_0^2(v_p+3) + 2a^2(v_p+1) + r'^2(1-v_p) \right] \\ C_4 &= \frac{a_0^2}{16\pi D(a^2 - a_0^2)(v_p^2-1)} \left[2a^2(2\ln a_0 \ln r'(v_p^2+2v_p+1) + \right. \\ &\quad 2\ln a_0(v_p^2-v_p^2 \ln a_0 - 2v_p \ln a_0 - \ln a_0 - 1) + (1-v_p^2)(1+\ln r')) + \\ &\quad \left. r'^2(2\ln a_0(1-v_p^2) + v_p(v_p-2)+1) + a_0^2(v_p^2+2v_p-3) \right] \\ C_5 &= 0 \\ C_6 &= \frac{a^2(2a_0^2(v_p+1)(\ln r' - \ln a_0) + (v_p-1)(a_0^2 - r'^2))}{8\pi D(a^2 - a_0^2)(1-v_p)} \\ C_7 &= \frac{1}{16\pi D(a^2 - a_0^2)(v_p+1)} \left[2a_0^2(1+v_p)(\ln r' - \ln a_0) + \right. \\ &\quad \left. (a_0^2 - r'^2)(v_p-1) \right] \\ C_8 &= \frac{1}{16\pi D(a^2 - a_0^2)(v_p^2-1)} \left[2a^2(a_0^2(-2v_p(\ln a_0)^2(v_p+2) + \right. \\ &\quad 2v_p^2 \ln a_0 - v_p^2 \ln r' + 2\ln a_0 \ln r'(v_p^2+2v_p+1) - 2(\ln a_0)^2 + \\ &\quad \ln r' - 2\ln a_0 - v_p^2+1) + r'^2(\ln r'(1-v_p^2) + v_p^2-1) + \\ &\quad \left. a_0^2(a_0^2(v_p^2+2v_p-3) + r'^2(2(\ln a_0 - \ln r')(1-v_p^2) - v_p^2-2v_p+3)) \right] \end{aligned} \quad (12)$$

به دست می‌آیند. با جای‌گذاری این ضرایب در روابط (۸) و (۹)، تابع گرین تغییر مکان قائم صفحه‌ی حلقه‌ای در شعاع r ناشی از بار رینگ قائم در شعاع r' به صورت زیر به دست می‌آید:

جواب معادله‌ی دیفرانسیل مرتبه‌ی چهارم حاکم بر صفحه در این دو ناحیه به صورت زیر به دست می‌آید:

$$w_p^1(r) = C_1 r^2 \ln r + C_2 \ln r + C_3 r^2 + C_4, \quad r \in R_1 \quad (8)$$

$$w_p^2(r) = C_5 r^2 \ln r + C_6 \ln r + C_7 r^2 + C_8, \quad r \in R_2 \quad (9)$$

در روابط فوق مقادیر C_1 الی C_8 ، ضرایب ثابت حاصل از انتگرال‌گیری می‌باشند که با استفاده از شرایط مرزی و پیوستگی حاکم بر صفحه تعیین خواهند شد.

با توجه به توضیحات فوق و با در نظر گرفتن شرایط گشتاور خمشی و نیروی برشی صفر در $r=a$ ، تغییر مکان و گشتاور خمشی صفر در $r=a_0$ و پیوستگی تغییر مکان، شیب، گشتاور خمشی و نیروی برشی در $r=r'$ ، شرایط مرزی و پیوستگی حاکم بر صفحه‌ی حلقه‌ای به صورت:

$$\begin{aligned} w_p^1(a_0) &= 0, M_r^1(a_0) = 0, M_r^2(a) = 0, \\ V_r^2(a) &= 0, w_p^1(r') = w_p^2(r'), M_r^1(r') = M_r^2(r'), \\ \frac{d}{dr} w_p^1(r) \Big|_{r=r'} &= \frac{d}{dr} w_p^2(r) \Big|_{r=r'}, V_r^1(r') - V_r^2(r') = \frac{1}{2\pi r'}. \end{aligned} \quad (10)$$

می‌باشند. با جای‌گذاری روابط (۳)، (۴)، (۸) و (۹) در روابط فوق، دستگاه معادلات حاکم بر ضرایب C_1 الی C_8 به صورت زیر نوشته می‌شوند:

$$\begin{aligned} C_1 a_0^2 \ln a_0 + C_2 \ln a_0 + C_3 a_0^2 + C_4 &= 0, \\ C_1(v_p+3+2\ln a_0(1+v_p)) + C_2 \frac{v_p-1}{a_0^2} + 2C_3(1+v_p) &= 0, \\ C_5(v_p+3+2\ln a_0(1+v_p)) + C_6 \frac{v_p-1}{a^2} + 2C_7(1+v_p) &= 0, \quad \frac{4C_5 D}{a} = 0, \\ r'^2 \ln r'(C_1 - C_5) + \ln r'(C_2 - C_6) + r'^2(C_3 - C_7) + C_4 - C_8 &= 0, \\ (C_1 - C_5)(2\ln r'(1+v_p) + v_p+3) + (C_2 - C_6) \frac{v_p-1}{r'^2} + 2(C_3 - C_7)(1+v_p) &= 0, \\ (C_1 - C_5)r'(2\ln r'+1) + \frac{C_2 - C_6}{a^2} + 2r'(C_3 - C_7) &= 0, \\ \frac{4D}{r'}(C_5 - C_1) - \frac{1}{2\pi r'} &= 0, \end{aligned} \quad (11)$$

تعیین تابع گرین بار رینگی حاکم بر نیم فضا

نیم فضای ایزوتروپ جانبی که محل نشیمن صفحه می باشد طوری در نظر گرفته می شود که محور ایزوتروپی آن عمود بر سطح نشیمن صفحه باشد. دستگاه مختصات استوانه ای $(\rho: r, \theta, z)$ طوری قرار داده می شود که در آن امتداد z موازی محور ایزوتروپی باشد و نیم فضا با $z > 0$ تعریف شود. معادلات تعادل برحسب تغییر مکان در شرایط متقارن محوری و برای حالتی که نیروهای حجمی وجود نداشته باشد به صورت زیر نوشته می شود [22]:

$$A_{11} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2} \right) + A_{44} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + (A_{13} + A_{44}) \frac{\partial^2 w}{\partial r \partial z} = 0$$

$$A_{33} \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + A_{44} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial r} \right) + (A_{13} + A_{44}) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r \partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = 0$$

(۱۷)

در این رابطه u و w مؤلفه های بردار تغییر مکان به ترتیب در امتدادهای r و z هستند و ضرایب ارتجاعی می باشند که تانسور تنش σ_{ij} را به تانسور کرنش ϵ_{ij} مربوط می سازند [22]:

$$\sigma_{rr} = A_{11}\epsilon_{rr} + A_{13}\epsilon_{zz}, \quad \sigma_{\theta\theta} = A_{12}\epsilon_{rr} + A_{13}\epsilon_{zz},$$

$$\sigma_{zz} = A_{13}\epsilon_{rr} + A_{33}\epsilon_{zz}, \quad \sigma_{rz} = 2A_{44}\epsilon_{rz}.$$

(۱۸)

ضریب اضافی A_{66} به صورت $A_{66} = (A_{11} - A_{12})/2$ تعریف می شود. این ضریب در ادامه به منظور نرمال کردن ضرایب استفاده خواهد شد. ضرایب ارتجاعی A_{ij} به صورت زیر برحسب ضرایب مهندسی نوشته می شوند [22]:

$$A_{11} = \frac{E(1 - \frac{E}{E})}{(1+\nu)(1-\nu-2\frac{E}{E})}, \quad A_{13} = \frac{E\nu}{1-\nu-2\frac{E}{E}},$$

$$A_{33} = \frac{\bar{E}(1-\nu)}{1-\nu-2\frac{E}{E}}, \quad A_{44} = \bar{\mu}, \quad A_{66} = \frac{E}{2(1+\nu)} = \mu$$

(۱۹)

$$\bar{w}_p^{annu}(r; r') = (C_1 r^2 \ln r + C_2 \ln r + C_3 r^2 + C_4) \times H(r' - r) + (C_5 r^2 \ln r + C_6 \ln r + C_7 r^2 + C_8) \times H(r - r').$$

(۱۳)

که در آن $H(\cdot)$ تابع هویساید است و ضرایب C_1 الی C_8 در رابطه ی (۱۲) تعریف شده اند. اگر شعاع داخلی a_0 به صورت حدی برابر صفر در نظر گرفته شود، ضرایب C_1 الی C_8 برای صفحه ی دایره ای به صورت زیر به دست می آیند:

$$C_1 = \frac{-1}{8\pi D}, \quad C_2 = 0,$$

$$C_3 = \frac{2a^2 (\ln r' (v_p + 1) + v_p + 1) + r'^2 (1 - v_p)}{16\pi D a^2 (v_p + 1)}, \quad C_4 = 0,$$

$$C_5 = 0, \quad C_6 = \frac{r'^2}{8\pi D}, \quad C_7 = \frac{-r'^2 (v_p - 1)}{16\pi D a^2 (v_p + 1)},$$

$$C_8 = \frac{-r'^2 (\ln r' - 1)}{8\pi D}.$$

(۱۴)

با جای گذاری ضرایب فوق در روابط (۸) و (۹)، تابع گرین تغییر مکان قائم صفحه ی دایره ای در شعاع r ناشی از بار رینگی قائم در شعاع r' به صورت زیر به دست می آید:

$$\bar{w}_p^{solid}(r; r') = \left(\frac{2a^2 (\ln r' (v_p + 1) + v_p + 1) + r'^2 (1 - v_p)}{16\pi D a^2 (v_p + 1)} r^2 - \frac{r^2 \ln r}{8\pi D} \right) \times H(r' - r) + \left(\frac{r'^2 \ln r}{8\pi D} - \frac{r'^2 (v_p - 1)}{16\pi D a^2 (v_p + 1)} r^2 - \frac{r'^2 (\ln r' - 1)}{8\pi D} \right) \times H(r - r').$$

(۱۵)

با استفاده از تابع گرین تغییر مکان قائم صفحه دایره ای (رابطه ی ۱۵) و نظریه ی تقابل بتی [20]، تغییر مکان عمودی این صفحه تحت اثر برآیند نیروهای ناشی از بار قائم خارجی و تابع تنش تماسی به صورت رابطه ی انتگرالی زیر بیان می شود:

$$w_p(r) = w_p(0) + \int_0^a \bar{w}_p^{solid}(r; r') [q_z(r') - p_z(r')] dr',$$

$$0 < r < a$$

(۱۶)

که در آن:

$$\nabla_i^2 = \nabla^2 + \frac{1}{s_i^2} \frac{\partial^2}{\partial z^2}, \quad (i=1,2). \quad (24)$$

و پارامترهای s_1^2 و s_2^2 ریشه‌های معادله‌ی زیر هستند:

$$A_{33}A_{44}s^4 + (A_{13}^2 + 2A_{13}A_{44} - A_{11}A_{33})s^2 + A_{11}A_{44} = 0 \quad (25)$$

با توجه به مثبت بودن انرژی کرنشی، s_1 و s_2 می‌توانند اعداد مختلط باشند اما نمی‌توانند اعداد موهومی خالص باشند [22]. به هر حال قسمت حقیقی s_1 و s_2 مثبت هستند. با توجه به هندسه‌ی مسئله و شرایط مسئله در r های بزرگ از تبدیل هنکل مرتبه‌ی صفر نسبت به امتداد شعاعی به‌شرح زیر استفاده می‌شود [28]:

$$F^{(0)}(\xi, z) = \int_0^\infty F(r, z) r J_0(\xi r) dr \quad (26)$$

به‌طوری‌که تبدیل معکوس هنکل آن عبارتند از:

$$F(r, z) = \int_0^\infty F^{(0)}(\xi, z) \xi J_0(\xi r) d\xi \quad (27)$$

و J_0 تابع بسل نوع اول از مرتبه‌ی صفر می‌باشد. با اعمال عملگر تبدیل هنکل مرتبه صفر به معادله‌ی (۲۳) و استفاده از تعریف (۲۶)، معادله‌ی (۲۳) به‌صورت زیر درمی‌آید:

$$\bar{\nabla}_1^2 \bar{\nabla}_2^2 F^{(0)}(\xi, z) = 0 \quad (28)$$

که در آن:

$$\bar{\nabla}_i^2 = d^2 / (s_i^2 dz^2) - \xi^2, \quad (i=1,2). \quad (29)$$

معادله‌ی (۲۸) یک معادله‌ی دیفرانسیل معمولی مرتبه‌ی چهارم با ضرایب ثابت می‌باشند. جواب معادله‌ی (۲۸) با توجه به شرایط در دوردست به‌صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$F^{(0)}(\xi, z) = A(\xi)e^{-s_1 \xi z} + B(\xi)e^{-s_2 \xi z} \quad (30)$$

مطابق شکل (۵) فرض می‌شود نیروی استاتیکی قائم به‌شدت $f(r, r')$ روی رینگ π_0 به شعاع r' در $z=0$ اعمال می‌گردد. این نیرو به‌صورت زیر در امتداد e_z تعریف می‌شود:

$$f(r, r') = \frac{\delta(r-r')}{2\pi r} e_z, \quad (31)$$

در رابطه‌ی (۱۹) E معرف مدول یانگ در صفحه‌ی ایزوتروپی، $\bar{E}$ معرف مدول یانگ عمود بر صفحه‌ی ایزوتروپی، ν معرف ضریب پواسون در صفحه‌ی ایزوتروپی، $\bar{\nu}$ معرف ضریب پواسون امتداد عمود بر صفحه‌ی ایزوتروپی نسبت به هر امتداد در صفحه‌ی ایزوتروپی می‌باشد، μ معرف مدول برشی در صفحه‌ی ایزوتروپی و $\bar{\mu}$ معرف مدول برشی در صفحات عمود بر صفحه‌ی ایزوتروپی می‌باشد. برای مواد همسان (ایزوتروپ) ضرایب ارتجاعی A_{ij} به‌صورت ذیل تعریف می‌شوند:

$$A_{11} = A_{33} = \frac{2\mu(1-\nu)}{1-2\nu}, A_{12} = A_{13} = \frac{2\mu\nu}{1-2\nu}, \\ A_{44} = A_{66} = \mu. \quad (20)$$

در روابط فوق، μ معرف مدول برشی و ν معرف ضریب پواسون می‌باشد.

معادلات تعادل (۱۷) یک دستگاه معادلات دیفرانسیل درگیر با مشتقات جزئی می‌باشند. به‌منظور مجزاسازی این معادلات از تابع پتانسیل اسکالر لخنیتسکی (F) به‌علت کامل بودن در حالت تقارن محوری و سادگی استفاده می‌شود. مؤلفه‌های بردار تغییرمکان برحسب تابع پتانسیل F در دستگاه مختصات استوانه‌ای و در حالت استاتیکی به‌صورت زیر نوشته می‌شوند [31]:

$$u = -\alpha_3 \frac{\partial^2 F}{\partial r \partial z}, \quad w = (1 + \alpha_1) \left[\nabla^2 + \beta \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right] F. \quad (21)$$

که در آن:

$$\alpha_1 = \frac{A_{66} + A_{12}}{A_{66}}, \alpha_2 = \frac{A_{44}}{A_{66}}, \alpha_3 = \frac{A_{13} + A_{44}}{A_{66}}, \\ \beta = \frac{\alpha_2}{1 + \alpha_1}, \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}. \quad (22)$$

با قرار دادن روابط (۲۱) در معادلات تعادل (۱۷) معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر تابع پتانسیل F به‌صورت زیر در می‌آید:

$$\nabla_1^2 \nabla_2^2 F(r, z) = 0. \quad (23)$$

تنش در فضای هنکل به صورت زیر بر حسب تابع F^0 نوشته می شوند:

$$u^{(1)}(\xi, z) = \alpha_3 \xi \frac{dF^{(0)}}{dz} \quad (36)$$

$$w^{(0)}(\xi, z) = (1 + \alpha_1) \left[-\xi^2 + \beta \frac{d^2}{dz^2} \right] F^{(0)} \quad (37)$$

$$\sigma_{zz}^{(0)}(\xi, z) = \frac{d}{dz} \left[\alpha_3 A_{13} \xi^2 - A_{33} \xi^2 (1 + \alpha_1) + A_{33} \alpha_2 \frac{d^2}{dz^2} \right] F^{(0)} \quad (38)$$

$$\sigma_{rz}^{(1)}(\xi, z) = A_{44} \xi \left[(\alpha_3 - \alpha_2) \frac{d^2}{dz^2} + \xi^2 (1 + \alpha_1) \right] F^{(0)} \quad (39)$$

با جای گذاری تابع F^0 در روابط (۳۶) الی (۳۹)، توابع تغییر مکان و تنش در فضای تبدیل یافته نوشته می شود و با اعمال عملگر تبدیل معکوس، توابع گرین مؤلفه های تغییر مکان و تنش برای نیروی حلقوی در فضای واقعی به صورت زیر به دست می آیند:

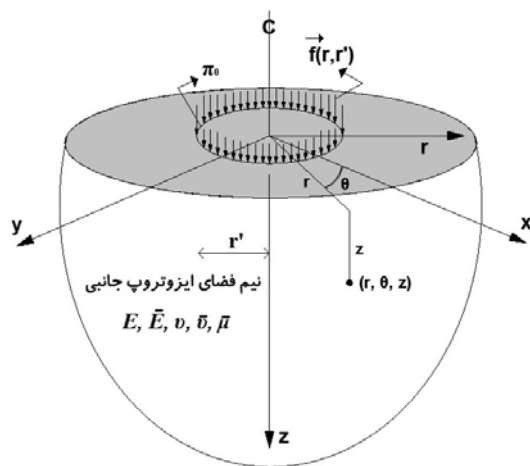
$$\bar{u}_h(r, z; r') = -\alpha_3 \int_0^\infty \xi \left[s_1 A(\xi) e^{-s_1 \xi z} + s_2 B(\xi) e^{-s_2 \xi z} \right] J_1(\xi r) d\xi \quad (40)$$

$$\bar{w}_h(r, z; r') = (1 + \alpha_1) \int_0^\infty \xi^3 \left[\beta (s_1^2 A(\xi) e^{-s_1 \xi z} + s_2^2 B(\xi) e^{-s_2 \xi z}) - (A(\xi) e^{-s_1 \xi z} + B(\xi) e^{-s_2 \xi z}) \right] J_0(\xi r) d\xi \quad (41)$$

$$\bar{\sigma}_{zzh}(r, z; r') = \int_0^\infty -\xi^2 \left(\alpha_3 A_{13} \xi^2 - A_{33} \xi^2 (1 + \alpha_1) \right) \times \left(s_1 A(\xi) e^{-s_1 \xi z} + s_2 B(\xi) e^{-s_2 \xi z} \right) - A_{33} \alpha_2 \xi^4 \times \left(s_1^3 A(\xi) e^{-s_1 \xi z} + s_2^3 B(\xi) e^{-s_2 \xi z} \right) J_0(\xi r) d\xi \quad (42)$$

$$\bar{\sigma}_{rzh}(r, z; r') = A_{44} \int_0^\infty \xi^4 \left[(\alpha_3 - \alpha_2) (s_1^2 A(\xi) e^{-s_1 \xi z} + s_2^2 B(\xi) e^{-s_2 \xi z}) + (1 + \alpha_1) (A(\xi) e^{-s_1 \xi z} + B(\xi) e^{-s_2 \xi z}) \right] J_1(\xi r) d\xi \quad (43)$$

با استفاده از شرایط مرزی (۳۴) و روابط (۳۷) و (۳۸) ضرایب $A(\xi)$ و $B(\xi)$ به صورت زیر بر حسب $f^{(0)}(\xi, r')$ نوشته می شوند:



شکل ۵ نیم فضای ایزوتروپ جانبی تحت نیرو با توزیع حلقوی مؤثر بر حلقه ای به شعاع r'

که تبدیل هنکل آن به صورت زیر می باشد:

$$f^{(0)}(\xi, r') = \frac{J_0(\xi r')}{2\pi} \quad (32)$$

به طور واضح اندازه ی کل نیروی $f(r, r')$ برابر واحد است:

$$\int_{\theta=0}^{2\pi} \int_{r=0}^{\infty} \frac{\delta(r-r')}{2\pi r} r dr d\theta = 1. \quad (33)$$

شرایط مرزی در $z=0$ با توجه به رابطه ی (۳۱) و شکل (۵) عبارتند از:

$$\sigma_{rz}(r, z=0; r') = 0, \quad (34)$$

$$\sigma_{zz}(r, z=0; r') = -f(r, r').$$

که در آن $f(r, r')$ اندازه $f(r, r')$ است. همان طور که پیشتر نیز استفاده شده است کلیه ی مؤلفه های تانسور تنش و بردار تغییر مکان در دور دست ($z \rightarrow \infty$) یا ($r \rightarrow \infty$) صفر هستند.

$$\lim_{\sqrt{r^2+z^2} \rightarrow \infty} \sigma_{ij}(r, z) = 0, \quad \lim_{\sqrt{r^2+z^2} \rightarrow \infty} u(r, z) = 0,$$

$$\lim_{\sqrt{r^2+z^2} \rightarrow \infty} w(r, z) = 0. \quad (35)$$

شرایط مرزی داده شده در روابط (۳۴) باید در فضای تبدیل یافته نوشته شوند تا با جایگزینی معادله (۳۰) در آنها بتوان توابع $A(\xi)$ و $B(\xi)$ را به دست آورد. بدین منظور مؤلفه های بردار تغییر مکان و تانسور

از آنجایی که ناحیه‌ی تماس قابلیت انتقال کشش ندارد و با توجه به شرایط پیوستگی جابه‌جایی عمودی صفحه و نیم‌فضا، روابط زیر در ناحیه تماس برای صفحه دایره‌ای حاکم می‌باشند:

$$w_h(r, 0) = w_p(r), \quad 0 \leq r < \alpha \quad (51)$$

$$p_z(r) \geq 0, \quad 0 \leq r < \alpha \quad (52)$$

برای اطمینان از عدم نفوذ صفحه در داخل نیم‌فضا در ناحیه‌ی بلندشدگی ($\alpha < a$) رابطه‌ی زیر نیز باید برقرار باشد:

$$w_h(r, 0) > w_p(r), \quad p_z(r) = 0, \quad \alpha \leq r < a \quad (53)$$

اگر تماس صفحه و نیم‌فضا به صورت کامل برقرار باشد به عبارت دیگر اگر کلیه‌ی نیروهای تماسی در همه جای ناحیه‌ی اتصال فشاری باشد، a در روابط (51) الی (53) جایگزین α می‌شود.

با توجه به روابط (16) و (48)، رابطه‌ی (51) به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\begin{aligned} w_p(0) + \int_0^a \bar{w}_p^{\text{solid}}(r; r') q_z(r') dr' - \int_0^a \bar{w}_p^{\text{solid}}(r; r') p_z(r') dr' \\ = \int_0^a \bar{w}_h(r, 0; r') p_z(r') dr', \quad 0 \leq r < \alpha. \end{aligned} \quad (54)$$

که در آن تابع گرین تغییرمکان قائم صفحه‌ی حلقه‌ای می‌باشد. رابطه‌ی (54) می‌تواند به صورت زیر نیز نوشته شود:

$$\begin{aligned} \int_0^a [\bar{w}_h(r, 0; r') + \bar{w}_p^{\text{solid}}(r; r')] p_z(r') dr' - w_p(0) \\ = \int_0^a \bar{w}_p^{\text{solid}}(r; r') q_z(r') dr', \quad 0 \leq r < \alpha. \end{aligned} \quad (55)$$

برای در نظر گرفتن شرایط تعادل کلی صفحه در امتداد قائم باید مجموع نیروهای خارجی در تعادل با تنش تماسی صفحه باشد. بنابراین رابطه‌ی زیر نیز باید برقرار باشد:

$$F_z = 2\pi \int_0^a r' q_z(r') dr' = 2\pi \int_0^a r' p_z(r') dr' \quad (56)$$

$$A(\xi) = \frac{-f^{(0)}(\xi, r') \eta_2(\xi)}{I(\xi) A_{33}} \quad (44)$$

$$B(\xi) = \frac{f^{(0)}(\xi, r') \eta_1(\xi)}{I(\xi) A_{33}} \quad (45)$$

که در آن:

$$\eta_1(\xi) = (1 + \alpha_1 - \alpha_2 s_2^2 + \alpha_3 s_2^2) \xi^2,$$

$$\eta_2(\xi) = (1 + \alpha_1 - \alpha_2 s_1^2 + \alpha_3 s_1^2) \xi^2,$$

$$\lambda_1(\xi) = s_2 \xi, \quad \lambda_2(\xi) = s_1 \xi,$$

$$\varphi_1(\xi) = \alpha_2 \lambda_1(\xi)^2 - \xi^2 (1 + \alpha_1),$$

$$\varphi_2(\xi) = \alpha_2 \lambda_2(\xi)^2 - \xi^2 (1 + \alpha_1),$$

$$v_1(\xi) = (1 + \alpha_1 - \alpha_2 s_2^2 - \alpha_3 \frac{A_{13}}{A_{33}}) s_2 \xi^3,$$

$$v_2(\xi) = (1 + \alpha_1 - \alpha_2 s_1^2 - \alpha_3 \frac{A_{13}}{A_{33}}) s_1 \xi^3,$$

$$I(\xi) = \eta_2(\xi) v_1(\xi) - \eta_1(\xi) v_2(\xi). \quad (46)$$

با استفاده از توابع گرین مؤلفه‌های تغییرمکان و تنش نیم‌فضا (روابط 40 الی 43) تغییرمکان‌ها و تنش‌های نیم‌فضا تحت اثر تنش تماسی صفحه در فضای واقعی به صورت روابط انتگرالی زیر بیان می‌شوند:

$$u_h(r, z) = \int_0^a \bar{u}_h(r, z; r') p_z(r') dr', \quad (47)$$

$$w_h(r, z) = \int_0^a \bar{w}_h(r, z; r') p_z(r') dr', \quad (48)$$

$$\sigma_{zh}(r, z) = \int_0^a \bar{\sigma}_{zh}(r, z; r') p_z(r') dr', \quad (49)$$

$$\sigma_{rzh}(r, z) = \int_0^a \bar{\sigma}_{rzh}(r, z; r') p_z(r') dr'. \quad (50)$$

معادلات انتگرالی و شرایط پیوستگی حاکم بر مسأله
برای در نظر گرفتن شرایط فیزیکی مسأله، فرض می‌شود که ناحیه‌ی تماس صفحه و نیم‌فضا به صورت یکنواخت بدون قابلیت تحمل کشش باشد. همچنین به دلیل داشتن لبه‌ی آزاد در صفحه‌ی دایره‌ای (شعاع α)، یک شعاع بلندشدگی (α) وجود خواهد داشت.

به‌خصوص در لبه‌های خارجی صفحه عرض هر المان از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$L_i = \left(\frac{(N+1-i)^m}{\sum_{k=1}^N k^m} \right) a, \quad (i = 1, 2, 3, \dots, N) \quad (57)$$

که در آن m ثابت دلخواهی می‌باشد. به‌ازای $m=0$ تمام المان‌ها عرض ثابتی خواهند داشت و با افزایش مقدار m عرض المان‌ها با نزدیک شدن به لبه‌ی صفحه کاهش خواهد یافت. این ویژگی شرایط تکنیکی به‌خصوص در لبه‌ی خارجی صفحه‌ی صلب دایره‌ای را ارضا خواهد کرد.

در این صورت، تغییر مکان هر نقطه از محیط با مختصات $M(r, z)$ برابر:

$$W(M) = \sum_{i=1}^N W_i(M) \quad (58)$$

می‌باشد، به‌طوری که $W_i(M)$ تغییر مکان نقطه‌ی M به‌علت فشار حلقوی p_i مؤثر بر حلقه‌ای به شعاع $\bar{r}_i$ و به پهنای L_i است. از آنجایی که p_i ثابت می‌باشد، $W_i(M)$ با استفاده از رابطه‌ی (۴۸) برابر است با:

$$W_i(M) = p_i \bar{W}_i(M) = p_i \int_{m_i}^{n_i} \bar{w}_h(r, z; r') dr',$$

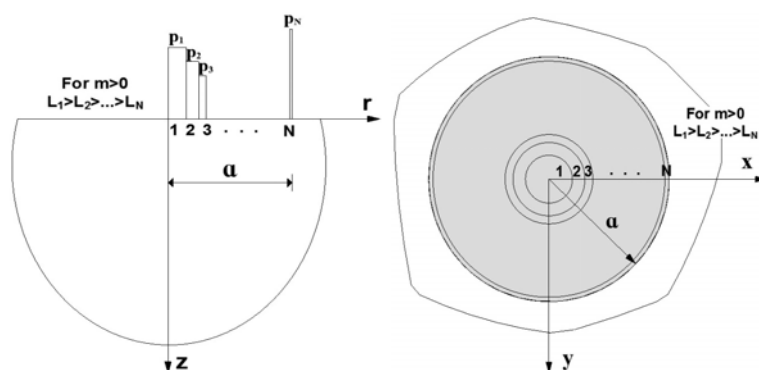
$$m_i = \sum_{j=1}^i L_j - L_i, \quad n_i = \sum_{j=1}^i L_j, \quad (i = 1, 2, 3, \dots, 2N). \quad (59)$$

همراه با محدودیت‌های ذکر شده در روابط (۵۲) و (۵۳) معادلات انتگرالی (۵۵) و (۵۶) با متغیرهای $w_p(0)$ و $p_z(r)$ تشکیل یک سیستم معادلات انتگرالی حاکم بر مسائل تماسی در حالت متقارن محوری را می‌دهد. هم‌چنین برای مسائل تماسی بدون قابلیت تحمل کشش، مقدار شعاع تماس α در نقطه‌ای رخ می‌دهد که باید به‌عنوان مجهول اضافه در حین تحلیل مسأله تعیین شود.

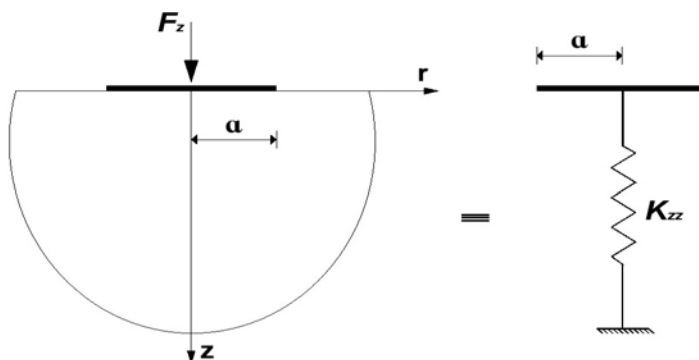
حل تحلیلی معادلات (۵۵) و (۵۶) بسیار مشکل است و به همین علت تحقیقات چندانی در این زمینه وجود ندارد. در ادامه با استفاده از روش المان‌های رینگی، مقدار واکنش بستر $p_z(r)$ که مجهول اصلی این معادلات می‌باشد به‌دست می‌آید و از آن می‌توان با استفاده از روابط موجود، مقادیر تغییر مکان و تنش صفحه و نیم‌فضا را در هر نقطه‌ی دلخواه به‌دست آورد.

روش المان‌های رینگی

برای تحلیل نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی تحت اثر صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای به شعاع a ، نیم‌فضای مورد نظر تحت N تابع فشار رینگی با شدت ثابت p_i ، $(i = 1, 2, 3, \dots, N)$ مؤثر بر حلقه‌ای به شعاع مرکزی $\bar{r}_i$ و عرض L_i قرار می‌گیرد به‌طوری که N تعداد حلقه‌هایی می‌باشد که تحت فشار حلقوی قرار دارند (شکل‌های ۶). به‌منظور انجام محاسبات دقیق‌تر



شکل ۶ نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی تحت فشار با توزیع حلقوی مؤثر بر N حلقه با پهنای متغیر در صفحه‌ی دایره‌ای



شکل ۷ نمایش شماتیک فنر معادل نیم‌فضا برای صفحه‌ی صلب دایره‌ای به شعاع a

به صورت عددی برآورد می‌شوند. برآورد عددی انتگرال‌های ارائه شده در بخش‌های قبلی نیاز به دقت خاصی دارد، چرا که حد بالای انتگرال تابع گرین مربوط به نیم‌فضا محدود نیست و باید با دقت مناسب تعیین شود. برای برآورد عددی، ۵ نوع ماده مطابق جدول (۱) در نظر گرفته می‌شود. در این جدول دو ماده‌ی اول ایزوتروپ با ضرایب پواسون ۰/۲۵ و ۰/۳۳ است و مابقی با رفتار ایزوتروپ جانبی می‌باشد. ماده‌ی ایزوتروپ با ضریب پواسون ۰/۲۵، (Mat 1) در این جدول، همان ماده‌ای است که پک و همکاران [26] در نظر گرفته‌اند و ماده‌ی ایزوتروپ با ضریب پواسون ۰/۳۳، (Mat 2)، ماده‌ای است که لوکو و میتا [23] در نظر گرفته‌اند. هم‌چنین ماده‌ی ایزوتروپ جانبی شماره‌ی ۳ این مطالعه (Mat 3) ماده‌ای است که اسکندری قادی و همکاران [14] در نظر گرفته‌اند. مطابق تحقیقات آنها سختی بی‌بعد فنر قائم معادل نیم‌فضا متشکل از ماده‌ی شماره‌ی ۱ تحت شالوده‌ی صلب دایره‌ای برابر ۵/۳۳۳۳ و برای ماده‌ی شماره‌ی ۲ برابر ۶/۰۰۰۰ و برای ماده‌ی شماره‌ی ۳ برابر ۹/۴۹۴۸ می‌باشد. اندازه‌ی مناسب المان‌ها با استفاده از رابطه‌ی (۵۷) تعیین می‌شود. در این مطالعه برای صفحه‌ی صلب دایره‌ای m برابر ۲ و برای صفحه‌ی انعطاف‌پذیر برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. لازم به توضیح است که تکنیکی تنش تماسی در لبه‌ی صفحه در حالت صلب بسیار قابل توجه است و نیاز به ریزتر شدن المان نسبت به حالت انعطاف‌پذیر دارد. برای تعیین اندازه‌ی

از آنجایی که صفحه‌ی دایره‌ای مورد مطالعه انعطاف‌پذیر می‌باشد، تغییر مکان نقاط مختلف نیم‌فضا در محل تماس با صفحه، غیریکنواخت است و برابر تغییر مکان صفحه می‌باشد. با مساوی قرار دادن تغییر مکان N نقطه $M_i(r = \bar{r}_i, z = 0)$ با $w_p(\bar{r}_i)$ ، ($i = 1, 2, 3, \dots, N$) معادله تشکیل خواهد شد، به طوری که با حل آنها N مجهول p_i ، ($i = 1, 2, 3, \dots, N$) تعیین می‌شوند. با در اختیار داشتن p_i ها، توزیع تغییر مکان و تنش در هر نقطه از نیم‌فضا و صفحه تعیین خواهند شد. از این میان می‌توان توزیع فشار تماسی صفحه و محیط را نیز تعیین نمود. هم‌چنین در حالتی که سختی صفحه به سمت بی‌نهایت میل کند (صفحه‌ی صلب)، با تعیین نیروی کل تماسی از رابطه‌ی زیر:

$$F_z = 2\pi \int_0^a r p_z(r) dr = 2\pi \sum_{i=1}^N p_i L_i. \quad (60)$$

سختی بی‌بعد فنر متمرکز معادل نیم‌فضا (شکل ۹) از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$K_{zz} = \frac{F_z}{w_p(0) a A_{66}} \quad (61)$$

عبارت $a A_{66}$ در رابطه‌ی (۶۱) برای بی‌بعد شدن مقدار سختی اضافه شده است. هم‌چنین سختی فنر گسترده‌ی معادل نیم‌فضا با استفاده از رابطه‌ی $K_z = K_{zz} / \pi a^2$ به دست می‌آید.

نتایج عددی

در این بخش، نتایج به دست آمده از بخش‌های قبلی

مشاهده می شود در ماده ی شماره ی ۱، برای ۵ المان میزان خطای نسبی $(K_{zz}(\text{exact}) - K_{zz}(\text{num})) / K_{zz}(\text{exact})$ برابر ۰/۵۱۰۰ درصد و برای ۳۰ المان این خطا برابر ۰/۰۰۱۸ درصد است. در ادامه، کلیه ی محاسبات با در نظر گرفتن ۳۰ المان انجام می شود. همان طور که پیشتر گفته شد، روش ارائه شده برای تعیین اندازه ی المان شرایط لازم برای رسیدن به دقت مناسب و در نظر گرفتن تکنیکی فشار تماسی را در لبه های صفحه دارا می باشد.

مناسب، با تغییر تعداد المان ها سختی بی بعد فنر قائم (K_{zz}) برای ماده ی شماره ی ۱، ۲ و ۳ به دست می آید و از آن تعداد المان های مناسب چنان تعیین می شود که جواب های به دست آمده منطبق بر جواب های موجود در مقالات مرتبط باشند. سختی بی بعد فنر قائم به دست آمده از روش ارائه شده در این مقاله تحت اثر شالوده ی صلب دایره ای با تعداد المان های معادل ۵، ۱۰، ...، ۳۰ المان برای مواد شماره ی ۱، ۲ و ۳ به دست آمده و در جدول (۲) الی (۴) لیست شده است. همان طور که

جدول ۱ مشخصات مکانیکی مصالح انتخابی

Material	1 ایزوتروپ	2 ایزوتروپ	3 ایزوتروپ جانبی	4 ایزوتروپ جانبی	5 ایزوتروپ جانبی
E (N/mm ²)	50000	53333	50000	100000	150000
$\bar{E}$ (N/mm ²)	50000	53333	150000	50000	50000
G (N/mm ²)	20000	20000	20000	40000	60000
$\bar{G}$ (N/mm ²)	20000	20000	20000	20000	20000
ν	0.25	1/3	0.25	0.25	0.25
$\bar{\nu}$	0.25	1/3	0.25	0.25	0.25

جدول ۲ مقایسه ی سختی قائم شالوده ی صلب دایره ای ناشی از نتایج تحلیلی پک و همکاران [26] و نتایج عددی این مطالعه برحسب تعداد

المان (ماده ی شماره ی ۱)

تعداد المان	$K_{zz}(\text{num})$	$K_{zz}(\text{exact})$	اختلاف %
5	5.3061	5.3333	0.5100
10	5.3289	5.3333	0.0825
15	5.3319	5.3333	0.0262
20	5.3327	5.3333	0.0112
25	5.3331	5.3333	0.0037
30	5.3332	5.3333	0.0018

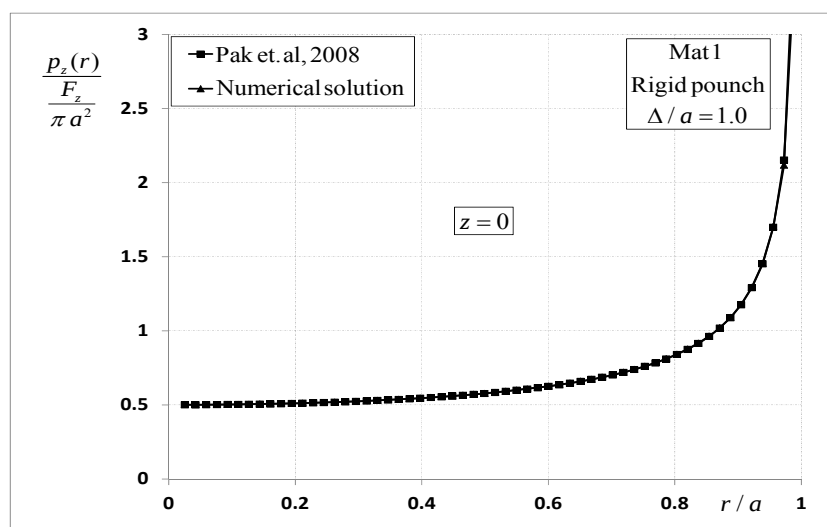
جدول ۳ مقایسه ی سختی قائم شالوده ی صلب دایره ای ناشی از نتایج تحلیلی لوکو و میتا [23] و نتایج عددی این مطالعه برحسب تعداد

المان (ماده ی شماره ی ۲)

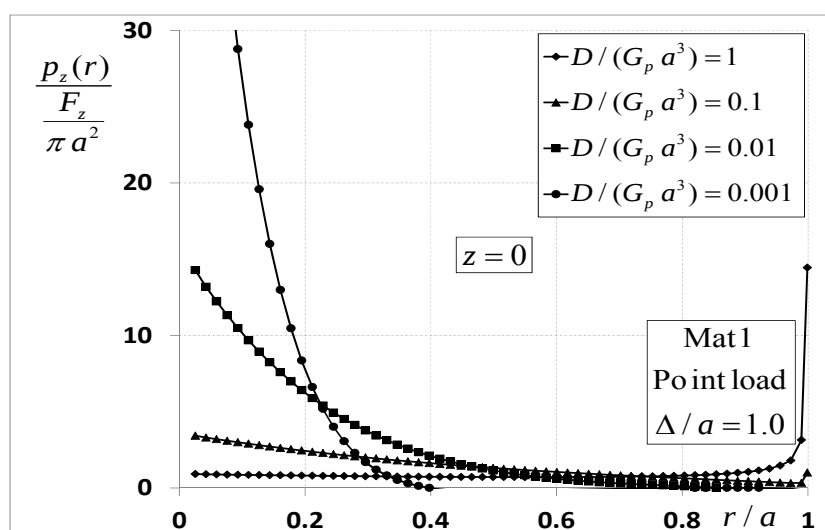
تعداد المان	$K_{zz}(\text{num})$	$K_{zz}(\text{exact})$	اختلاف %
5	5.9693	6.0000	0.5117
10	5.9950	6.0000	0.0833
15	5.9984	6.0000	0.0267
20	5.9993	6.0000	0.0117
25	5.9998	6.0000	0.0033
30	5.9999	6.0000	0.0017

جدول ۴ مقایسه‌ی سختی قائم شالوده‌ی صلب دایره‌ای ناشی از نتایج تحلیلی اسکندری قادی و همکاران [14] و نتایج عددی این مطالعه برحسب تعداد المان (ماده‌ی شماره‌ی ۳)

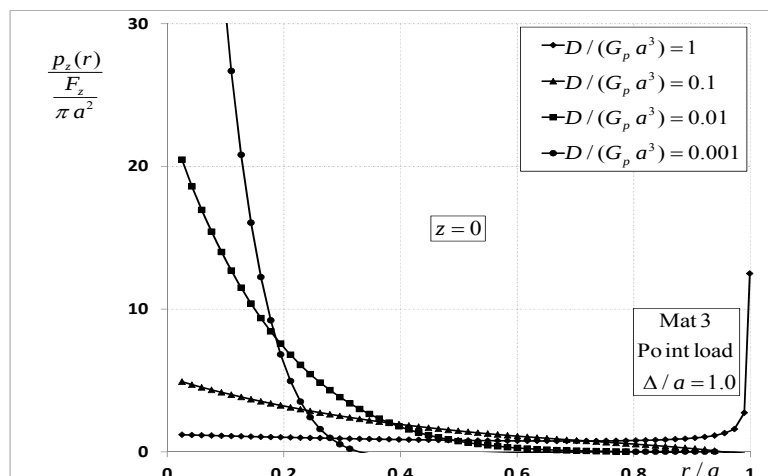
تعداد المان	$K_{zz}(\text{num})$	$K_{zz}(\text{exact})$	اختلاف %
5	9.4464	9.4948	0.5097
10	9.4869	9.4948	0.0832
15	9.4923	9.4948	0.0263
20	9.4938	9.4948	0.0105
25	9.4945	9.4948	0.0031
30	9.4947	9.4948	0.0010



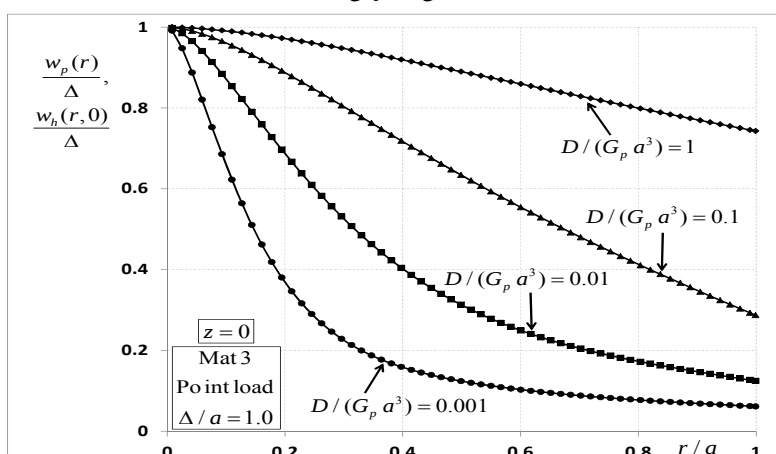
شکل ۸ مقایسه‌ی تنش تماسی حاصل از حل عددی مطالعه‌ی حاضر با حل تحلیلی پک و همکاران [26] برای صفحه‌ی صلب دایره‌ای تحت بار متمرکز مرکزی برای حالتی که تعداد المان‌ها ۳۰ است و کوچک‌ترین المان در لبه دارای پهنای 0.002a می‌باشد (ماده‌ی شماره‌ی ۱)



شکل ۹ تنش تماسی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای در حالت چسبندگی کامل صفحه با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی (ماده‌ی شماره‌ی ۱)



شکل ۱۰ تنش تماسی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای در حالت چسبندگی کامل صفحه با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی (ماده‌ی شماره‌ی ۳)



شکل ۱۱ تغییرمکان قائم نیم‌فضا و صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای در حالت چسبندگی کامل صفحه با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی (ماده‌ی شماره‌ی ۳)

و با نمودار دقیق آن مقایسه شده‌است. همپوشانی کامل این دو نمودار نشان از دقت بالای محاسبات با این روش عددی دارد.

در گراف‌های ارائه شده برای اهداف مقایسه‌ای، سختی صفحه به صورت نسبتی از مدول برشی آن نوشته شده‌است. بدین منظور مدول برشی صفحه برابر $G_p = 2 \times 10^4$ نیوتن بر مترمربع و ضریب پواسون آن $\nu_p = 0.25$ در نظر گرفته می‌شود. هم‌چنین برای رعایت اختصار، از این پس تغییرمکان مرکز صفحه‌ی دایره‌ای $w_p(0)$ با Δ نشان داده می‌شود.

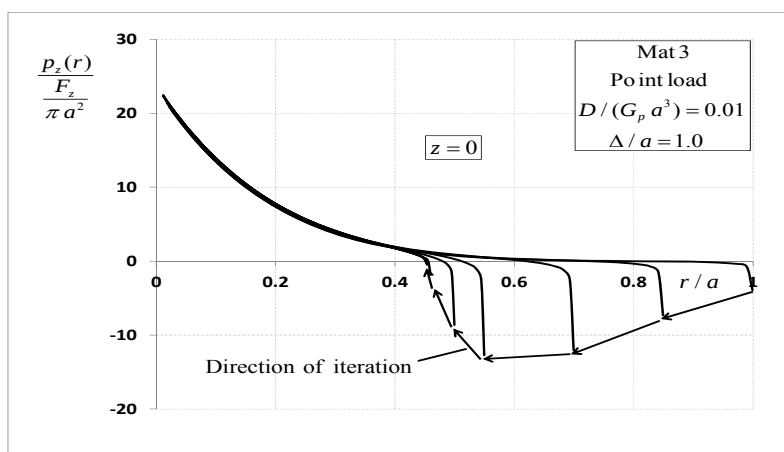
شکل‌های (۹) و (۱۰) تنش تماسی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای و نیم‌فضا را با در نظر گرفتن

با استفاده از حل تحلیلی شالوده‌ی صلب دایره‌ای توسط پک و همکاران [26]، تنش تماسی صفحه‌ی صلب دایره‌ای به صورت رابطه‌ی $\sigma_{zzh} = 0.5(1 - r^2/a^2)^{-0.5}$ می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۸) مشاهده می‌شود، روش عددی این مطالعه، تمامی ویژگی‌های حل تحلیلی از جمله تکینگی فشار تماسی در لبه صفحه را به خوبی ارضا می‌کند. حتی با در نظر گرفتن ۵ المان رینگ برای ناحیه‌ی تماس، تنها حدود ۰/۵۱۰۰ درصد خطا نسبت به حل تحلیلی آن وجود دارد (جدول ۲). این شکل برای حالتی که سختی صفحه بی‌نهایت است و به صورت صلب می‌باشد، تحت اثر تغییرمکان یکنواخت Δ ترسیم شده

روند تحلیل تعیین شود. نحوه‌ی تعیین آن طبق شکل شماره‌ی (۱۲) به این صورت است که هم‌زمان با کاهش مرحله‌ای شعاع صفحه از a تا حدود α ، مقدار تنش تماسی در هر مرحله ترسیم می‌شود. این روند تا یافتن اولین شعاع صفحه که به‌ازای آن، تنش در تمام نقاط صفحه از شعاع صفر تا آن شعاع (α) همگی مثبت باشند، ادامه می‌یابد. در جدول (۵) مقادیر α به‌دست آمده از این مطالعه با مقادیر به‌دست آمده از نتایج پک و همکاران [26] برای ماده‌ی ایزوتروپ شماره‌ی ۱ به‌ازای سختی‌های مختلف صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای، مقایسه شده است. اختلاف ناچیز این دو مطالعه نشان‌دهنده‌ی دقت بالای محاسبات می‌باشد. هم‌چنین در جدول (۶) به‌ازای سختی $D/(G_p a^3) = 0.01$ برای صفحه‌ی دایره‌ای، مقادیر α به‌دست آمده برای مواد ایزوتروپ و ایزوتروپ جانبی با هم مقایسه شده‌است. با توجه به این جدول، مقدار α در شرایط یکسان برای ماده‌ی شماره‌ی ۳ کمتر از سایر مواد می‌باشد و بدین معناست که ناحیه‌ی بلند شده‌ی صفحه در این ماده بیشتر از سایر مواد است که نشان‌دهنده‌ی سخت‌تر بودن این ماده است. از طرف دیگر ماده‌ی شماره‌ی ۲ دارای بیشترین نرمی بین مواد می‌باشد.

چسبندگی کامل صفحه و نیم‌فضا ($\alpha = a$) تحت نیروی متمرکز با اندازه‌ی واحد در مرکز صفحه برای مواد شماره‌ی ۱ و ۳ نشان می‌دهد. همان‌طور که در این گراف‌ها مشاهده می‌شود تنش تماسی برای مقادیر مختلفی از سختی صفحه رسم شده‌است و طبق انتظار با کاهش سختی صفحه، تنش در مرکز صفحه زیاد می‌شود و با افزایش سختی آن مقدار تنش در لبه‌ی صفحه زیاد می‌گردد. شکل‌های نشان داده‌شده نشان از حاکم بودن رابطه‌ی (۵۲) در حالت تماس کامل صفحه و نیم‌فضا را دارد. شکل (۱۱) تغییرمکان قائم نیم‌فضا و صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای را برای ماده‌ی شماره‌ی ۳ به‌ازای چسبندگی کامل صفحه و نیم‌فضا و سختی‌های مختلف صفحه تحت بار متمرکز در مرکز صفحه نشان می‌دهد. با توجه به این شکل مشاهده می‌شود، با کاهش سختی صفحه، تغییرمکان انتهایی صفحه بیشتر می‌شود و با افزایش سختی آن، مقدار تغییرمکان صفحه به تغییرمکان مرکز آن نزدیک‌تر می‌گردد. هم‌چنین به‌دلیل برقراری چسبندگی کامل صفحه و نیم‌فضا طبق رابطه‌ی (۵۱) مقدار تغییرمکان قائم صفحه و نیم‌فضا در کل شعاع صفحه با هم برابر می‌باشند.

همان‌طور که پیشتر گفته شد، مقدار شعاع چسبندگی α باید به‌عنوان یک مجهول اضافه در حین



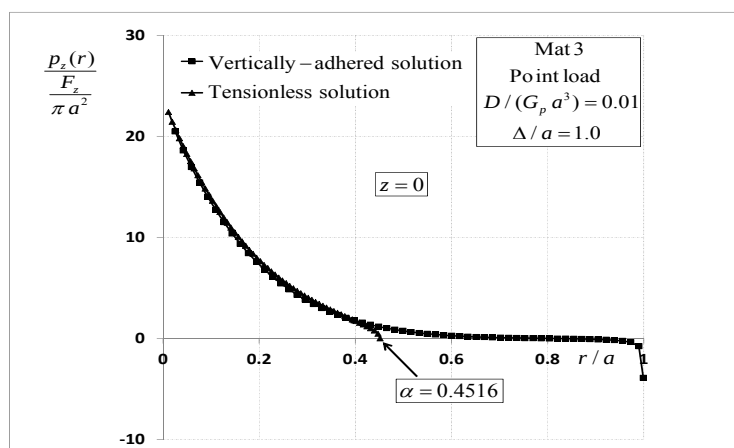
شکل ۱۲ روند یافتن شعاع چسبندگی صفحه و نیم‌فضا (α) برای صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای در حالت عدم چسبندگی صفحه با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی (ماده‌ی شماره‌ی ۳)

جدول ۵ مقایسه‌ی شعاع تماس (α) به دست آمده از این مطالعه با نتایج پک و همکاران [26] به ازای مقادیر مختلف سختی صفحه برای صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر (ماده‌ی شماره‌ی ۱)

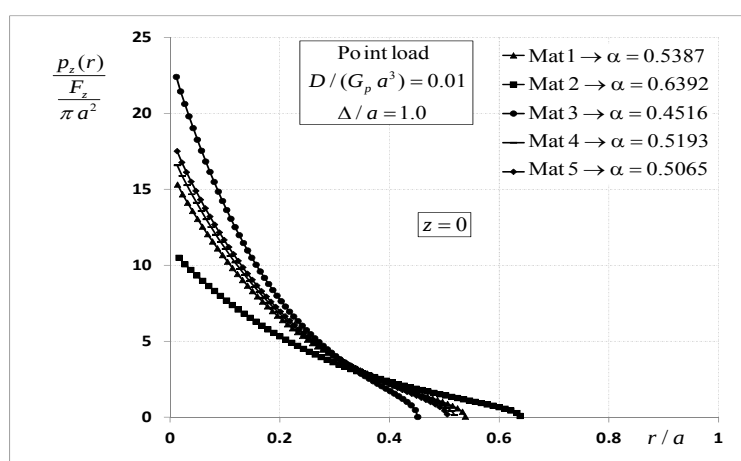
اختلاف %	Pak et al[2008]	مطالعه حاضر	$D / (G_p a^3)$
2.0343	0.8750	0.8572	0.05
2.0685	0.7590	0.7433	0.03
2.2508	0.6220	0.6080	0.015
0.8832	0.5435	0.5387	0.01

جدول ۶ شعاع تماس (α) به دست آمده برای مواد مختلف نیم‌فضا به ازای سختی $D / (G_p a^3) = 0.01$ صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر

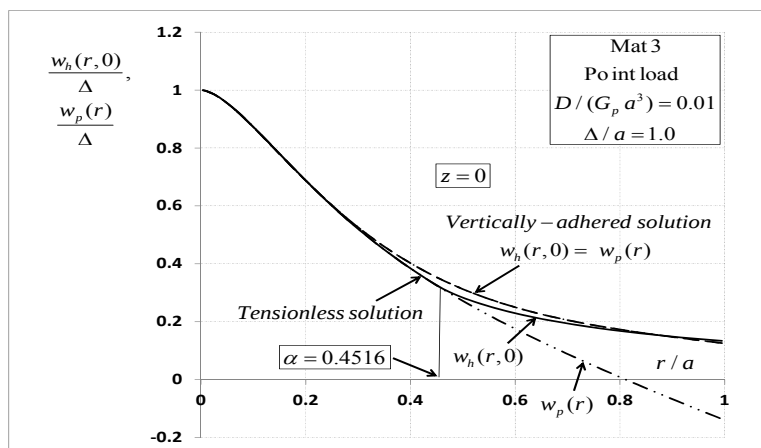
Material	Mat 1	Mat 2	Mat 3	Mat 4	Mat 5
α	0.5387	0.6392	0.4516	0.5193	0.5065



شکل ۱۳ مقایسه‌ی تنش تماسی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای با نیم‌فضا در دو حالت چسبیده و عدم چسبندگی صفحه با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی (ماده‌ی شماره‌ی ۳)



شکل ۱۴ مقایسه‌ی تنش تماسی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای با نیم‌فضا بین مواد مختلف نیم‌فضا در حالت عدم چسبندگی صفحه با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی



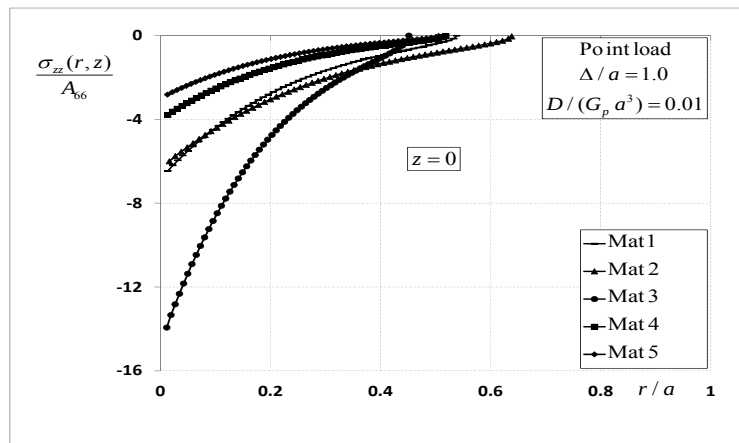
شکل ۱۵ مقایسه‌ی تغییرمکان قائم صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای و نیم‌فضا در دو حالت چسبیده و عدم چسبندگی صفحه با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی (ماده‌ی شماره‌ی ۳)

مقادیر تغییرمکان قائم نیم‌فضا در عمق را به‌ازای مقدار سختی ثابت صفحه‌ی دایره‌ای نشان می‌دهد که در این مورد نیز مطابق فوق با دور شدن از محل اثر بار، مقدار تغییرمکان قائم صفحه به سمت صفر میل می‌کند. شکل (۱۸) تأثیر میزان سختی صفحه بر تغییرمکان قائم نیم‌فضا در سطح را نشان می‌دهد. این شکل در حالت چسبندگی کامل صفحه‌ی دایره‌ای با نیم‌فضا به‌ازای سختی‌های مختلف صفحه ترسیم شده‌است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش سختی صفحه، یکنواختی تغییرمکان قائم نیم‌فضا در سطح زیرصفحه بیشتر شده و با کاهش سختی صفحه این مقدار تغییرمکان غیریکنواخت و روند کاهنده خواهد داشت.

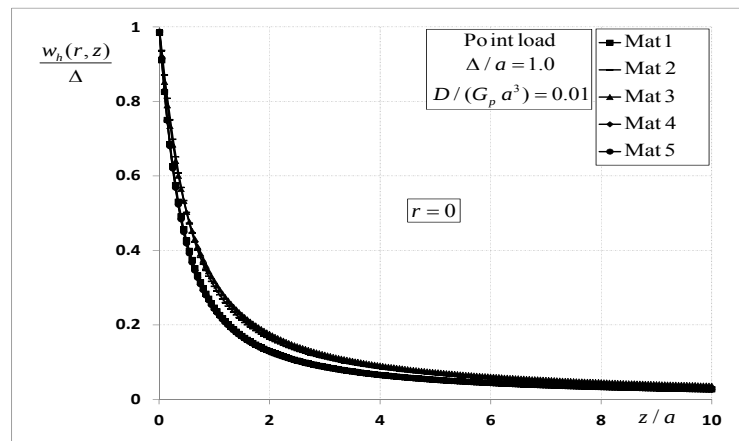
در انتها لازم به توضیح است که با توجه به گراف‌ها و جداول ارائه‌شده، اثر میزان نایزوتروپی در پاسخ مسأله بدین صورت است که مقدار شعاع تماس (α) با نسبت A_{33}/G_p رابطه‌ی معکوس دارد به‌طوری‌که با افزایش این نسبت، شعاع چسبندگی صفحه کاهش می‌یابد. هم‌چنین روابط ارائه‌شده در این مقاله، برای نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی می‌باشد و با انتخاب مصالح ایزوتروپ نمی‌توان از این روابط استفاده نمود، چراکه برای نیم‌فضای ایزوتروپ نیاز به بازنویسی روابط و اصلاح مقادیر s_1 و s_2 و ساده‌سازی روابط می‌باشد که در مرجع [26] ارائه شده است.

در شکل (۱۳)، تنش تماسی در دو حالت چسبندگی کامل صفحه‌ی دایره‌ای با نیم‌فضا و هم‌چنین عدم چسبندگی آنها برای ماده‌ی شماره‌ی ۳ و سختی ثابت $D/(G_p a^3) = 0.01$ ترسیم شده‌است. هم‌چنین در شکل (۱۴) تنش تماسی در حالت عدم چسبندگی صفحه‌ی دایره‌ای با نیم‌فضا با همان سختی صفحه بین مواد مختلف نیم‌فضا به‌صورت مقایسه‌ای ترسیم شده است. اثر میزان ناهمسانی نیم‌فضا بر پاسخ نیروی مؤثر بر صفحه‌ی انعطاف‌پذیر مشاهده می‌شود. شکل (۱۵) تغییرمکان قائم صفحه‌ی دایره‌ای و نیم‌فضا را در دو حالت چسبندگی صفحه با نیم‌فضا و عدم چسبندگی آنها با مقدار سختی ثابت صفحه، نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در شرایط عدم چسبندگی، از شعاع صفر تا α صفحه و نیم‌فضا با هم در تماس‌اند و از شعاع α تا a صفحه از نیم‌فضا جدا خواهد شد و تغییرمکان قائم نیم‌فضا از صفحه بیشتر می‌شود که نشان‌دهنده‌ی حاکم بودن رابطه‌ی (۵۳) می‌باشد.

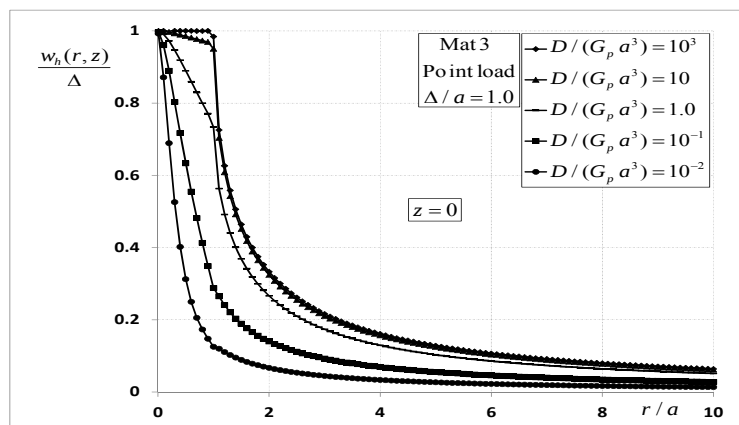
شکل (۱۶) مقادیر تنش قائم نیم‌فضا را در سطح نیم‌فضا به‌ازای مقدار سختی ثابت صفحه دایره‌ای نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با دور شدن از مرکز صفحه، طبق اصل منظم بودن جواب، مقدار تنش قائم نیم‌فضا به سمت صفر میل می‌کند. شکل (۱۷)



شکل ۱۶ مقایسه‌ی تنش قائم نیم‌فضا در سطح بین مواد مختلف نیم‌فضا در حالت عدم چسبندگی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی و سختی ثابت صفحه



شکل ۱۷ مقایسه‌ی تغییر مکان قائم نیم‌فضا در عمق بین مواد مختلف نیم‌فضا در حالت عدم چسبندگی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی و سختی ثابت صفحه



شکل ۱۸ مقایسه‌ی تغییر مکان قائم نیم‌فضا در سطح به‌ازای سختی‌های مختلف صفحه در حالت چسبندگی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر دایره‌ای با نیم‌فضا تحت بار متمرکز مرکزی (ماده‌ی شماره‌ی ۳)

نتیجه‌گیری

در این مقاله، به تحلیل توأم نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی و صفحه‌ی دایره‌ای انعطاف‌پذیر تحت اثر نیروی قائم متقارن نسبت به محور گذرنده از مرکز صفحه پرداخته شد. برای انجام تحلیل، ابتدا معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر صفحه حل شد و از آن تابع گرین تغییرمکان قائم صفحه تحت بار حلقوی وارد بر آن به دست آمد. سپس نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی تحت اثر بار حلقوی قائم وارد بر آن بررسی شد و با حل معادله تعادل حاکم بر محیط، تابع گرین تغییرمکان قائم نیم‌فضا نیز به دست آمد. در ادامه با در نظر گرفتن شرایط پیوستگی صفحه با نیم‌فضا، تابع تنش تماسی صفحه از حل معادلات انتگرالی حاکم بر مسأله با استفاده از روش المان‌های رینگی تعیین شد. با داشتن این تابع و انجام مراحل سعی و خطا، شعاع چسبندگی صفحه با نیم‌فضا تعیین شد و از نتایج آن نمودارهای تنش و تغییرمکان برای صفحه و نیم‌فضا در سطح تماس و در نواحی دوردست به صورت گراف‌هایی ارائه شد. نمودارهای ارائه‌شده نشان داد که با کاهش سختی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر، مقدار تنش تماسی $p_z(r)$ در زیر محل اثر بارگذاری روند افزایشی دارد به‌طوری که هرچه سختی صفحه به صفر نزدیک شود، مقدار تنش تماسی در محل بارگذاری به سمت بی‌نهایت میل می‌کند. از طرفی دیگر با افزایش سختی صفحه، مقدار تنش تماسی در لبه صفحه بیشتر می‌شود به‌طوری که در صفحه با سختی بی‌نهایت (صفحه صلب)، تنش در لبه آن به سمت بی‌نهایت میل می‌کند. همچنین مشاهده شد که اثر میزان نایزوتروپی در پاسخ مسأله به نسبت A_{33}/G_p وابسته است به‌طوری که با افزایش نسبت فوق، جدشدگی صفحه و نیم‌فضا در شعاع کوچک‌تری اتفاق می‌افتد.

مراجع

۱. رحیمیان، محمد و اسکندری قادی، مرتضی، "تئوری ارتجاعی"، انتشارات دانشگاه تهران، (۱۳۷۹).
۲. اردشیر بهرستانی، عزیزالله و اسکندری قادی، مرتضی، "تحلیل نیم‌فضای ایزوتروپ جانبی تحت اثر صفحه‌ی صلب دایره‌ای با استفاده

نمودارهای مربوط به تغییرمکان صفحه‌ی انعطاف‌پذیر و نیم‌فضا نشان می‌دهند که مقادیر آنها تابعی از جنس مصالح صفحه و نیم‌فضا می‌باشد و اثر متقابل سختی این دو محیط، بر آنها تأثیرگذار خواهد بود، به‌طوری که با افزایش سختی صفحه، مقدار تغییرمکان صفحه و نیم‌فضا یکنواخت‌تر می‌شود. با مقایسه‌ی اثر مواد مختلف نیم‌فضا بر تنش‌ها و تغییرمکان‌ها نشان داده شد که ماده‌ی شماره‌ی ۳ سختی بیشتری نسبت به سایر مواد دارد و بالعکس ماده‌ی شماره‌ی ۲ سختی کمتری نسبت به سایر مواد دارد. همچنین با توجه به جداول و گراف‌های ارائه‌شده مربوط به محاسبه‌ی تنش تماسی، ثابت شد که با کاهش سختی صفحه‌ی انعطاف‌پذیر، شعاع تماس صفحه و نیم‌فضا (α) در نقاط نزدیک‌تری نسبت به محل اثر بارگذاری اتفاق می‌افتد و با افزایش سختی این شعاع به لبه‌ی صفحه نزدیک‌تر می‌شود به‌طوری که در حالت سختی بی‌نهایت، صفحه هیچ‌گاه دچار بلندشدگی نخواهد شد. همچنین پدیده‌ی جدشدگی در گراف‌های مربوط نشان داده شد که طبق انتظار، از شعاع بعد از α تغییرمکان نیم‌فضا از صفحه بیشتر شد و با بلند شدن صفحه، عدم پیوستگی این دو محیط در این ناحیه مشاهده شد. در انتها با توجه به شکل‌های تغییرات تنش و تغییرمکان نیم‌فضا نسبت به سطح و عمق در نقاط دوردست، مشاهده شد که با دور شدن از محل اثر بارگذاری، مقادیر آنها به سمت صفر میل می‌کند که دلالت بر اصل منظم بودن جواب دارد. یکی دیگر از نتایج قابل ذکر در این قسمت، محاسبه‌ی سختی استاتیکی معادل خاک (K_{zz}) در حالتی است که سختی صفحه بی‌نهایت است (صفحه‌ی صلب) که با مقادیر تحلیلی موجود به‌ازای مواد مختلف نیم‌فضا، مطابقت دارد.

- از توابع گرین بار حلقوی"، نشریه‌ی علوم کاربردی و محاسباتی در مکانیک، ۲۲ (۱)، صفحات ص.ص. ۴۳-۵۸، (۲۰۱۱).
3. Celep, Z., "Rectangular plates resting on tensionless elastic foundation", *J. Eng. Mech.*, 114(2), doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399-114:12(2083), pp. 2083-2092, (1988).
 4. Celep, Z. "Circular plate on tensionless Winkler foundation", *J. Eng. Mech.*, 114(10), doi: 10.1061/(ASCE) 0733-9399-114:10(1723), pp. 1723-1739, (1988).
 5. Celep, Z., Malaika, A., and Abu-Hussein, M., "Forced vibrations of a beam on a tensionless foundation." *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 128, Issue. 2, pp. 235-246, (1989).
 6. Celep, Z., "In-plane vibrations of circular rings on a tensionless foundation." *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 143, Issue. 3, pp. 461-471, (1990).
 7. Celep, Z., and Demir, F.. "Circular rigid beam on a tensionless two-parameter elastic foundation." *ZAMM- Journal of Applied Mathematics and Mechanics*, Vol. 85, Issue. 6, pp. 431-439, (2005).
 8. Celep, Z., and Demir, F. "Symmetrically loaded beam on a two-parameter tensionless foundation", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 27, No. 5, pp. 555-574, (2007).
 9. Celep, Z., and Guler, K. "Axisymmetric forced vibrations of an elastic free circular plate on a tensionless two parameter foundation", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 301, Issues. 3-5, pp. 495-509, (2007).
 10. Ding, H., and Chen, W., and Zhang, L., "Elasticity of transversely isotropic materials." Published by Springer, P.O. Box 17, 3300 AA Dordrecht, The Netherlands, (2006).
 11. Elliott, H. A., "Three dimensional stress distribution in hexagonal aeolotropic crystals", *Mathematical Proceedings of the Cambridge Philosophical Society*, Vol. 44, pp. 522-533, (1948).
 12. Eskandari-Ghadi, M. "A complete solutions of the wave equations for transversely isotropic media", *J. of Elasticity*, 81, pp. 1-19, (2005).
 13. Eskandari-Ghadi, M., Pak, R. Y. S., and Ardeshtir-Behrestaghi, A., "Transversely isotropic elastodynamic solution of a finite layer on an infinite subgrade under surface loads", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 8, pp. 986-1003, (2008).
 14. Eskandari-Ghadi, M., Fallahi, M., and Ardeshtir-Behrestaghi, A., "Forced vertical vibration of Rigid circular disc on a transversely isotropic half-space", *Journal of engineering mechanics* © ASCE/ July, pp. 913-922, (2010).
 15. Eskandari-Ghadi, M., Ardeshtir-Behrestaghi, A., "Forced vertical vibration of rigid circular disc buried in an arbitrary depth of a transversely isotropic half space", *Soil dynamics and earthquake engineering* 30, doi: 10.1016/j, pp. 547-560, (2010).
 16. Eskandari-Ghadi, M., Mirzapour, A., and Ardeshtir-Behrestaghi, A. "Rocking vibration of a rigid circular disc buried in an a transversely isotropic full space", *Numerical and analytical method in geomechanics*, doi: 10.1002/nag. 976, pp. 547-560, (2010).
 17. Eskandari-Ghadi, M., Pak, R. Y. S., and Ardeshtir-Behrestaghi, A., "A hybrid analytical-numerical method for vertical concentric multi-annular punch contact with a transversely isotropic elastic half-space", *Journal of appliaed mechanics*, J_ID: JAM DOI: 10.1115/1.4005546, (2011).

18. Eubanks, R. A., and Sternberg, E., "On the axisymmetric problem of elasticity theory for a medium with transverse isotropy", *Journal of rational mechanics and analysis*, pp. 89-101, (1954).
19. Gladwell, G.M.L., and Iyer, K.P.R., "Unbonded contact between a circular plate and an elastic half-space", *Journal of Elasticity*, Vol. 4, pp. 115-130, (1974).
20. Gurtin, M.E., "The linear theory of elasticity", In: S. Flugge (ed.), *Handbuch der Physik*, Vol. Via/2, *Mechanics of Solids II*, ed C. Truesdell. Springer, Berlin Heidelberg New York, pp. 1-295, (1972).
21. Hu, H. C., "On the three dimensional problems of the theory of elasticity of a transversely isotropic body", *Sci. Sinica*, Vol. 2, pp. 145-151, (1953).
22. Lekhnitskii, S. G., "Theory of anisotropic elastic bodies", Holden-Day publishing Co., San Fransisko, Calif, (1981).
23. Luco, J. E., and Mita, A., "Response of a circular foundation on a uniform half-space to elastic waves", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 105-118, (1987).
24. Michell, J. H., "The stress in an aelotropic elastic solid with an infinite plane boundary", *Proceeding of the London mathematical society*, Vol. 32, pp. 247-258, (1900).
25. Nowacki, W., "The stress function in three dimensional problems concerning an elastic body characterized by transversely isotropy", *Bull. Acad. Polon. Sci.*, Vol. 2, pp. 21-25, (1954).
26. Pak, R. Y. S., Simmons, B. M., and Ashlock, J. C., "Tensionless contact of a flexible plate and annulus with a smooth half-space under axisymmetric loads by integral equations", *International Journal of mechanical Sciences* 50, pp. 1004-1011, (2008).
27. Pan, Y. C., and Chou, T. W., "Green's functions solutions for semi-infinite transversely isotropic materials", *Int. J. Eng. Sci.*, 17(5), pp. 545-551, (1979).
28. Sneddon, I. N., "Fourier transforms", McGraw Hill, New York, N. Y, (1951).
29. Szilard, R., "Theory and analysis of plates, Classical and Numerical Methods", Prentice- Hall, Inc., Englawood Cliffs, New Jersey, (1974).
30. Timoshenko, S.P.. and Woinowski-Kreiger, S., "Theory of plates and shells", 2nd ed. New York: McGraw Hill, (1959).
31. Wang, M. Z., and Wang, W., "Completeness and nonuniqueness of general solutions of transversely isotropic elasticity", *International Journal of Solids and Structures*, 32 (374), pp. 501-513, (1995).
32. Weitsman, Y., "ON the unbounded contact between plates and an elastic half space", *Journal of applied Mechanics*, ASME; 36, pp. 198-202, (1969).
33. Weitsman, Y., "Onset of separation between a beam and a tensionless elastic foundation under a moving load", *International Journal of Mechanical Sciences*, 13 (8), pp. 707-711, (1971).
34. Weitsman, Y., "A tensionless contact between a beam and an elastic half-space", *International Journal of Engineering Science*, Vol. 10, pp.73, (1972).

مطالعه‌ی آزمایشگاهی سیستم دیوار برشی فولادی با ورق‌های پرکننده‌ی کامپوزیتی تحت بارگذاری چرخه‌ای*

«یادداشت پژوهشی»

فریبرز ناطقی الهی^(۱)

مسعود خزایی پول^(۲)

چکیده در این مقاله، رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی، که در آن ورق پرکننده جان با الیاف پلیمری شیشه‌ی تقویت شده است، به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. مدل آزمایشگاهی شامل یک پانل برشی فولادی یک طبقه، با اتصال مفصلی اعضای مرزی در چهار گوشه‌ی قاب و همچنین اتصال پیچی اعضای مرزی به ورق پرکننده است. در مجموع تعداد پنج آزمایش انجام شده است. در مدل اول آزمایشگاهی از ورق پرکننده‌ی فولادی تقویت نشده استفاده شده است، در حالی که در چهار مدل آزمایشگاهی بعدی از ورق پرکننده‌ی فولادی تقویت شده با الیاف پلیمری شیشه با تعداد لایه‌های تقویتی متفاوت با چیدمان‌های متفاوت استفاده شده است. نمونه‌های مورد بررسی تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی سیکلی در امتداد قطری قرار گرفته و نتایج حاصل ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با استفاده از ورق پرکننده‌ی کامپوزیتی در سیستم دیوار برشی فولادی، می‌توان به مقدار قابل توجهی مقاومت تسلیم و نهایی، سختی اولیه و ثانویه و همچنین جذب انرژی سیستم را افزایش داد.

واژه‌های کلیدی مطالعه‌ی آزمایشگاهی، دیوار برشی فولادی، ورق پرکننده‌ی تقویت شده، الیاف پلیمری شیشه، مد شکست.

Experimental Study of Steel Plate Shear Walls with Composite Steel Infill Plates under Cyclic Loading

F. Nateghi- Alahi

M. Khazaei-Poul

Abstract In this paper, nonlinear behavior of composite steel plate shear wall systems, in which steel infill plate is strengthened by fiber reinforced polymer (FRP) layers, are experimentally investigated. Tests are designed to evaluate the effect of glass-FRP layers, layers number of GFRP and orientation of GFRP layers on the stiffness, shear strength, cumulative dissipated energy and other seismic parameters in the composite steel plate shear wall. Experimental models are scaled one-story steel shear panel model, with hinge type connections of boundary elements at four corners. In the first test, unstiffened steel infill plate is used for test. In the next four tests, strengthened steel infill plates are being used with different number and orientation of GFRP layers. Each test was performed under fully reversed cyclic quasi-static loading in the elastic and inelastic response zones of the specimens, in compliance with ATC-24 (1992) test protocol. The experimental results indicate that by strengthening infill steel plate yield strength, ultimate shear strength and cumulative dissipated energy can be significantly increased.

Keywords Composite, Steel plate Shear Wall, GFRP, Fiber Orientation, Stiffness, Failure Modes.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۹/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۶/۷ می‌باشد

(۱) استاد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشکده‌ی سازه، تهران.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، کارشناس ارشد سازه- زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشکده‌ی سازه، تهران.

مقدمه

دیوارهای برشی فولادی نسبت به سایر سیستم‌های مقاوم برابر جانبی دارای مزیت‌هایی مانند عملکرد لرزه‌ای مناسب، شکل‌پذیری بالا، جذب انرژی مناسب، سختی اولیه‌ی بالا، هزینه‌ی ساخت پایین و سرعت اجرای بالا هستند [1]. سیستم دیوار برشی فولادی به سه دسته اصلی قابل تقسیم‌بندی است.

۱- دیوار برشی فولادی تقویت‌نشده.

۲- دیوار برشی فولادی سخت‌شده.

۳- دیوار برشی فولادی کامپوزیتی.

تا پیش از دهه‌ی ۸۰ میلادی، کمناش الاستیک ورق در دیوار برشی فولادی به‌عنوان شکست سیستم در نظر گرفته می‌شد و برای جلوگیری از این مود شکست، سخت‌کننده‌های زیادی در ورق پرکننده‌ی جان برای جلوگیری از کمناش الاستیک آن استفاده می‌شد. در طراحی این نوع دیوار برشی، از کمناش الاستیک ورق جان قبل از تشکیل میدان‌های کششی جلوگیری می‌شود و مقاومت برشی کل در این نوع سیستم ترکیبی از مقاومت کمناشی جان به اضافه‌ی مقاومت ناشی از میدان‌های کششی قطری است. استفاده از سخت‌کننده‌ها به‌منظور افزایش جذب انرژی و پایدار شدن منحنی چرخه‌ای سیستم دیوار است. یکی از مشکلات استفاده از سخت‌کننده‌ها، افزایش زیاد هزینه‌های ساخت است [2].

از دهه‌ی ۸۰ میلادی به بعد، مطالعات زیاد در مورد رفتار دیوار برشی سخت‌نشده انجام شده و نتایج نشان داده‌است کمناش ورق پرکننده‌ی جان مود شکست این نوع سیستم نیست و ظرفیت و سختی این سیستم بعد از کمناش ورق جان بسیار مطلوب می‌باشد. دیوار برشی فولادی تقویت نشده، به‌عنوان یک مدل پایه در سیستم‌های دیوار برشی فولادی محسوب می‌گردد. در این نوع دیوار برشی، مقاومت کمناشی ورق پرکننده‌ی جان ناچیز است و در مراحل اولیه‌ی بارگذاری کمناش الاستیک در ورق جان رخ می‌دهد.

بار جانبی در این نوع سیستم توسط میدان‌های کششی قطری که در ورق جان بعد از کمناش الاستیک تشکیل می‌شود، تحمل می‌گردد [2]. در دیوار برشی فولادی کامپوزیتی، ورق جان با یک لایه‌ی بتن در یک یا هر دو طرف تقویت می‌شود. لایه‌ی بتنی می‌تواند ظرفیت دیوار برشی فولادی را با تسلیم یکنواخت ورق جان افزایش دهد. علاوه بر آن ظرفیت برشی لایه‌ی بتنی، ظرفیت برشی کل سیستم را افزایش می‌دهد. این نوع سیستم دیوار برشی در سازه‌های بلند برای کنترل تغییرمکان‌ها و افزایش سختی سیستم استفاده می‌شود.

الیاف پلیمری تقویت‌شده (FRP) دارای خصوصیات مکانیکی مانند سختی و مقاومت بالا، وزن کم، حمل آسان، مقاومت بالا در برابر خوردگی و شرایط محیطی است [3]. ورق پرکننده‌ی فولادی جان می‌تواند با لایه‌های FRP در دو طرف تقویت شود. در این نوع دیوار برشی فولادی کامپوزیتی، مانند دیوار برشی فولادی تقویت‌نشده، ورق جان دارای مقاومت کمناشی پایین است و ظرفیت برشی سیستم توسط ایجاد میدان‌های کششی قطری در ورق کامپوزیتی جان تحمل می‌شود. در این نوع خاص دیوار برشی فولادی، نقش الیاف پلیمری تقویت‌شده در افزایش مقاومت برشی پس از کمناش و سختی ثانویه سیستم قابل توجه است. این سیستم هم دارای خصوصیات مثبت دیوار برشی فولادی تقویت‌نشده مانند هزینه‌ی پایین و سرعت اجرای ساخت بالا است و همچنین دارای ویژگی مثبت دیوار برشی فولادی کامپوزیتی مانند سختی و مقاومت بالا در کنترل تغییرمکان‌ها است [4].

در طی چهار دهه‌ی گذشته مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی زیادی بر روی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی انجام شده که منجر به شناخت بهتر نسبت به عملکرد این نوع سیستم مقاوم جانبی شده‌است. واگنر [5] اولین محقق بود که از میدان کششی یکنواخت قطری برای محاسبه‌ی ظرفیت پانل‌هایی با بال‌های صلب و جان لاغر استفاده کرد و

در دیوارهای برشی فولادی کامپوزیتی مورد بررسی قرار دادند.

لو بل و همکاران [17] رفتار دو دیوار برشی فولادی یک طبقه و یک دیوار برشی چهارطبقه را به صورت آزمایشگاهی، تحت بارگذاری سیکلی مورد مطالعه قرار دادند و نتایج را با مدل تحلیلی مقایسه کردند و نشان دادند که ظرفیت بعد از کمانشی را مدل تحلیلی به خوبی برآورد می کند، در حالی که برآورد سختی به روش تحلیلی با خطای نسبتاً زیادی همراه است. کسیس و همکاران [18] مطالعات آزمایشگاهی به منظور بررسی نسبت ضخامت ورق جان به بعد پانل و همچنین نوع اتصال تیر به ستون انجام دادند و نشان دادند که مود شکست در هنگام استفاده از جان ضخیم تر به صورت ناپایداری در ستون است و اختلاف بین اتصال ساده و خمشی ناچیز است. درایور و همکاران [19] رفتار یک دیوار برشی فولادی چهار طبقه با جان لاغر تحت بارگذاری سیکلی را به صورت آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار دادند. علوی - ناطقی [۲۰] مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی ترکیب سخت کننده های قطری با بازشوی استراتژیک در دیوار برشی فولادی انجام دادند و نتیجه گرفتند که این نوع سیستم دارای جذب انرژی بالا و رفتار لرزه ای مناسب می باشد. به علاوه آنها روابط نظری را برای تخمین ظرفیت دیوار برشی فولادی با شرایط مختلف لاغری و با توجه به نقش سختی اعضای مرزی ارائه کردند [21]. ویان و همکاران [22] رفتار دیوارهای برشی فولادی با اتصال RBS تیر به ستون مرکب با ورق پرکننده سوراخ دار جان تحت بارگذاری سیکلی را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. علی نیا [23,24] تأثیر اعضای مرزی در رفتار دیوارهای برشی با جان لاغر را به صورت تحلیلی مورد ارزیابی قرار داد و نشان داد که سختی اعضای مرزی در کمانش الاستیک برشی ورق جان و رفتار بعد از کمانش نقش خیلی کمی دارد.

بیان نمود که کمانش جان نمی تواند نشان دهنده ی ظرفیت نهایی سیستم باشد. براساس این ایده، محققان زیادی مدل های تحلیلی برای برآورد ظرفیت سیستم دیوار برشی فولادی پیشنهاد داده اند. توریرن و همکاران [6] روش تحلیلی «مدل نواری» را برای برآورد ظرفیت دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده با جان لاغر تحت نیروی برشی توسعه و پیشنهاد دادند. تیملر و همکاران [7] روابط موجود برای به دست آوردن زاویه ی میدان های کششی را در ورق جان با آزمایش هایی اصلاح کردند. الگالی [8] به صورت آزمایشگاهی رفتار دیوارهای برشی فولادی را مورد بررسی قرار داد و یک مدل تحلیلی برای به دست آوردن رفتار این نوع سیستم ها ارائه داد. برمن و برونو [9] نیز یک روش تحلیل پلاستیک برای تحلیل این نوع سیستم ها ارائه داده اند. مدل نواری امروزه در آیین نامه ی کانادا (CAN/CSA 2001) [10] و AISC [11] برای برآورد ظرفیت سیستم دیوار برشی فولادی پیشنهاد شده است. البته روش های دیگری نیز مانند روش اندرکنش - قاب - ورق (PFI) [12] و روش اصلاح شده ی اندرکنش - قاب - ورق (M-PFI) [13] نیز برای برآورد ظرفیت برشی این نوع سیستم ها ارائه شده است که به نظر مؤلفان از جهاتی مانند دقت بالاتر در محاسبه ی رفتار چندخطه ی سیستم و در نظر گرفتن اثر اندرکنشی قاب و ورق پرکننده دارای برتری نسبت به مدل نواری است. مؤلفان روابطی برای به دست آوردن رفتار چندخطه ی سیستم دیوار برشی تقویت شده با FRP براساس این دو روش توسعه و پیشنهاد داده اند [4].

آستانه و زاهو [14,15] مطالعات آزمایشگاهی بر روی دو نمونه از دیوار برشی فولادی کامپوزیتی سه طبقه، تحت بارگذاری شبه استاتیکی انجام دادند. آنها نشان دادند که لایه ی بتنی توزیع تنش بهتری را در ورق جان ایجاد می کند و خطوط میدان های کششی را در ناحیه ی بیشتری توسعه می دهد. رهایی و حاتمی [16] به طور تحلیلی و آزمایشگاهی اثر فاصله ی گل میخ های برشی، صلبیت تیر میانی، و نوع اتصال تیر به ستون را

مطالعه‌ی آزمایشگاهی

برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی تقویت شده با الیاف پلیمری شیشه تعدادی آزمایش بر روی یک مدل مقیاس شده انجام شده است. مدل آزمایشگاهی شامل یک پانل برشی یک طبقه، با اتصال مفصلی اعضای مرزی در چهار گوشه‌ی قاب و همچنین اتصال پیچی اعضای مرزی به ورق پرکننده است. در مدل اول آزمایشگاهی از ورق پرکننده‌ی فولادی تقویت نشده استفاده شده است، در حالی که در چهار مدل بعدی آزمایشگاهی از ورق پرکننده‌ی فولادی تقویت شده با الیاف پلیمری شیشه با تعداد لایه‌های تقویتی متفاوت با چیدمان‌های متفاوت استفاده شده است. نمونه‌های مورد بررسی تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی سیکلی در امتداد قطری براساس الگوی بارگذاری ATC-24 به وسیله‌ی جک‌های هیدرولیکی ۶۰۰ kN قرار گرفته است. در ادامه به‌طور کامل رفتار این نوع سیستم‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

مدل‌های آزمایشگاهی و چیدمان آزمایش

در این تحقیق تعدادی آزمایش بر روی دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده و تقویت شده انجام شده است. مدل آزمایشگاهی شامل یک دیوار برشی فولادی یک طبقه، با اتصال مفصلی اعضای مرزی در چهار گوشه‌ی قاب و همچنین اتصال پیچی اعضای مرزی به ورق پرکننده است. جزئیات اجزای تشکیل‌دهنده‌ی پانل برشی فولادی در شکل (۱) نشان داده شده است. اعضای مرزی این پانل برشی متشکل از چهار بازو و با طول یکسان و برابر با ۰/۶ متر است. هر بازو از دو پروفیل UNP100 که از قسمت جان توسط دو ردیف پیچ با مقاومت بالا با قطر ۱۰ میلی‌متر متصل می‌باشد، تشکیل شده است، به‌طوری‌که ورق پرکننده بین دو پروفیل قرار گرفته است و توسط پیچ‌ها به بازوها متصل می‌شود. اتصال این چهار بازو که تشکیل یک قاب مربعی شکل را می‌دهند، به‌صورت مفصلی انتخاب شده است. اتصال ورق جان به اعضای مرزی نیز توسط این دو ردیف

پیچ صورت گرفته است و تقریباً به‌صورت گیردار عمل می‌کند. اعضای مرزی طوری طراحی شده‌اند که تمامی محدوده‌ی تغییر مکان‌ها همواره در ناحیه‌ی خطی قرار داشته باشد. همچنین اعضای مرزی حداقل الزامات پیشنهادی در AISC 341-05 را برآورده می‌کند. هدف از انتخاب اعضای مفصلی، حذف اثر اندرکنشی اعضای مرزی با ورق پرکننده بوده است، و همچنین بررسی تنها اثر نوع ورق پرکننده‌ی جان در رفتار سیستم‌های دیوار برشی تقویت شده و تقویت نشده است. در تمامی آزمایش‌ها، اعضای مرزی یکسان است.

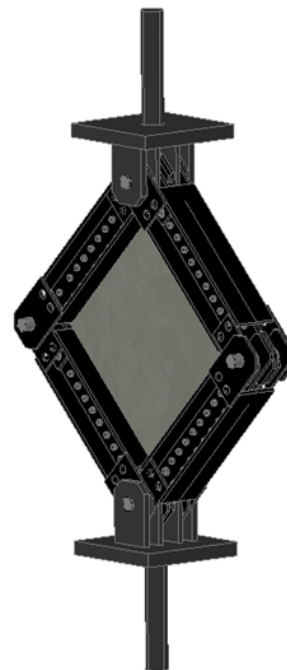
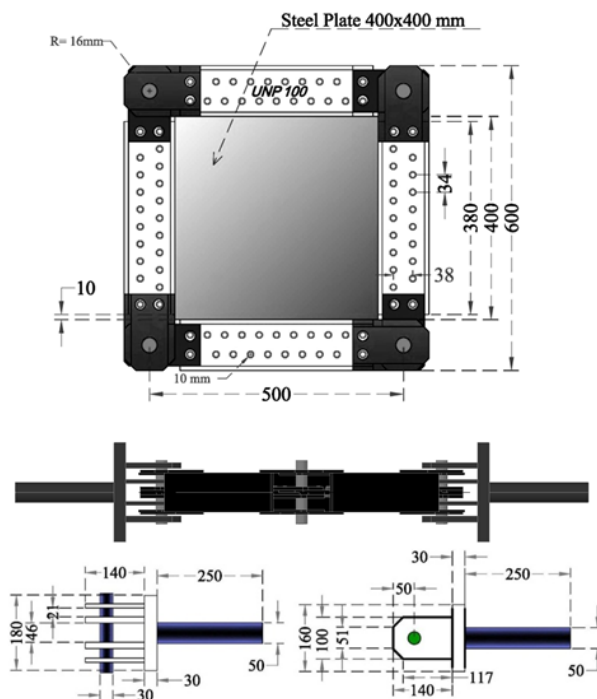
در تمامی این پنج مدل آزمایشگاهی، ورق پرکننده‌ی جان به‌صورت مربعی شکل، با بعد ۰/۶ متر انتخاب شده است. تعدادی جابه‌جایی سنج و کرنش سنج نیز در نقاط حساس مورد نظر بر روی نمونه‌ها نصب گردید. در شکل (۲) نحوه‌ی قرارگیری نمونه‌ها در دستگاه بارگذاری محوری (Roell-Amsler) برای انجام آزمایش‌ها نشان داده شده است.

مشخصات ورق پرکننده‌ی جان در مدل‌های مورد بررسی در جدول (۱) نشان داده شده است. در نمونه‌ی SPSP1، از ورق فولادی تقویت نشده به ضخامت ۰/۹ mm به‌عنوان ورق پرکننده‌ی جان استفاده شده است. در مدل‌های بعدی، ورق پرکننده‌ی جان ۰/۹ mm، با تعدادی لایه پلیمری GFRP با چیدمان متفاوت، مطابق شکل (۳) تقویت شده است.

الیاف پلیمری شیشه‌ی مورد استفاده برای ساخت ورق‌های کامپوزیتی، با نام تجاری SikaWrap-Hex-430G ساخت شرکت سیکا است. این نوع الیاف به‌صورت یک‌جهته می‌باشد. از چسب Sikadur-330، برای اتصال ورق‌های فولادی به لایه‌های پلیمری استفاده شده است. براساس داده‌های شرکت سازنده، ضخامت یک لایه الیاف پلیمری SikaWrap-Hex-430G با اپوکسی Sikadur-330 برابر ۰/۵۰۸ mm است. در افزایش مقاومت ورق‌های کامپوزیتی، راست تا قرارگیری الیاف نقش بسیار مهمی را ایفا می‌کند. علت آن، مقاومت و سختی زیاد در راستای الیاف، و مقاومت

در راستای قرارگیری الیاف ممکن است به طور قابل توجهی ظرفیت سیستم را کاهش دهد.

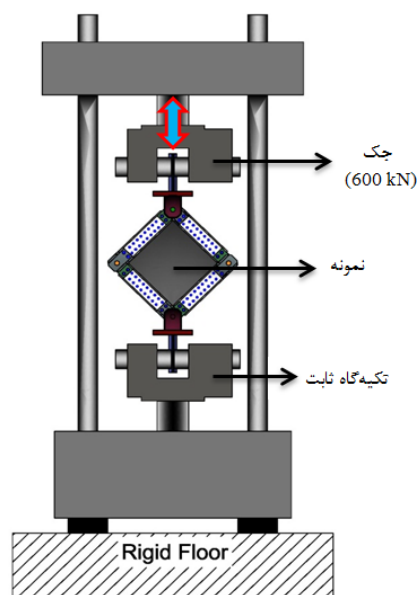
و سختی ناچیز در راستای عمود بر الیاف است. حالت بهینه‌ای استفاده از الیاف در صورتی است که راستای اصلی قرارگیری الیاف در راستای اعمال بار باشد. تغییر



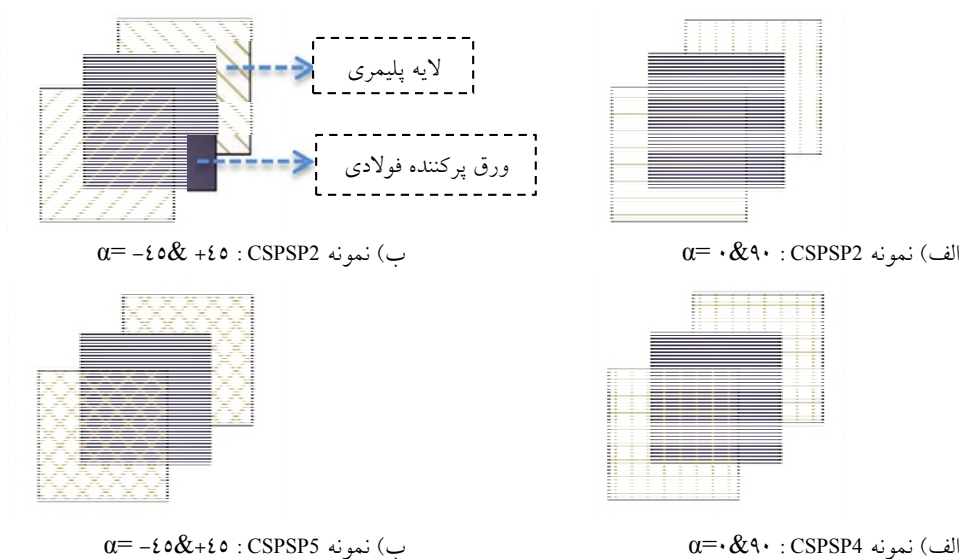
(ب) جزئیات دقیق پانل برشی فولادی کامپوزیتی

(الف) نمای پانل برشی فولادی کامپوزیتی

شکل ۱ جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی



شکل ۲ چیدمان آزمایش (Test Set-up)



شکل ۳ حالت‌های مختلف تقویت ورق پرکننده‌ی فولادی با الیاف پلیمری در مدل‌های آزمایشگاهی

جدول ۱ مشخصات ورق پرکننده‌ی جان در نمونه‌های آزمایشگاهی

مدل آزمایشگاهی	تعداد لایه در ورق پرکننده		ضخامت هر لایه در ورق پرکننده (mm)		زاویه‌ی قرارگیری لایه‌های پلیمری نسبت به راستای افقی تیر	نوع الیاف پلیمری
	لایه‌ی فولادی	لایه‌ی پلیمری	ورق فولادی	لایه‌ی پلیمری		
SPSP1	۱	۰	۰,۹	-	-	-
CSPSP2	۱	۲	۰,۹	۰,۵۰۸	۹۰ # ۰	SikaWrap-430G
CSPSP3	۱	۲	۰,۹	۰,۵۰۸	۴۵ # -۴۵	SikaWrap-430G
CSPSP	۱	۴	۰,۹	۰,۵۰۸	۹۰ & ۰ # ۹۰ & ۰	SikaWrap-430G
CSPSP5	۱	۴	۰,۹	۰,۵۰۸	۴۵ & -۴۵ # ۴۵ & -۴۵	SikaWrap-430G

خصوصیات مکانیکی مصالح

برای به‌دست آوردن مشخصات دقیق مکانیکی از جمله رفتار تنش-کرنش مصالح، بر روی مصالح مصرفی در اعضای مرزی و هم‌چنین ورق پرکننده آزمایش تست کشش (Test Coupon) براساس استاندارد ASTM-A370-05 انجام شده است [25]. براساس این آزمایش‌ها، مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته ورق فولادی پرکننده‌ی جان به‌ترتیب برابر ۱۹۷ MPa و ۲۰۴ GPa به‌دست آمده است. برای اعضای مرزی (UNP-100) نیز این مقادیر به‌ترتیب برابر ۳۱۰ MPa و ۲۰۳ GPa به‌دست آمده است. کرنش گسیختگی برای ورق پرکننده‌ی جان و اعضای مرزی به‌ترتیب برابر با ۲۶ و

۱۹ در صد به‌دست آمده است. خلاصه‌ی نتایج تست کشش در جدول (۲) ارائه شده است. الیاف پلیمری تقویت‌شده دارای رفتار تقریباً خطی تا گسیختگی نهایی است. براساس اطلاعات شرکت سازنده، مدول الاستیسیته و تنش گسیختگی یک لایه از الیاف SikaWrap-Hex-430G با اپوکسی Sikadur 330 در راستای طولی الیاف به‌ترتیب برابر با ۲۶/۴۹ MPa و ۵۳۷ MPa است. این مقادیر در جهت عمود بر راستای طولی الیاف به‌ترتیب برابر با ۷/۰۷ MPa و ۲۳ MPa است. کرنش گسیختگی در راستای طولی و عرضی الیاف به‌ترتیب برابر با ۲/۲٪ و ۰/۴۶٪ می‌باشد. به‌طور خلاصه در جدول (۳) مشخصات مکانیکی لایه‌ی

کامپوزیتی ارائه شده است.

بازویی از دو المان MPC184 و COMBIN7 به طور ترکیبی استفاده شده است. با توجه به در دست داشتن نتایج تست کشش برای فولاد مصرفی در آزمایش، رفتار مصالح استفاده شده در قاب و ورق پرکننده در مدل المان محدود به صورت رفتار خمیری سخت شونده سینماتیک و به صورت مستقل از سرعت مدل سازی گردید. در این نوع رفتار از مدل بسلینگ استفاده می شود و اثر بوشینگ در نظر گرفته می شود. نوع تحلیل انجام شده در این تحقیق از نوع تحلیل غیرخطی با تغییر مکان های بزرگ و با اعمال نقص اولیه براساس مود اول کماتش بوده است. نوع بارگذاری وارد بر سازه به صورت کنترل- تغییر مکان و به صورت بارافزا صورت گرفته است. اعمال بار در امتداد قطری نمونه ها و مشابه با شرایط آزمایشگاه صورت گرفته است. منحنی نیرو- تغییر مکان این نمونه در شکل (۵) نشان داده شده است. در شکل (۶) وضعیت تنش های وان- میسر و تغییر مکان های خارج از صفحه ی پانل برشی فولادی نشان داده شده است.

بارگذاری

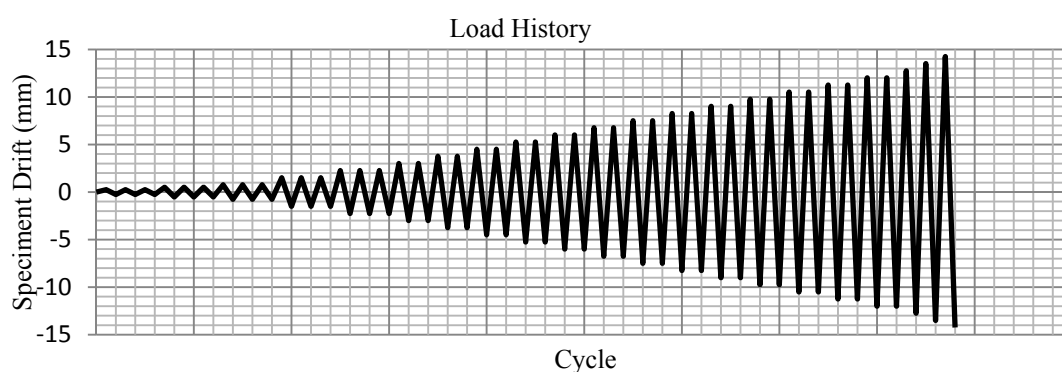
تمامی نمونه ها تحت بارگذاری شبه استاتیکی سیکلی در امتداد قطری خود، مطابق شکل (۲) قرار گرفتند. بارگذاری به صورت کنترل تغییر مکان و براساس پروتکل بارگذاری (1992) ATC-24 [26] از دامنه ی کوچک بارگذاری تا شکست نمونه ها ادامه پیدا کرد. پروتکل بارگذاری یکسانی که بر روی تمامی نمونه ها اعمال شده است، در شکل (۴) نشان داده شده است. برای به دست آوردن پروتکل بارگذاری نیاز به مقدار تغییر مکان تسلیم نمونه ها بوده است و این مقدار با استفاده از تحلیل المان محدود با برنامه ی ANSYS به دست آمده است. المان مورد استفاده برای مدل سازی اعضای مرزی و ورق فولادی از نوع پوسته ی ۱۸۱ (Shell-181) است. این المان چهار گرهی است که هر گره آن دارای ۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دورانی است و برای مدل سازی ورق ها و پوسته ها مناسب است. برای ایجاد مفصل خمشی در اعضای

جدول ۲ خصوصیات مکانیکی مصالح مصرفی فولادی

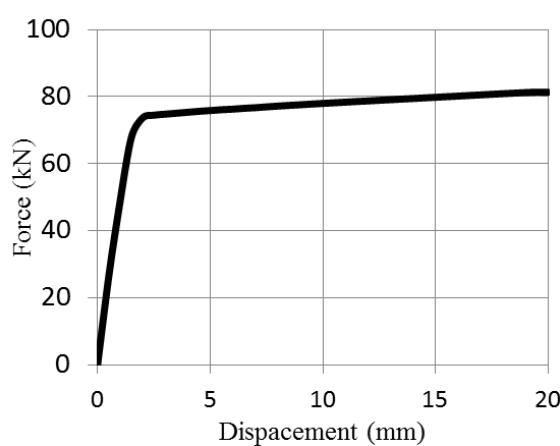
نوع مصالح	مدول الاستیسیته GPa	تنش تسلیم MPa	کرش تسلیم %	تنش نهایی MPa	کرش حد نهایی %	کرش گسیختگی %
ورق با ضخامت ۰٫۹ میلی متر	۲۰۴	۱۹۷	۰/۰۹۷	۳۲۳/۲	۲۵	۲۶
ناودانی ۱۰۰	۲۰۳	۳۱۰	۰/۲۳	۴۶۰/۵	۱۸	۱۹

جدول ۳ مشخصات مکانیکی لایه ی کامپوزیتی تقویتی

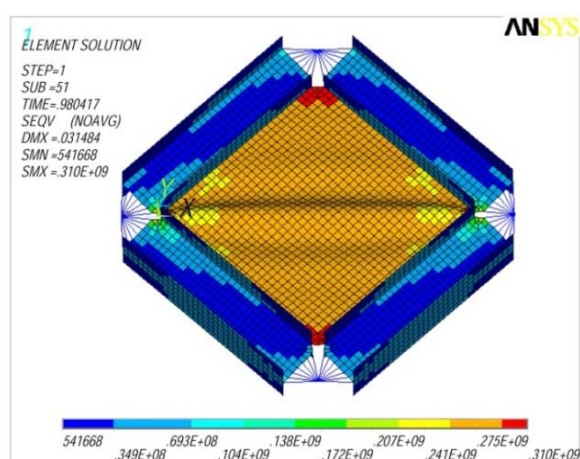
نوع لایه ی کامپوزیتی				مدول الاستیسیته ی کششی		مقاومت کششی نهایی	
				EX (GPa)	EY (GPa)	TX (MPa)	TY (MPa)
الیاف پلیمری SikaWrap-Hex-430G با اپوکسی Sikadur 330				۲۶/۴۹	۷/۰۷	۵۳۷	۲۳



شکل ۴ پروتکل بارگذاری بر روی نمونه‌های مورد بررسی براساس ATC-24



شکل ۵ نمودار نیرو- تغییر مکان نمونه SPSP1



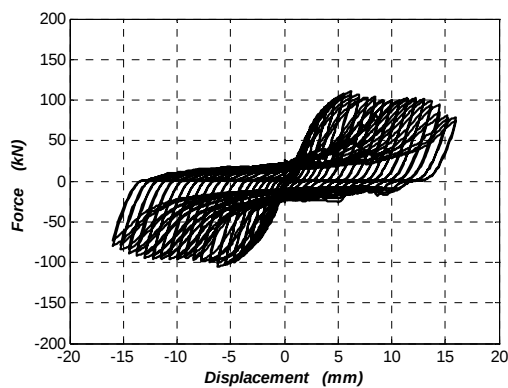
شکل ۶ وضعیت تنش‌های وان- میز در نمونه SPSP1

تفسیر نتایج

اول بارگذاری به صورت خطی بوده و در جابه‌جایی نسبی ۰/۴۲٪ در ورق جان کمناش الاستیک قابل مشاهده بوده است. بعد از تسلیم ورق پرکننده تحت

نمونه SPSP1 منحنی هیستریزس نمونه‌ی SPSP1 در شکل (۷) نشان داده شده است. رفتار نمونه در مراحل

توسعه پیدا کرد و به تدریج از ظرفیت سیستم کاسته شد. پارگی‌ها در لایه پلیمری، در راستای عمود بر امتداد اصلی الیاف رخ داد و با رشد این پارگی‌ها جدا شدگی بین باند لایه فولادی و پلیمری اتفاق افتاد (شکل ۱۰). تا جابه‌جایی ۱۵ mm ظرفیت سیستم در حدود ۱۰۰ kN باقی ماند و در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر با رشد گسیختگی‌ها، این مقدار به ۸۰ kN رسید که تقریباً برابر با ظرفیت نمونه‌ی تقویت نشده‌است.



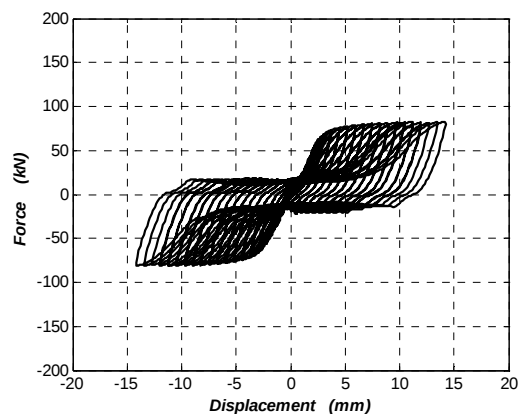
شکل ۹ منحنی هیستریزیس نمونه‌ی CSPSP2



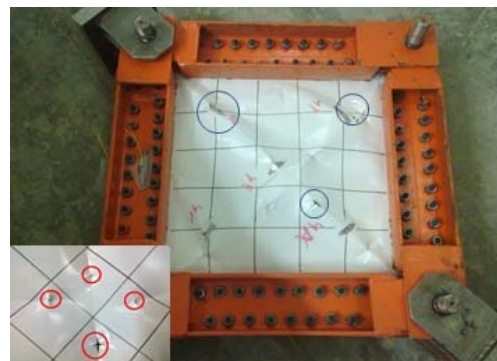
شکل ۱۰ پدیده‌ی لایه-لایه شدن و پارگی در لایه‌ی پلیمری در نمونه‌ی CSPSP2

نمونه‌ی CSPSP3. منحنی هیستریزیس نمونه‌ی CSPSP3 در شکل (۱۱) نشان داده شده‌است. رفتار نمونه در مراحل اول بارگذاری به صورت خطی بود و در جابه‌جایی نسبی ۰/۷۲٪ در ورق جان کمناش الاستیک مشاهده شد. بعد از تسلیم لایه‌ی فولادی ورق جان که در جابه‌جایی ۴/۴ mm تقریباً رخ داد، کماکان رفتار سیستم حالت سخت شونده داشت. این اضافه مقاومت توسط لایه‌های پلیمری تأمین شده بود. بعد از جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر از ۶/۵ mm، پارگی‌هایی در

میدان‌های کششی قطری ظرفیت سیستم تقریباً ثابت و برابر با ۸۲/۵۸ kN به دست آمده‌است. طی بارگذاری پارگی‌هایی در ورق جان در جابه‌جایی‌های نسبتاً زیاد به صورت موضعی رخ داده‌است که در شکل (۸) نشان داده شده‌است. همان‌طور که منحنی هیستریزیس این نمونه نشان می‌دهد، این گسیختگی‌های موضعی تأثیری در کاهش مقاومت برشی پانل نداشته‌اند.



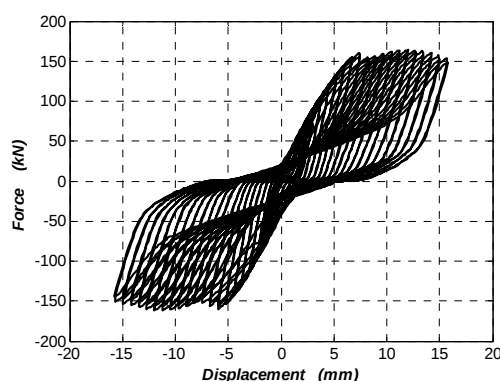
شکل ۷ منحنی هیستریزیس نمونه‌ی SPSP1



شکل ۸ پارگی‌های موضعی در ورق پرکننده‌ی جان

نمونه‌ی CSPSP2. منحنی هیستریزیس نمونه‌ی CSPSP2 در شکل (۹) نشان داده شده‌است. در این نمونه ورق پرکننده‌ی فولادی جان با دو لایه‌ی پلیمری تقویت شده‌است. تا جابه‌جایی ۳ mm رفتار نمونه تقریباً به صورت خطی بود و در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر از ۵/۲۵ mm (۰/۷۵٪) کمناش در ورق جان اتفاق افتاد. در جابه‌جایی ۷ mm ظرفیت سیستم به ۱۲۰ kN رسید. در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر از ۸ mm، گسیختگی‌های موضعی در لایه‌ی تقویتی پلیمری

۴۵ درجه می‌سازد. در این مدل ضخامت ورق پرکننده ۰/۹ میلی‌متر است و در هر طرف ۲ لایه‌ی پلیمری قرار دارد. منحنی هیستریزیس نمونه‌ی CSPSP3 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. کماتش الاستیک در این نمونه در ورق جان در تغییر مکان نسبی ۰/۷۵٪ رخ داده است. ظرفیت نمونه در جابه‌جایی ۷mm به kN ۱۶۵/۶ رسید و در تغییر مکان‌های بزرگ‌تر، تقریباً این مقدار ثابت باقی ماند. در این نمونه برخلاف دو نمونه‌ی تقویت شده‌ی پیشین، هیچ‌گونه پدیده‌ی پارگی و لایه‌شدن در لایه‌ی پلیمری مشاهده نشد (شکل ۱۴).



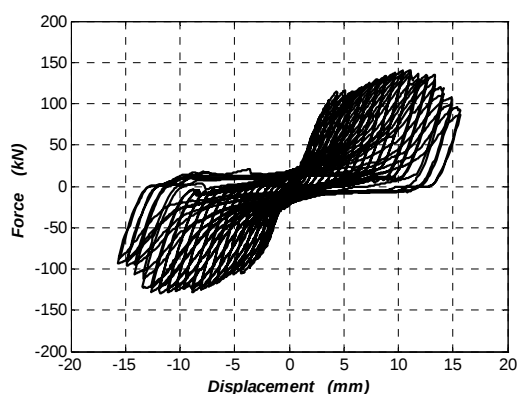
شکل ۱۳ منحنی هیستریزیس نمونه‌ی CSPSP4



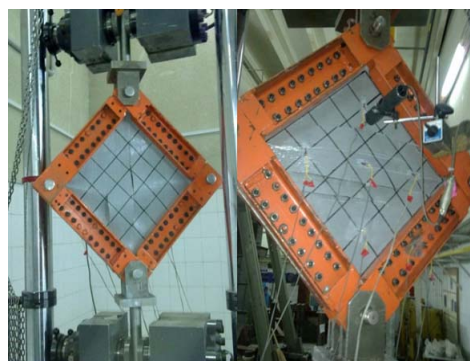
شکل ۱۴ عدم مشاهده‌ی پدیده‌ی لایه‌شدن و پارگی در لایه‌ی پلیمری نمونه‌ی CSPSP4 (وضعیت نمونه در تغییر مکان نسبی ۲٪)

نمونه‌ی CSPSP5. در این نمونه ورق فولادی پرکننده‌ی جان از هر طرف با دو لایه از الیاف پلیمری عمود بر هم در هر طرف تقویت شده است. راستای قرارگیری طولی الیاف در راستای میدان‌های کششی قرار گرفته است. منحنی هیستریزیس نمونه‌ی CSPSP5

راستای عمود بر راستای طولی الیاف شروع به شکل‌گیری کرد. تا جابه‌جایی ۱۳/۵ میلی‌متر رفتار نمونه حالت سخت‌شونده داشت و در این جابه‌جایی ظرفیت سیستم به حدود ۱۴۰/۸ kN رسید. در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر، به علت رشد پارگی، لایه‌لایه شدن و هم‌چنین جداشدگی لایه‌ی پلیمری (مطابق شکل ۱۲)، ظرفیت سیستم کاهش یافت.



شکل ۱۱ منحنی هیستریزیس نمونه‌ی CSPSP3

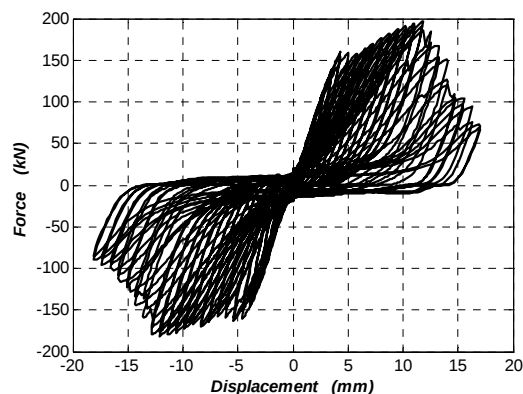


شکل ۱۲ پدیده‌ی لایه‌شدن و پارگی در لایه‌ی پلیمری نمونه‌ی CSPSP3

نمونه‌ی CSPSP4. نتایج آزمایش بر روی دو نمونه‌ی CSPSP2 و CSPSP3 نشان داد که یکی از مودهای خرابی در این نوع سیستم، گسیختگی و لایه‌شدن الیاف در راستای ضعیف ورق‌های GFRP است. با توجه به این مسئله و جلوگیری از این مود گسیختگی، در نمونه‌ی CSPSP4، ورق پرکننده‌ی فولادی با دو لایه‌ی عمود بر هم از الیاف پلیمری شیشه‌ی تقویت شده است. در این مدل راستای اصلی لایه‌های پلیمری با راستای میدان‌های کششی، زاویه‌های

بررسی پارامترهای مهم لرزه‌ای سیستم. الف) سختی و مقاومت برشی. در جدول (۴) مقدار سختی، مقاومت تسلیم و نهایی نمونه‌های مورد بررسی براساس منحنی‌های هیستریزیس آزمایشگاهی نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با اضافه کردن لایه‌ی کامپوزیتی سختی تمام نمونه‌ها افزایش پیدا کرده است. در نمونه‌های CSPSP2 و CSPSP3 که ورق پرکننده‌ی جان با دو لایه‌ی پلیمری تقویت شده است، مقدار سختی به ترتیب به میزان ۱۰ و ۳۹ درصد افزایش پیدا کرده است. بر این اساس اگر راستای الیاف موازی با میدان‌های کششی باشد میزان افزایش سختی سیستم تا میزان ۲۹ درصد نسبت به حالت دیگر قابل افزایش است. در نمونه‌های CSPSP4 و CSPSP5 که ورق پرکننده‌ی جان با چهار لایه‌ی پلیمری تقویت شده است، میزان سختی به ترتیب به میزان ۳۴ و ۵۹ درصد افزایش کرده است. در این حالت نیز با قرارگیری الیاف راستای الیاف پلیمری شیشه در راستای میدان‌های کششی مقدار سختی به میزان ۲۴ درصد افزایش پیدا کرده است. نتایج نشان می‌دهد که اگر راستای اصلی الیاف پلیمری در راستای میدان‌های کششی باشد میزان سختی در سیستم به بیشترین مقدار ممکن می‌رسد. مقاومت تسلیم و نهایی نیز در نمونه‌های تقویت شده افزایش پیدا کرده است. مقاومت نهایی در نمونه‌های CSPSP2، CSPSP3، CSPSP4 و CSPSP5 به ترتیب به میزان ۲۴، ۷۱، ۱۰۱ و ۱۲۰ درصد افزایش پیدا کرده است. بر این اساس مشاهده می‌شود که ظرفیت نهایی نمونه‌ها با افزایش تعداد لایه افزایش پیدا می‌کند. از طرف دیگر نتایج نشان می‌دهد که مقاومت نهایی نمونه‌ها تحت تأثیر مستقیم راستای قرارگیری لایه‌های پلیمری نسبت به میدان‌های کششی است. بر این اساس اگر راستای قرارگیری الیاف در راستای میدان‌های کششی باشد میزان مقاومت نهایی نیز در سیستم به بیشترین مقدار ممکن می‌رسد.

در شکل (۱۵) نشان داده شده است. کماتش الاستیک در این نمونه در ورق جان در تغییر مکان نسبی بزرگ‌تر از ۰/۷٪ رخ داده است. رفتار نمونه تا جابه‌جایی ۵mm تقریباً خطی بوده است. در جابه‌جایی ۵mm ظرفیت نمونه به ۱۶۰ kN رسید. در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر سختی سیستم کاهش یافت و رفتار سخت شونده‌ی نمونه تا جابه‌جایی ۱۲mm (۱/۷٪) ادامه داشت. در این تغییر مکان ظرفیت سیستم به ۱۸۰/۵ kN رسید. از این لحظه به بعد گسیختگی در لایه‌ی پلیمری در راستای میدان‌های کششی و به صورت قطری و هم‌چنین گسیختگی در محل اتصال ورق کامپوزیتی به اعضای مرزی مطابق با شکل (۱۶) رخ داد. از این لحظه به بعد از ظرفیت نمونه به سرعت با افزایش تغییر مکان کاسته شد و در مراحل پایانی بارگذاری ظرفیت نمونه به ۷۵ kN رسید.



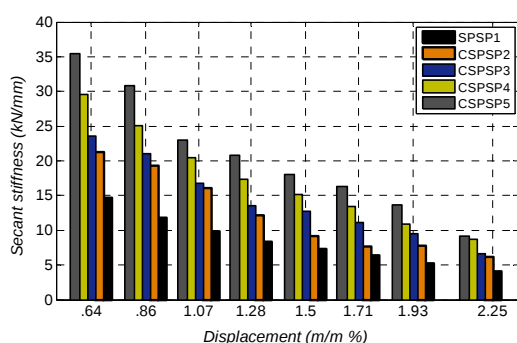
شکل ۱۵ منحنی هیستریزیس نمونه‌ی CSPSP5



شکل ۱۶ گسیختگی اتصال ورق کامپوزیتی به اعضای مرزی و پارگی لایه‌ی پلیمری در امتداد قطری در نمونه‌ی CSPSP5

جدول ۴ مقایسه‌ی مقدار سختی، مقاومت تسلیم و نهایی نمونه‌های آزمایشگاهی

نمونه	سختی kN/m	سختی نسبی (kN/m)/(kN/m)	مقاومت کسلیم kN	مقاومت تسلیم نسبی kN/kN	مقاومت نهایی kN	مقاومت نهایی نسبی kN/kN
SPSP1	۲۶۱۱۵	۱	۷۲/۸۸	۱	۸۲/۵۸	۱
CSPSP2	۲۸۶۶۷	۱/۱	۱۰۰/۵	۱/۳۸	۱۰۲/۳	۱/۲۴
CSPSP3	۳۶۳۲۵	۱/۳۹	۱۱۵	۱/۵۸	۱۴۰/۸	۱/۷۱
CSPSP4	۳۴۹۸۱	۱/۳۴	۱۶۰/۷	۲/۲	۱۶۵/۶	۲/۰۱
CSPSP5	۴۱۶۵۲	۱/۵۹	۱۶۰	۲/۲	۱۸۲	۲/۲



شکل ۱۷ سختی سکانت نمونه‌ی آزمایشگاهی

پ) میزان انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی. میزان انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی برای نمونه‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه در تغییر مکان‌های نسبی مختلف بارگذاری در شکل (۱۸) نشان داده شده‌است. در چرخه‌های اول بارگذاری به علت این که هنوز نمونه‌ها در محدوده‌ی ناحیه‌ی الاستیک هستند، میزان انرژی مستهلک‌شده ناچیز می‌باشد. با افزایش بارگذاری و ورود پانل به ناحیه‌ی غیرخطی میزان انرژی جذب‌شده در سیکل‌هایی با دامنه‌ی بیشتر افزایش یافته‌است. همان‌طور که از شکل (۱۸) مشاهده می‌شود تقویت سیستم‌های مورد بررسی باعث افزایش میزان انرژی مستهلک‌شده‌ی تجمعی نمونه‌های آزمایشگاهی مورد بررسی شده‌است. در تغییر مکان نسبی ۲٪ میزان انرژی مستهلک‌شده‌ی تجمعی در نمونه‌های CSPSP2، CSPSP3، CSPSP4 و CSPSP5 به ترتیب به میزان ۲۴، ۲۸، ۴۸ و ۵۰ درصد نسبت به نمونه‌ی SPSP1 افزایش پیدا کرده‌است. همان‌طور که مشاهده می‌شود میزان جذب انرژی در نمونه‌های CSPSP2، CSPSP3 و CSPSP4 و نمونه‌های

ب) سختی سکانت. در شکل (۱۷) روند تغییرات سختی سکانت برای نمونه‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه در تغییر مکان‌های نسبی مختلف بارگذاری نشان داده شده‌است. مشاهده می‌شود که در تمام نمونه‌ها با افزایش دامنه‌ی بارگذاری سختی سکانت سیستم کاهش می‌یابد. در تمام نمونه‌های تقویت شده میزان سختی سکانت سیستم نسبت به نمونه‌ی تقویت‌نشده بیشتر است. در تغییر مکان نسبی ۲٪ سختی سکانت در نمونه‌های CSPSP2، CSPSP3، CSPSP4 و CSPSP5 به ترتیب به میزان ۴۸، ۸۱، ۱۰۰ و ۱۶۰ درصد نسبت به نمونه‌ی SPSP1 افزایش پیدا کرده‌است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در بین نمونه‌ها، نمونه‌هایی که با چهار لایه‌ی GFRP تقویت شده‌اند نسبت به تقویت با دو لایه‌ی GFRP تقویت‌شده، دارای سختی سکانت بیشتری هستند. از بین نمونه‌های CSPSP2، CSPSP3 که در آن‌ها تقویت با دو لایه‌ی GFRP صورت گرفته‌است، نمونه‌ی CSPSP3 که در آن راستای قرارگیری الیاف در راستای میدان‌های کششی بوده‌است سختی سکانت بیشتری دارد. همچنین از بین نمونه‌های CSPSP4 و CSPSP5 که تقویت با چهار لایه‌ی GFRP صورت گرفته‌است، نمونه‌ی CSPSP5 که در آن راستای قرارگیری الیاف در راستای میدان‌های کششی بوده‌است سختی سکانت بیشتری دارد. بر این اساس اگر راستای قرارگیری الیاف در راستای میدان‌های کششی باشد میزان سختی سکانت سیستم به بیشترین مقدار ممکن می‌رسد.

قرار گرفت و تأثیر استفاده از ورق پرکننده کامپوزیتی در رفتار لرزه‌ای سیستم دیوارهای برشی فولادی مورد مطالعه قرار گرفت. مهم‌ترین نتایج حاصل، به‌طور خلاصه به شرح زیر است:

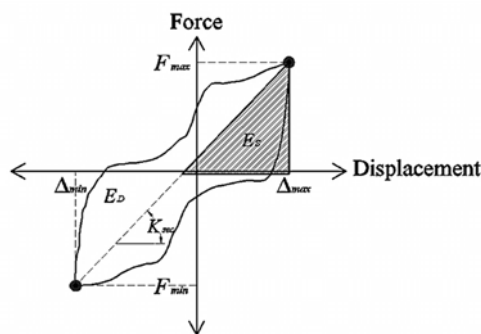
۱- تمامی نمونه‌های مورد بررسی دارای رفتار هیستریزس مطلوب هستند.

۲- سیستم‌های تقویت‌شده نسبت به سیستم تقویت‌نشده دارای سختی و مقاومت به‌مراتب بیشتری هستند. با افزایش لایه‌های پلیمری این مقادیر افزایش پیدا می‌کنند. راستای قرارگیری الیاف نسبت به میدان‌های کششی از پارامترهای مهم تغییر این پارامترها است؛ به‌نوعی که اگر راستای قرارگیری الیاف در راستای میدان‌های کششی باشد، این مقادیر به مقدار بیشینه خود می‌رسند.

۳- میزان انرژی مستهلک شده نمونه‌ها در نمونه‌های تقویت‌شده نسبت به نمونه‌ی تقویت‌نشده افزایش یافته‌است. تغییر راستای قرارگیری لایه‌های پلیمری تقویت‌شده نسبت به میدان‌های کششی تأثیر زیادی بر میزان جذب انرژی سیستم ندارد و میزان جذب انرژی نزدیک به هم است و بیشتر به تعداد لایه‌های کامپوزیتی بستگی دارد.

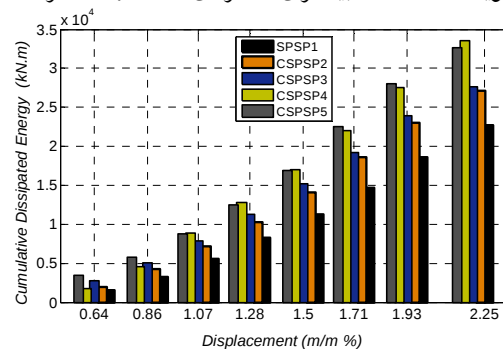
۴- با تقویت ورق پرکننده‌ی جان با دو لایه‌ی عمود بر هم پلیمری در هر طرف، می‌توان از مود شکست تر مانند لایه-لایه شدن لایه‌ی پلیمری جلوگیری کرد.

۵- راستای قرارگیری الیاف نسبت به میدان‌های کششی یک پارامتر مهم در رفتار لرزه‌ای این نوع سیستم‌ها است.



شکل ۱۹ یک حلقه از منحنی چرخه‌ای

و CSPSP5 به هم نزدیک است و تغییر راستای قرارگیری لایه‌های پلیمری تقویت‌شده نسبت به میدان‌های کششی تأثیر زیادی بر میزان جذب انرژی سیستم ندارد و میزان جذب انرژی نزدیک به هم است و تنها به تعداد لایه‌های کامپوزیتی بستگی دارد. در بین نمونه‌های مورد بررسی، نمونه‌هایی که با چهار لایه از الیاف GFRP تقویت شده‌اند نسبت به نمونه‌هایی با دو لایه‌ی GFRP تقویت‌شده مقدار بیشتری از انرژی را مستهلک کرده‌اند.



شکل ۱۸ انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی نمونه‌ی آزمایشگاهی

ت) مودهای شکست در باند بین لایه‌ی پلیمری GFRP و ورق فولادی. مودهای شکست در باند بین لایه‌ی پلیمری GFRP و ورق فولادی در نمونه‌های مورد بررسی به شرح زیر است:

۱- تقویت با یک لایه‌ی پلیمری در هر طرف (نمونه‌ی CSPSP3 و CSPSP2):

- پارگی در راستای ضعیف الیاف در هر طرف.
- پدیده‌ی لایه-لایه شدن در لایه‌ی پلیمری.
- جداشدگی باند بین لایه‌ی پلیمری و فولادی.

۲- تقویت با دو لایه‌ی پلیمری در هر طرف (نمونه‌ی CSPSP4 و CSPSP5):

- جداشدگی باند بین لایه‌ی پلیمری و فولادی.
- شکست اتصال ورق به اعضای مرزی (فقط در نمونه‌ی CSPSP5).

- گسیختگی در راستای اصلی الیاف در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ (فقط در نمونه‌ی CSPSP5).

نتیجه‌گیری

در این مقاله به‌صورت آزمایشگاهی رفتار دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده با الیاف پلیمری مورد بررسی

تشکر و قدر دانی

این تحقیق با استفاده از کمک‌های مالی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و شرکت سیکا پارسیان در سال ۱۳۸۹ صورت گرفته است. انجام این تحقیق میسر نبود مگر با همکاری اعضای گروه آزمایشگاه سازه و گروه پژوهشکده‌ی مهندسی سازه و آقای دکتر عرفان علوی. از همکاری‌های صمیمانه‌ی مهندس محمدمهدی قانع نیز در ساخت نمونه‌ی آزمایشگاهی تقدیر می‌گردد.

پیوست

الف) سختی سکانت

$$K_{sec} = \frac{\Delta F}{\Delta L} = \frac{F_{max} - F_{min}}{\Delta_{max} - \Delta_{min}} \quad (۱)$$

ب) ضریب میرایی ویسکوز معادل (ζ_{hyst})

$$\zeta_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_D}{E_S} \right) \quad (۲)$$

پ) E_D : سطح زیر نمودار در هر چرخه

$$E_S = \frac{1}{8} (F_{max} - F_{min}) \times (\Delta_{max} - \Delta_{min}) \quad (۳)$$

مراجع

1. Astaneh – Asl, A., "Seismic behaviour and design of steel shear walls", Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA, (2001).
2. Sabelli, R., Bruneau, M., "Design guide 20: steel plate shear walls", American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA. (2007).
3. Zhao, X-L., Zhang, L., "State-of-the-art review on FRP strengthened steel structures", Engineering Structures; Vol. 29, PP.1808–23, (2007).
4. Khazaei-Poul, M., Natghi-Alahi, F., "Behavior of strengthened steel plate shear wall by FRP laminate", M.Sc. Thesis. International Institute Of Earthquake Engineering and Seismology, Iran, December; (2011).
5. Wagner, H., "Flat sheet metal girders with very thin webs", Part I, General theories and assumptions, Tech Memo, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington D. C., No. 604, (1931).
6. Thorburn, L.J., Kulak, G.L., Montgomery, C.J., "Analysis of steel plate shear walls", Structural engineering report 107, Edmonton (Alberta, Canada): Department, (1983).
7. Timler, P.A., Kulak, G.L., "Experimental study of steel plate shear walls", Structural Engineering Report, University of Alberta, Canada, No. 114, (1983).
8. Elgaaly, M., "Thin steel plate shear walls behavior and analysis", Thin walled. Structures, Vol. 32, PP.151-180, (1998).
9. Berman, J.W., Bruneau, M., "Plastic analysis and design of steel plate shear walls", *Journal of Structural Engineering*. Vol. 129, PP. 1148–1156, (2003).
10. CAN/CSA S16-2001, "Limit state design of steel structures", Canadian Standards Association, Willowdale, ON., Canada. (2001).
11. AISC, "Specifications for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., USA, (2005b).
12. Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C., Kharrazi, H.K., "Shear analysis and design of ductile steel plate

- walls", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 6, June 1, (2005).
13. Kharrazi, MHK., "Rational method for analysis and design of steel plate walls", Ph.D. dissertation. Vancouver (Canada): University of British Columbia, (2005).
 14. Astaneh-Asl, A., "Seismic studies of innovative and traditional composite shear walls", Research project in-progress, Dept of Civil and Env Engineering: Univ. of California, Berkeley, (1998-2000).
 15. Astaneh-Asl, A., "Cyclic tests of steel shear walls", Research project. Berkeley: Dept. of Civil and Env Engineering, Univ of California, (2001).
 16. Rahai, A., Hatami, F., "Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings", *Journal of Constructional Steel*, Vol, 65(7), PP.1528-37, (2009).
 17. Lubell, A. S., Prion, H. G. L., Ventura, C. E., Rezai, M., "Un-stiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 4, pp. 453-460, (2000).
 18. Caccese, V., Elgaaly, M., Chen, R., "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 573-587, (1993).
 19. Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L., "Cyclic tests of four-story steel plate shear wall". *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 2, pp. 112-120, (1998).
۲۰. علوی، عرفان و ناطقی الهی، فریبرز، "مطالعه‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده‌ی قطری"، رساله‌ی دکتری، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۸۹).
21. Nateghi, F., Alavi, E., "Theoretical seismic behaviour of steel plate shear walls", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, NO. 05. 050120, (2008).
 22. Vian, D., Bruneau, M., Tsai, K. C., Lin, Y. C., "Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams, I: Experimental investigation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 3, March 1, (2009).
 23. Alinia, M. M., "A study into optimization of stiffeners in plates subjected to in- plane shear loads", *Thin-Walled Structures*, Vol. 43(4), PP. 845_60, (2005).
 24. Alinia, M. M., Dastfan, M., "Behaviour of thin steel plate shear walls regarding frame members", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, PP.730-8, (2006).
 25. ASTM, A-370- 03, "Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products", ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States, (2006).
 26. ATC., "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures for buildings", Rep. No. ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, Calif, (1992).

بررسی عددی پایداری دیوارهای خاکی مسلح با ژئوسنتتیک*

«یادداشت پژوهشی»

آتنا فردوسی شاهاندشتی^(۱) فریدون مقدس نژاد^(۲) اسماعیل افلاکی^(۳)

چکیده در این پژوهش پایداری دیوارهای خاکی مسلح با ژئوسنتتیک با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود PLAXIS مورد بررسی قرار گرفت تا تأثیر عوامل گوناگونی چون سختی محوری ژئوسنتتیک، فاصله‌ی عمودی بین لایه‌های ژئوسنتتیک، طول لایه‌های ژئوسنتتیک، زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک ریز بر تغییرشکل‌های دیوار و همچنین نیروهای محوری به‌وجود آمده در المان مسلح‌کننده، مورد ارزیابی قرار گیرد. در ابتدا صحت نتایج تحلیل در مقایسه با نتایج یک پروژه‌ی واقعی مورد ارزیابی قرار گرفت سپس یک تحلیل پارامتریک مفصل انجام شد. نتایج این تحلیل‌ها نشان داد که با افزایش میزان سختی کششی ژئوسنتتیک از مقدار تغییرشکل‌های افقی دیوار کاسته می‌شود. لیکن اثر افزایش سختی محوری ژئوسنتتیک در کاهش تغییرشکل‌های افقی دیوار فقط تا مقدار مشخصی قابل ملاحظه می‌باشد و پس از این مقدار معین، افزایش سختی ژئوسنتتیک تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر کاهش تغییرشکل‌ها و نشست‌ها ندارد. همچنین با کاهش فاصله بین لایه‌های مسلح‌کننده و افزایش طول لایه‌ی ژئوسنتتیک، میزان تغییرشکل‌های افقی دیوار کاهش می‌یابد. اما این کاهش فقط تا تعداد لایه‌ی معین و طول معینی محسوس می‌باشد و بعد از آن تغییرات کمتر می‌شود.

واژه‌های کلیدی دیوار مسلح، ژئوسنتتیک، اجزای محدود، تغییر شکل افقی، نیروی محوری بیشینه‌ی ژئوسنتتیک.

Numerical Analysis of Geosynthetic Reinforced Walls

A. Shahandashti F. Moghadas nejad E. Aflaki

Abstract In this study, stability of geosynthetic reinforced soil retaining walls investigated using PLAXIS code that is based on finite element method. The effects of axial stiffness, length and vertical space between geosynthetic layers, internal friction angle of soil wall and cohesion of foundation on deformations of wall and maximum axial force of geosynthetic have been investigated. Results of analyses indicated that horizontal displacements and settlements of wall reduce with increase in axial stiffness, length and decrease of vertical space between reinforcement layers but there is a critical value for axial stiffness, length and number of geosynthetic layers which increase more than this certain value has not significant effect on reduction of settlements and horizontal displacements of wall. Also vertical and horizontal deformations of wall reduce with increase in internal friction angle of soil wall and cohesion of foundation but effect of these two factors on reduction of deformations for values more than a critical value are almost constant.

Keywords reinforced wall, geosynthetic, finite element, horizontal deformation, settlement, maximum axial force of geosynthetic

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۳/۵ و تاریخ پذیرش ۹۳/۱/۲۵ آن می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول : کارشناس ارشد عمران، راه و ترابری، دانشگاه علوم تحقیقات تهران.

(۲) استادیار، دانشکده‌ی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

(۳) استادیار، دانشکده‌ی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

مقدمه

دیوارهای حائل از جمله ابنیه‌ی فنی هستند که در شبکه‌های حمل و نقل جاده‌ای و ریلی کاربرد گسترده‌ای دارند. از نقطه نظر سازه‌ای دیوارهای حائل به دو دسته، مسلح و غیرمسلح تقسیم می‌شوند.

استفاده از مسلح‌کننده در دیوارهای خاکی مسلح با دو هدف اصلی زیر صورت می‌گیرد:

- ۱- افزایش پایداری و امکان احداث شیب‌های تندتر.
- ۲- بهبود شرایط تراکم.

افزایش پایداری شیب امکان احداث شیب‌های تندتر را در بسیاری پروژه‌ها از جمله پروژه‌های راه‌سازی فراهم می‌کند. بهبود شرایط تراکم نیز ضمن جلوگیری از فرسایش سطوح دیوار امکان اعمال بار بیشتر را فراهم می‌کند [2]. خاک مصالحی است که دارای مقاومت فشاری و برشی خوبی است ولی چندان قادر به تحمل نیروهای کششی نمی‌باشد [3]. برای مسلح‌سازی هم می‌توان از فلزات و هم از ژئوسنتیک‌ها استفاده نمود.

پایداری دیوارهای خاکی مسلح توسط پژوهشگران متعددی مورد بررسی قرار گرفت. Elias et al. [2] بر پایه‌ی روش‌های تعادل حدی، نحوه‌ی طراحی دیوارهای خاکی و شیروانی‌های مسلح را به‌صورت گام‌های مدونی خلاصه نمودند. Rowe and Ho [4] با استفاده از نرم‌افزار عددی اجزای محدود AFENA به بررسی رفتار دیوار خاکی مسلح با ژئوسنتیک پرداختند. آنها در این پژوهش به بررسی اثر مسلح‌سازی با ژئوسنتیک در توزیع تنش عمودی در پی و دیوار، توزیع تنش و کرنش افقی دیوار و همچنین تنش‌های افقی و قائم وارد به پوشش جلوی دیوار پرداختند و نمودارهایی ارائه نمودند که برای انجام تحلیل‌های پارامتریک مفید می‌باشد. Budhu and Halloum [5] با استفاده از روش تعادل حدی، پایداری دینامیکی داخلی دیوار مسلح با ژئوتکستایل را مورد

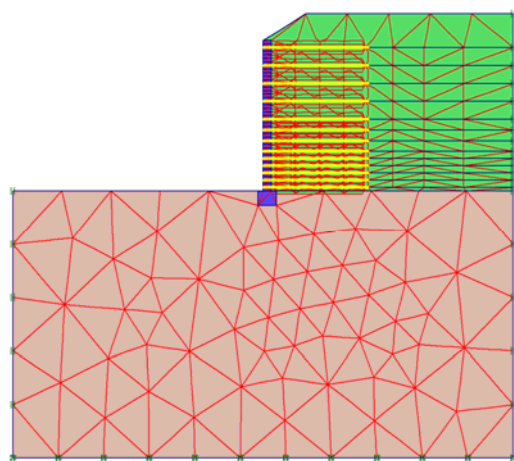
بررسی قرار دادند. Abdi et al. [6] برای بررسی دیوار خاکی مسلح از تکنیک همگن‌سازی محیط خاک مسلح استفاده نمودند. آنها در این پژوهش با استفاده از دو روش تحلیلی و روش عددی اجزای محدود و به‌کمک برنامه‌ی Xpress به تعیین ارتفاع گسیختگی دیواری مسلح و دارای مشخصاتی معین پرداختند و نتایج را با اطلاعات آزمایشگاهی موجود مورد مقایسه قرار دادند. Zhenqi CAI and Bathurst [7] با استفاده از روش عددی اجزای محدود به تحلیل دینامیکی دیوار مسلح با ژئوسنتیک پرداختند. Otani et al. [8] با استفاده از روش عددی اجزای محدود، پایداری دیوار خاکی مسلح واقع بر زمینی شیب‌دار را مورد بررسی قرار دادند. در این پژوهش با انجام تحلیل پارامتریک اثر پارامترهایی چون شرایط مقاومتی پی و زاویه‌ی خاک‌برداری شیب پشت دیوار مورد ارزیابی قرار گرفت. Skinner and Rowe [9] با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود AFENA به طراحی و بررسی رفتار دیوارهای خاکی مسلح با ژئوسنتیک‌ها و تکیه‌گاه‌های پل‌های واقع بر پی‌های سست و در حال جاری شدن پرداختند. نتایج بررسی‌های آنها نشان داد که گزینه‌ی استفاده از سیستم خاک مسلح در تکیه‌گاه‌های پل‌ها به‌منظور تحمل ضربه‌های ناشی از پل می‌تواند از نظر اقتصادی قابل رقابت با گزینه‌ی استفاده از سیستم شمع‌کوبی در زیر تکیه‌گاه‌های واقع بر پی‌های سست باشد. Won and Kim [10] با انجام تعدادی آزمایش‌های آزمایشگاهی، تغییرشکل‌های داخلی دیوار خاکی مسلح با ژئوتکستایل بافته‌نشده و بافته‌شده را مورد ارزیابی قرار دادند. Klar and Sas [11] با استفاده از روش تحلیلی سازگاری جنبشی (KC) (kinematic compatibility) به بررسی رفتار مکانیکی دیوار خاکی مسلح پرداختند. آنها در این پژوهش اثر سازه‌ای پوشش جلوی دیوار و اندرکنش بین آن و لایه‌های خاک مسلح را بر پایداری سیستم مورد ارزیابی قرار دادند. آنها نتایج حاصل از این روش را با روش‌های

۳/۶ تا ۹/۸ متر متغیر بوده است. Chungsik Yoo برای انجام مطالعه و بررسی عملکرد این دیوار خاکی مسلح با ژئوگرید، تعدادی کرنش سنج بر روی دیوار شرقی که ارتفاع آن برابر ۸/۴ متر بود، نصب نمود. فواصل بین ژئوگریدها بین ۰/۴ تا یک متر متغیر بوده است. برای مشخصات دیوار به مقاله ی [13] مراجعه گردد.

سختی کششی این دو نوع ژئوگرید به ترتیب برابر ۶۰ و ۸۰ کیلونیوتن بر متر می باشد. الگوی رفتاری لایه های خاک ریز و پی موهر-کولمب و مدل رفتاری نمای بتنی و ژئوسنتتیک، الاستیک می باشد. هم چنین بین المان های خاک و المان های ژئوگرید از المان سطح مشترک استفاده شد.

عموماً در اندرکنش خاک و سازه ی موجود در آن، سطح مشترک دارای مقاومت کمتری نسبت به لایه خاک اطراف آن می باشد. این بدین معنی است که اندازه R_{inter} باید از یک کمتر باشد. با توجه به اطلاعات موجود در این پژوهش، مقدار R_{inter} در این مدل برابر ۰/۶۷ تعیین گردید.

در شکل (۳) مدل اجزای محدود مسئله ی مورد بررسی در نرم افزار PLAXIS ارائه شده است.



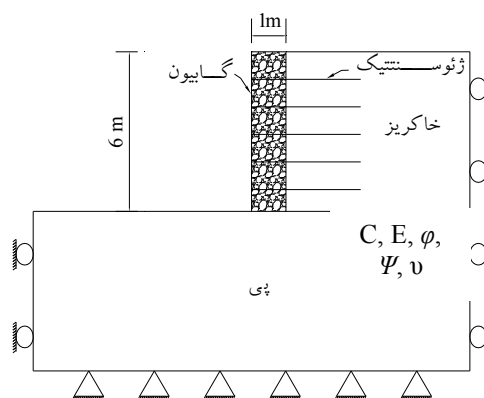
شکل ۳ الگوی اجزای محدود مسئله ی مورد بررسی در نرم افزار PLAXIS

پس از انجام تحلیل های لازم، نمودار تغییر مکان

آنالیز پیوسته ی دقیق تری چون روش اجزای محدود و روش تفاضل محدود مورد مقایسه قرار دادند.

مدل سازی مسئله

در این پژوهش در جهت بررسی پایداری دیوار خاک مسلح، از نسخه ۸/۲ نرم افزار PLAXIS استفاده شد که قادر به انجام تحلیل در فضای دوبعدی و به روش عددی اجزای محدود می باشد. در این نرم افزار به دلیل وجود المان مجزای ژئوسنتتیک و هم چنین امکان ایجاد آسان لایه های خاکی، مدل سازی مسئله ی مورد بررسی با دقت و سرعت بالایی به انجام رسید. شکل کلی مدل و اجزای گوناگون موجود در آن به صورت شکل زیر می باشد.



شکل ۱ شکل کلی مدل دیوار خاکی مسلح با ژئوسنتتیک

ارزیابی صحت نتایج تحلیل

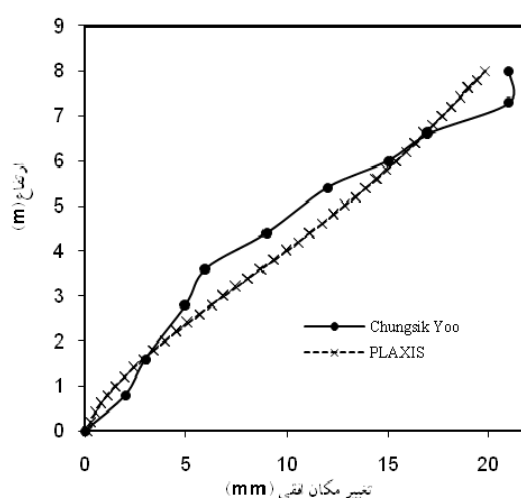
پیش از انجام تحلیل های پارامتری، می بایست صحت تحلیل های انجام شده در این پژوهش از طریق استناد به مقالات معتبر و پروژهای واقعی، تأیید گردد. برای تأیید روش الگوسازی سامانه ی دیوار خاکی مسلح، از نتایج پژوهش Chungsik Yoo [12] استفاده شد. در آن پژوهش، با نصب ابزارهای اندازه گیری تغییر مکان بر روی دیوار خاکی مسلح، رفتار آن مورد بررسی قرار گرفته است. این دیوار در سال ۱۹۹۵ در اطراف یک سایت تولید مواد شیمیایی در جنوب کشور کره ساخته شد. طول این دیوار حدود ۳۰۰ متر و ارتفاع آن بین

رفتاری لایه‌های خاک ریز و پی موهر-کولمب می‌باشد که مشخصات آن مطابق جدول زیر است. این مقادیر با توجه به مشخصات مصالحی که به‌طور متداول برای انجام پروژه‌های مسلح‌سازی خاک‌های دانه استفاده می‌شوند، از طریق بررسی مقالات گوناگون انتخاب گردید.

به‌منظور مطالعه‌ی تأثیر متقابل خاک، ژئوتکستایل و هندسه ترکیبی آنها، در پایداری دیوار خاکی مسلح، پارامترهای گوناگونی که مشخص‌کننده ویژگی هر کدام از عوامل بالا می‌باشد، مورد بررسی قرار گرفت. در هر تحلیل با ثابت نگه داشتن سایر پارامترها، یک پارامتر ویژه تغییر داده شد و اثرات آن بررسی گردید. این پارامترها شامل سختی محوری ژئوستتیک، فاصله عمودی بین لایه‌ها و طول لایه‌های ژئوستتیک و هم‌چنین زاویه اصطکاک داخلی خاک ریز می‌باشد.

افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار، برای مقایسه با مقادیر اندازه‌گیری شده، در نمودار شکل (۴) ارائه گردید. ملاحظه می‌شود که مطابقت خوبی میان دو پژوهش انجام شده وجود دارد. علت اختلاف‌های کوچکی که بین دو نمودار وجود دارد می‌تواند ناشی از عدم یکنواختی کامل دیوار در پروژه‌ی اصلی و هم‌چنین خطاهای ناشی از نحوه‌ی نصب و قرائت ابزارهای اندازه‌گیری کرنش باشد. با این وجود مشاهده می‌گردد که روند تغییرات شکل افقی دیوار در هر دو نمودار با یکدیگر مطابقت کلی دارد.

با توجه به شرایط مسئله، به‌منظور انجام تحلیل‌های مورد نیاز بر روی الگوهای ساخته‌شده حالت کرنش صفحه‌ای در نظر گرفته شد. هم‌چنین برای تشکیل شبکه‌ی اجزای محدود و انجام محاسبات، از اجزای مثلثی پانزده گرهی برای لایه‌ی خاک و پنج گرهی برای جز ژئوتکستایل استفاده گردید. الگوی



شکل ۴ مقایسه‌ی نتایج تغییرات شکل افقی دیوار حاصل از PLAXIS و پژوهش Chungsik Yoo [13]

جدول ۱ مشخصات مصالح پی، خاک ریز و نمای گابیونی در تحلیل‌های مربوط به بررسی پارامترهای متغیر ژئوستتیک

Rinter	ν	ψ (درجه)	E (KN/m ²)	ϕ (درجه)	C (KN/m ²)	γ (KN/m ³)	
۱	۰/۳۳	۰	۲۰۰۰۰	۲۹	۸	۱۶	پی
۰/۹	۰/۳	۰	۳۰۰۰۰	۳۰	۱	۱۹	خاک ریز
۱	۰/۳	۰	۷۰۰۰	۴۵	۲۰	۱۹	گابیون

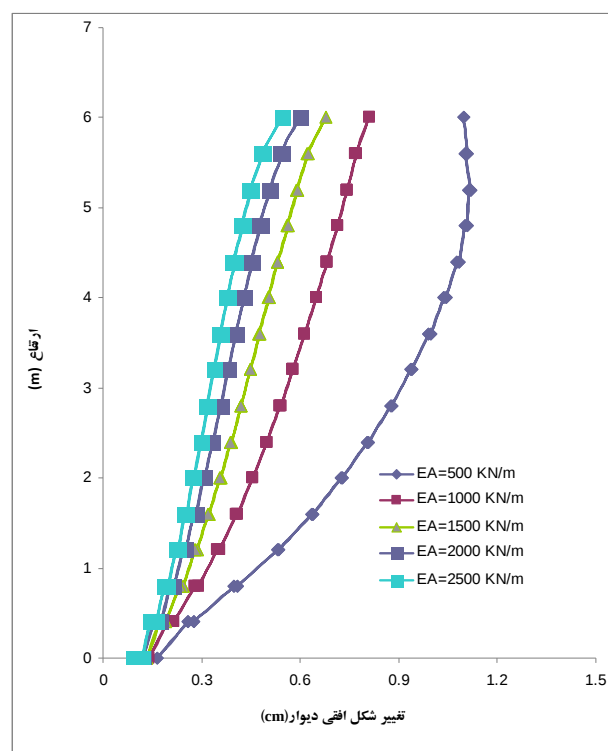
به منظور مطالعه‌ی تأثیر متقابل خاک، ژئوتکستایل و هندسه ترکیبی آنها، در پایداری دیوار خاکی مسلح، پارامترهای گوناگونی که مشخص‌کننده ویژگی هر کدام از عوامل بالا می‌باشد، مورد بررسی قرار گرفت. در هر تحلیل با ثابت نگه داشتن سایر پارامترها، یک پارامتر ویژه تغییر داده شد و اثرات آن بررسی گردید. این پارامترها شامل سختی محوری ژئوسنتتیک، فاصله‌ی عمودی بین لایه‌ها و طول لایه‌های ژئوسنتتیک و همچنین زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک ریز می‌باشد.

بررسی اثر سختی محوری ژئوسنتتیک

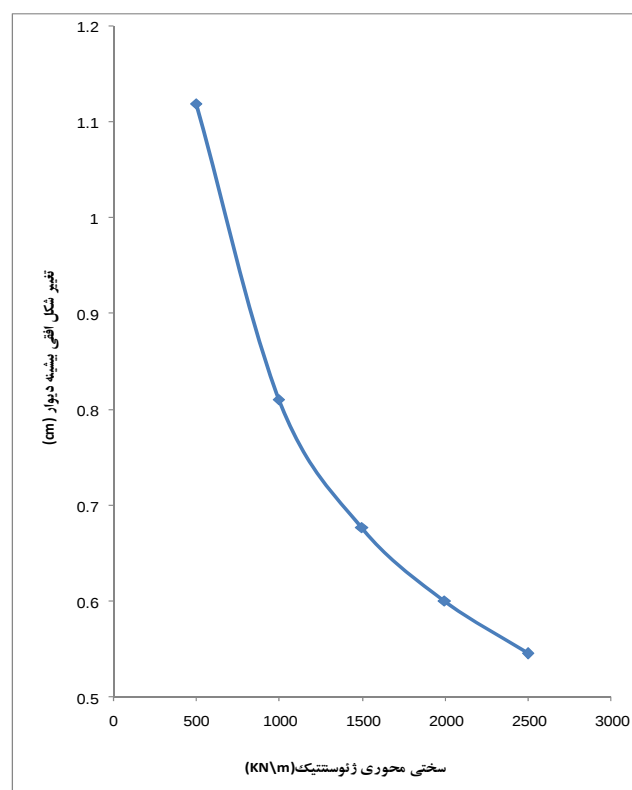
برای بررسی اثر مقدار سختی محوری ژئوسنتتیک بر پایداری سیستم پایداری دیوار خاکی مسلح با ژئوسنتتیک، مدل‌هایی از دیوار شامل لایه‌های ژئوسنتتیک با سختی‌های محوری متفاوت ۵۰۰، ۱۰۰۰، ۱۵۰۰ و ۲۵۰۰ کیلونیوتن بر متر، نسبت طول به ارتفاع دیوار (L/H) برابر یک و فاصله‌ی عمودی بین لایه‌های مسلح‌کننده (Sv) برابر ۰/۴ متر، ایجاد و مورد تحلیل قرار گرفته شد و اثر این پارامتر بر تغییر شکل افقی دیوار، نیروی محوری بیشینه‌ی لایه‌های ژئوسنتتیک و تغییر شکل افقی بیشینه‌ی دیوار مورد ارزیابی قرار گرفت. در شکل (۷) تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار به‌ازای سختی‌های محوری گوناگون ژئوسنتتیک ارائه شده است. همان‌طور که در شکل‌ها مشاهده می‌گردد به‌طور کلی با افزایش میزان سختی کششی ژئوسنتتیک از مقدار تغییر شکل افقی دیوار کاسته می‌شود. همچنین مشاهده می‌شود که اثر افزایش سختی محوری در کاهش تغییر شکل‌های افقی دیوار با افزایش فاصله از پی، افزایش می‌یابد. به‌عنوان نمونه، با افزایش مقدار سختی محوری از ۵۰۰ تا ۲۵۰۰ کیلو نیوتن در تراز ۲ متری از پی، مقدار تغییر شکل

افقی دیوار ۰/۴۶ سانتی متر کاهش می‌یابد در حالی‌که این مقدار در تراز ۴ متری ۰/۶۶ سانتی متر می‌باشد. علت این پدیده آنست که مقدار متوسط کرنش‌های کششی ایجادشده در راستای محور ژئوسنتتیک در ترازهای پایین کمتر است در نتیجه مقدار نیروی کششی متوسط لازم در ژئوسنتتیک برای تجهیز کامل ظرفیت کششی آن تأمین نمی‌گردد بنابراین افزایش سختی کششی تأثیر زیادی در کاهش تغییر شکل‌های افقی ندارد. برای درک بهتر این مسئله در نمودار شکل (۸) تغییرات شکل افقی بیشینه دیوار که در ارتفاع ۶ متری از پای دیوار اتفاق می‌افتد، به‌ازای سختی‌های محوری گوناگون ژئوسنتتیک رسم شده است. در این شکل مشاهده می‌گردد که با افزایش سختی محوری ژئوسنتتیک، شیب نمودار کاهش می‌یابد. به‌عبارت دیگر اثر این پارامتر در کاهش تغییر شکل‌های افقی دیوار با افزایش سختی محوری ژئوسنتتیک به‌تدریج کاهش می‌یابد. مقایسه‌ی نمودارهای حاصل از این پژوهش با نمودارهای ارائه‌شده توسط پژوهشگرانی چون Skinner and Rowe [9] و Klar and Sas [11]، نشان می‌دهد که روند تغییرات شکل افقی دیوار در ارتفاع مشابه یکدیگر می‌باشد یعنی با افزایش ارتفاع از پی، مقدار تغییر شکل افقی افزایش می‌یابد.

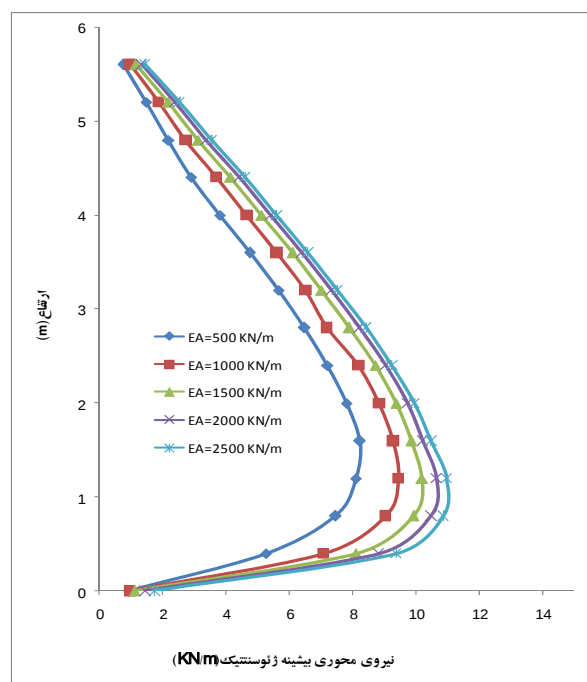
در نمودار شکل (۱۱) تغییرات نیروی محوری بیشینه ژئوسنتتیک در برابر ارتفاع دیوار به‌ازای سختی‌های محوری گوناگون ژئوسنتتیک ارائه شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌گردد به‌طور کلی با افزایش میزان سختی محوری ژئوسنتتیک، مقدار نیروی محوری بیشینه در آن افزایش می‌یابد. هرچه نیروی محوری بیشتری در مسلح‌کننده به‌وجود آید بیانگر ایجاد کرنش‌های کششی بیشتر در خاک اطراف آن می‌باشد.



شکل ۷ تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار به ازای سختی‌های محوری گوناگون ژئوسنتیک ($L/H=1$ و $S_v=0.4$ m)



شکل ۸ تغییرات شکل افقی پیشینه‌ی دیوار در تراز ۶ متری از پای دیوار به ازای سختی‌های محوری گوناگون ژئوسنتیک ($L/H=1$ و $S_v=0.4$ m)

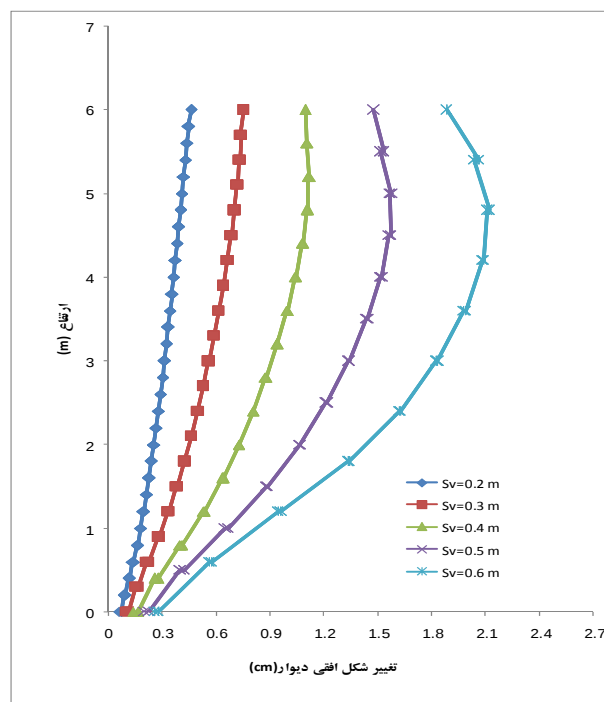


شکل ۱۱ تغییرات نیروی محوری بیشینه ی ژئوسنتتیک در برابر ارتفاع دیوار به ازای سختی های محوری گوناگون ژئوسنتتیک
($S_v=0.4 \text{ m}$ و $L/H=1$)

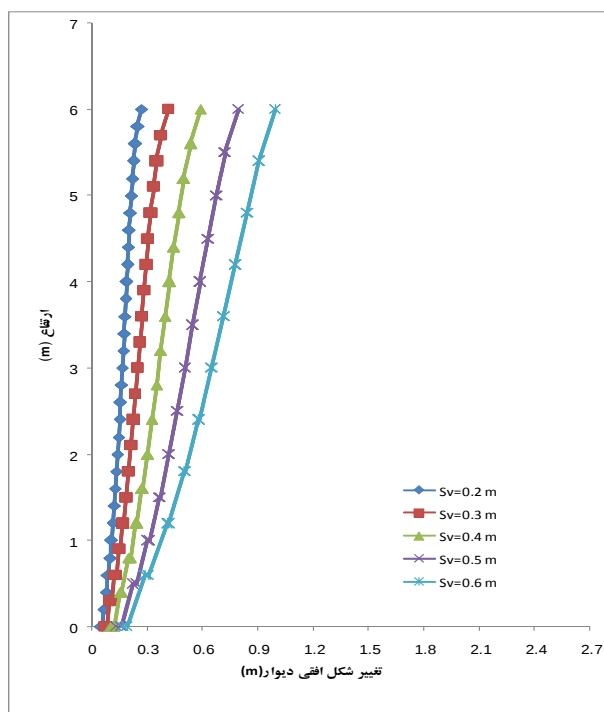
یا همان افزایش تعداد لایه های ژئوسنتتیک، میزان تغییر شکل های افقی دیوار کاهش می یابد. همچنین با مقایسه ی منحنی های شکل های (۱۳) و (۱۴) می توان نتیجه گرفت که با افزایش مقدار سختی محوری ژئوسنتتیک، اثر کاهش فاصله بین لایه های ژئوسنتتیک کمتر می شود. به عنوان مثال با کاهش فاصله بین لایه های ژئوسنتتیک از 0.6 به 0.2 متر به ازای سختی محوری 500 کیلو نیوتن بر متر، مقدار تغییر شکل افقی دیوار در ارتفاع 3 متری از پی، $1/52$ سانتی متر کاهش می یابد. در حالی که این مقدار برای سختی محوری 2000 کیلو نیوتن بر متر برابر 0.47 سانتی متر می باشد. برای درک بهتر مطالب بالا، در شکل (۱۵) نمودار تغییرات شکل افقی بیشینه دیوار به ازای فواصل عمودی متفاوت بین لایه های ژئوسنتتیک و برای سختی های محوری 500 و 2000 کیلو نیوتن بر متر رسم شده است. در این شکل مشاهده می گردد که برای هر دو مقدار متفاوت سختی محوری ژئوسنتتیک، با افزایش فاصله بین لایه های مسلح کننده، تغییر شکل افقی بیشینه ی دیوار افزایش می یابد. اما با افزایش سختی محوری ژئوسنتتیک، شیب نمودار کاهش می یابد.

بررسی اثر فاصله ی عمودی بین لایه های ژئوسنتتیک
از دیگر عوامل مؤثر بر پایداری و کاهش تغییر شکل های دیوار خاکی مسلح، فاصله ی عمودی بین لایه های مسلح کننده (S_v) و یا به عبارت دیگر تعداد لایه های مسلح کننده می باشد. برای بررسی اثر این پارامتر، مدل هایی از مسئله ی مورد نظر با فواصل عمودی متفاوت 0.2 ، 0.3 ، 0.4 ، 0.5 و 0.6 متر بین لایه های ژئوسنتتیک، نسبت طول به ارتفاع دیوار (L/H) برابر یک و به ازای دو سختی کششی 500 ، 2000 کیلو نیوتن بر متر برای ژئوسنتتیک ایجاد و مورد تحلیل قرار گرفته شد و اثر این پارامتر بر تغییر شکل افقی دیوار، نیروی محوری بیشینه ی لایه های ژئوسنتتیک و تغییر شکل افقی بیشینه ی دیوار مورد ارزیابی قرار گرفت.

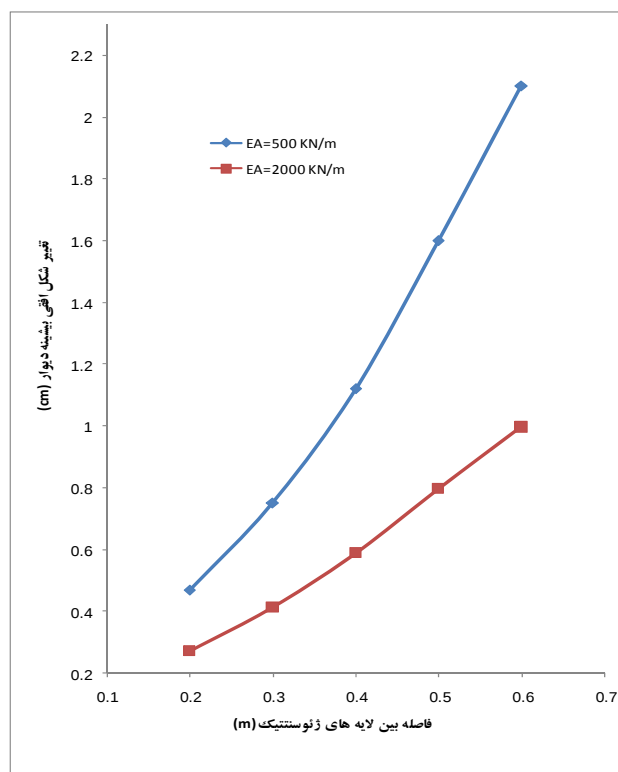
شکل های (۱۳) و (۱۴) به ترتیب تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار را به ازای فواصل عمودی متفاوت بین لایه های ژئوسنتتیک و برای دو سختی محوری متفاوت 500 و 2000 کیلو نیوتن بر متر نشان می دهد. همان طور که در هر دو شکل مشاهده می شود به طور کلی با کاهش فاصله بین لایه های مسلح کننده و



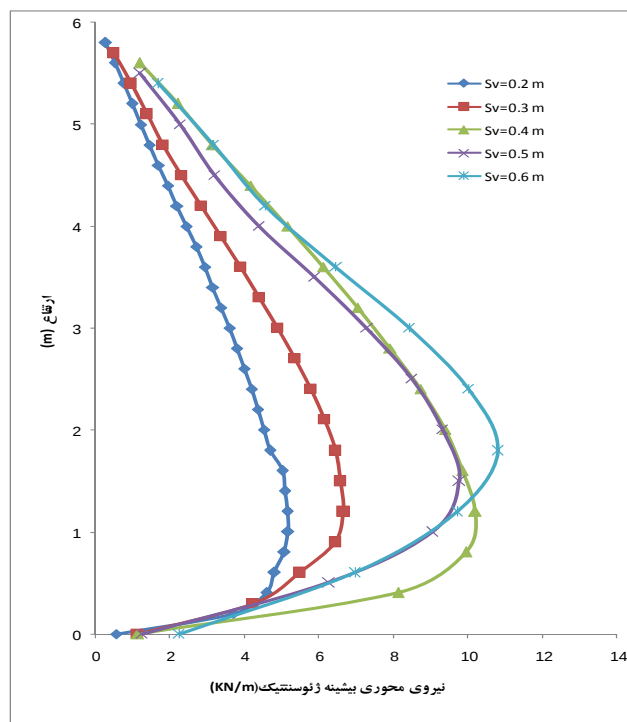
شکل ۱۳ تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار به ازای فواصل عمودی متفاوت بین لایه‌های ژئوستتیک
($EA=500 \text{ KN/m}$ و $L/H=1$)



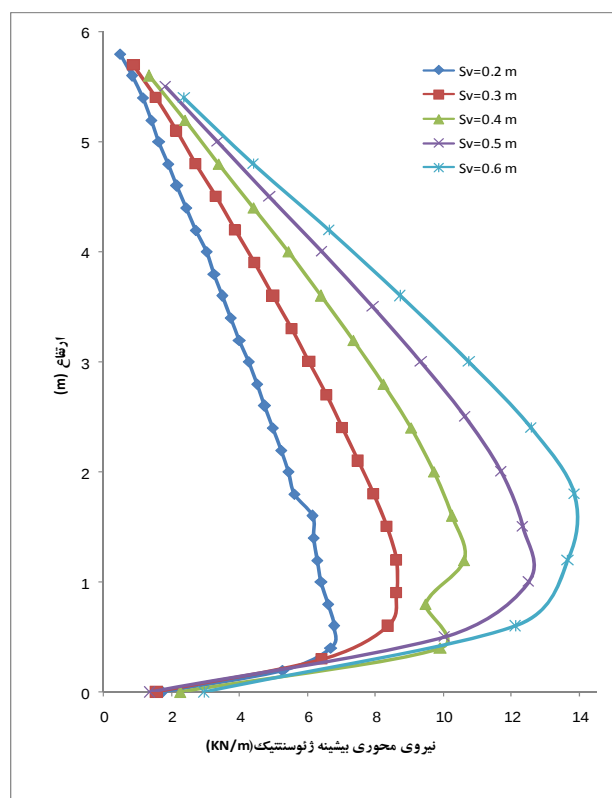
شکل ۱۴ تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار به ازای فواصل عمودی متفاوت بین لایه‌های ژئوستتیک
($EA=2000 \text{ KN/m}$ و $L/H=1$)



شکل ۱۵ تغییرات شکل افقی بیشینه دیوار به ازای فواصل عمودی متفاوت بین لایه های ژئوسنتتیک برای سختی های محوری ۲۰۰۰ و ۵۰۰ کیلونیوتن بر متر ($L/H=1$)



شکل ۱۶ تغییرات نیروی محوری بیشینه ژئوسنتتیک در برابر ارتفاع دیوار به ازای فواصل عمودی متفاوت بین لایه های ژئوسنتتیک ($EA=500 \text{ KN/m}$ و $L/H=1$)



شکل ۱۷: تغییرات نیروی محوری بیشینه ژئوسنتیک در برابر ارتفاع دیوار به ازای فواصل عمودی متفاوت بین لایه های ژئوسنتیک
($EA=2000 \text{ KN/m}$ و $L/H=1$)

هندسی و مشخصات مصالح معین می توان فواصل بین لایه ها را بیشتر نمود.

بررسی اثر طول لایه های ژئوسنتیک

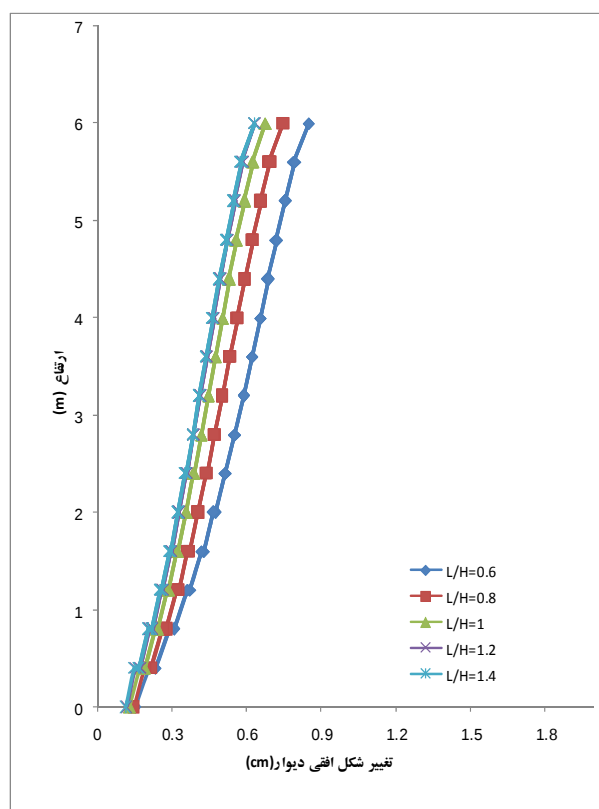
از دیگر عوامل مؤثر بر پایداری و کاهش تغییر شکل های دیوار خاکی مسلح، طول مسلح کننده می باشد. برای بررسی اثر این پارامتر، مدل هایی از مسئله ی مورد نظر با نسبت طول به ارتفاع دیوار (L/H) متفاوت $0/6$ ، $0/8$ ، 1 ، $1/2$ و $1/4$ ، به ازای فاصله ی عمودی $0/4$ و $0/6$ متر و سختی کششی 1500 کیلونیوتن بر متر برای ژئوسنتیک ایجاد و مورد تحلیل قرار گرفته شد و اثر این پارامتر بر تغییر شکل افقی دیوار، نیروی محوری بیشینه ی لایه های ژئوسنتیک و تغییر شکل افقی بیشینه ی دیوار مورد ارزیابی قرار گرفت. شکل های (۱۸) و (۱۹) به ترتیب تغییر شکل افقی

در نمودار شکل های (۱۶) و (۱۷) تغییرات نیروی محوری بیشینه ی ژئوسنتیک در برابر ارتفاع دیوار به ازای فواصل عمودی متفاوت بین لایه های ژئوسنتیک و برای دو سختی محوری متفاوت 500 و 2000 کیلونیوتن بر متر ترسیم شده است. همان طور که در شکل ها مشاهده می گردد به طور کلی با افزایش فاصله بین لایه های مسلح کننده، مقدار نیروی محوری بیشینه ی ژئوسنتیک افزایش می یابد.

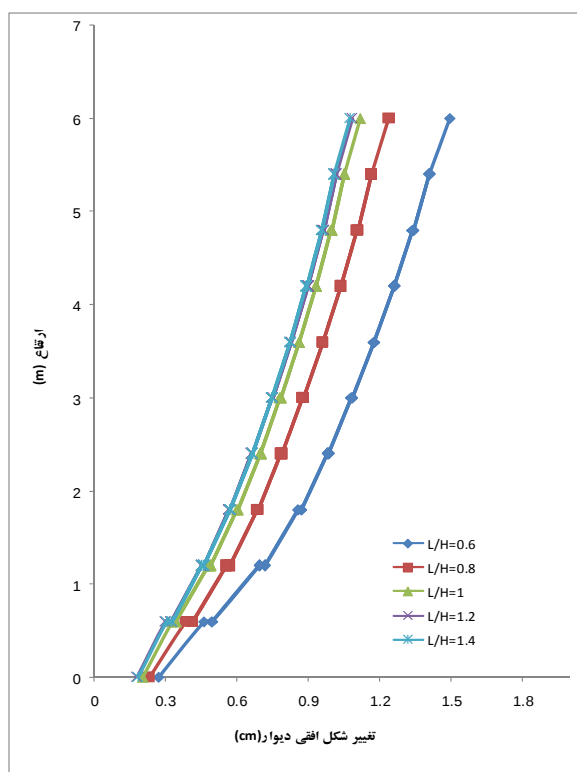
هم چنین با مقایسه ی منحنی های این دو شکل می توان نتیجه گرفت که هرچه مقدار سختی محوری ژئوسنتیک بیشتر باشد، کاهش تعداد لایه ها یا همان افزایش فاصله بین لایه های مسلح کننده اثر بیشتری بر ایجاد نیروی محوری بیشینه و تجهیز کامل ظرفیت کششی ژئوسنتیک دارد. به عبارت دیگر هرچه سختی محوری مسلح کننده بیشتر باشد، برای دیواری با شرایط

عمودی گوناگون بین لایه‌ها، متفاوت می‌باشد. هم‌چنین در شکل (۱۹) مشاهده می‌گردد که برای حالتی که فاصله‌ی عمودی بین لایه‌ها برابر $0/6$ متر است، به‌ازای نسبت L/H های بیشتر از یک، فاصله بین منحنی‌ها زیاد است و پس از آن کاهش می‌یابد در حالی که برای حالتی که فاصله‌ی عمودی لایه‌ها برابر $0/4$ متر می‌باشد (شکل ۱۸)، فاصله بین منحنی‌ها برای مقادیر L/H های بیشتر از یک، کمتر است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که به‌ازای سختی محوری ثابت، هرچه فاصله‌ی بین لایه‌ها بیشتر باشد، طول گیرداری مورد نیاز افزایش می‌یابد. در شکل (۲۰) تغییرات شکل افقی بیشینه‌ی دیوار به‌ازای طول‌های (L/H) متفاوت لایه‌های ژئوسنتتیک و برای فواصل عمودی $0/4$ و $0/6$ متر و سختی محوری 1500 کیلو نیوتن بر متر رسم شده‌است.

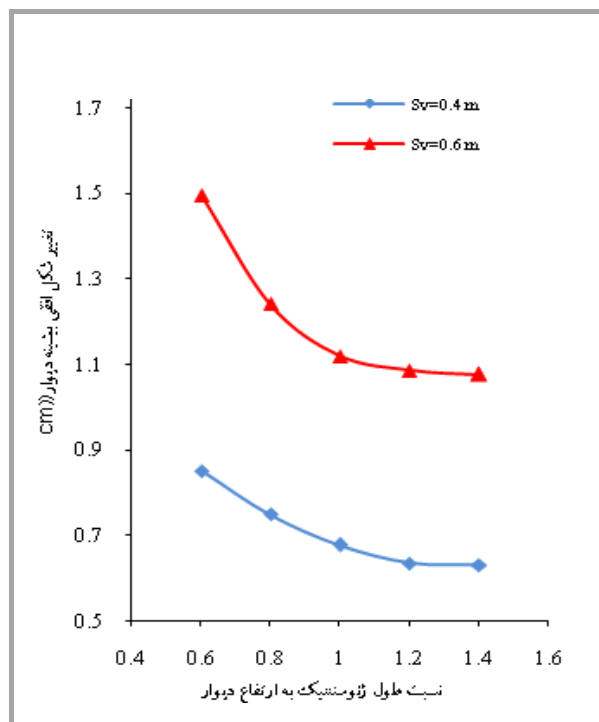
دیوار در برابر ارتفاع دیوار را به‌ازای طول‌های (نسبت طول به ارتفاع دیوار) متفاوت لایه‌های ژئوسنتتیک و برای دو مقدار متفاوت فاصله بین لایه‌های برابر $0/4$ و $0/6$ متر و سختی محوری 1500 کیلو نیوتن بر متر نشان می‌دهد. همان‌طور که در هر دو شکل مشاهده می‌شود به‌طور کلی با افزایش طول لایه‌ی ژئوسنتتیک، میزان تغییر شکل‌های افقی دیوار کاهش می‌یابد. اما اگرچه با افزایش طول لایه‌ی ژئوسنتتیک میزان تغییر شکل‌های افقی کاهش می‌یابد اما این کاهش به‌ازای سختی محوری و تعداد لایه‌ی ثابت، فقط تا طول معینی محسوس می‌باشد و بعد از آن تغییرات بسیار ناچیز است. این بدان معنی است که برای ویژگی‌های معینی از خاک و ژئوسنتتیک، طول گیرداری بهینه‌ای برای مسلح‌کننده وجود دارد که اگر طول ژئوسنتتیک از آن بیشتر شود، تأثیر زیادی بر کاهش تغییر شکل‌ها ندارد. این طول بهینه به‌ازای سختی‌های محوری و فواصل



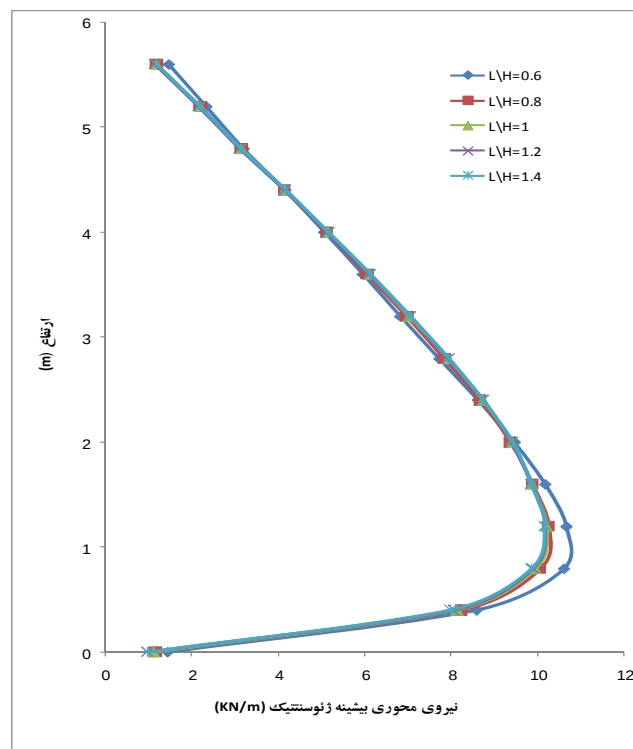
شکل ۱۸ تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار به‌ازای طول‌های (نسبت طول به ارتفاع دیوار) متفاوت لایه‌های ژئوسنتتیک
($EA=1500 \text{ KN/m}$ و $S_v=0.4 \text{ m}$)



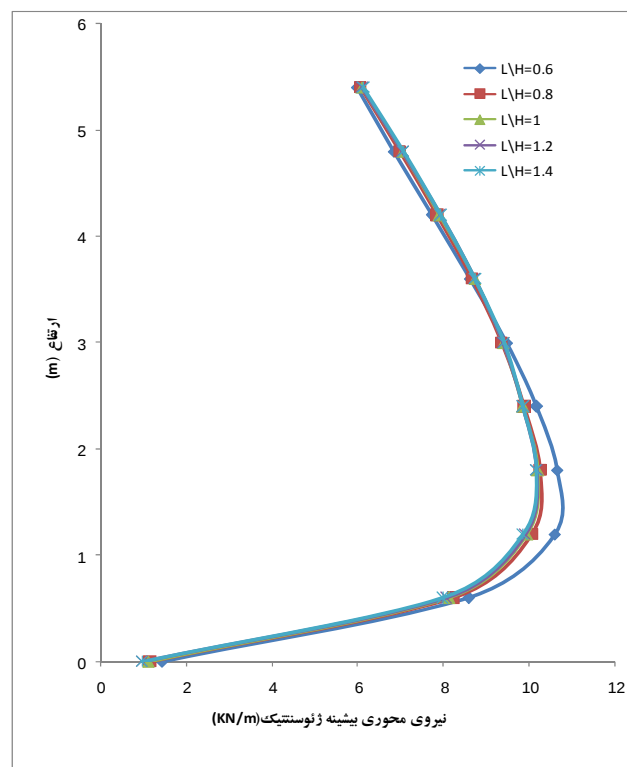
شکل ۱۹ تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار به ازای طول‌های (نسبت طول به ارتفاع دیوار) متفاوت لایه‌های ژئوستتیک ($EA=1500 \text{ KN/m}$ و $S_v=0.6 \text{ m}$)



شکل ۲۰ تغییرات شکل افقی بیشینه دیوار به ازای طول‌های (نسبت طول به ارتفاع دیوار) متفاوت لایه‌های ژئوستتیک و برای فواصل عمودی ۰/۴ و ۰/۶ متر ($EA=1500 \text{ KN/m}$)



شکل ۲۱ تغییرات نیروی محوری بیشینه ی ژئوسنتتیک در برابر ارتفاع دیوار به ازای طول های (نسبت طول به ارتفاع دیوار) متفاوت لایه های ژئوسنتتیک ($EA=1500 \text{ KN/m}$ و $S_v=0.4 \text{ m}$)



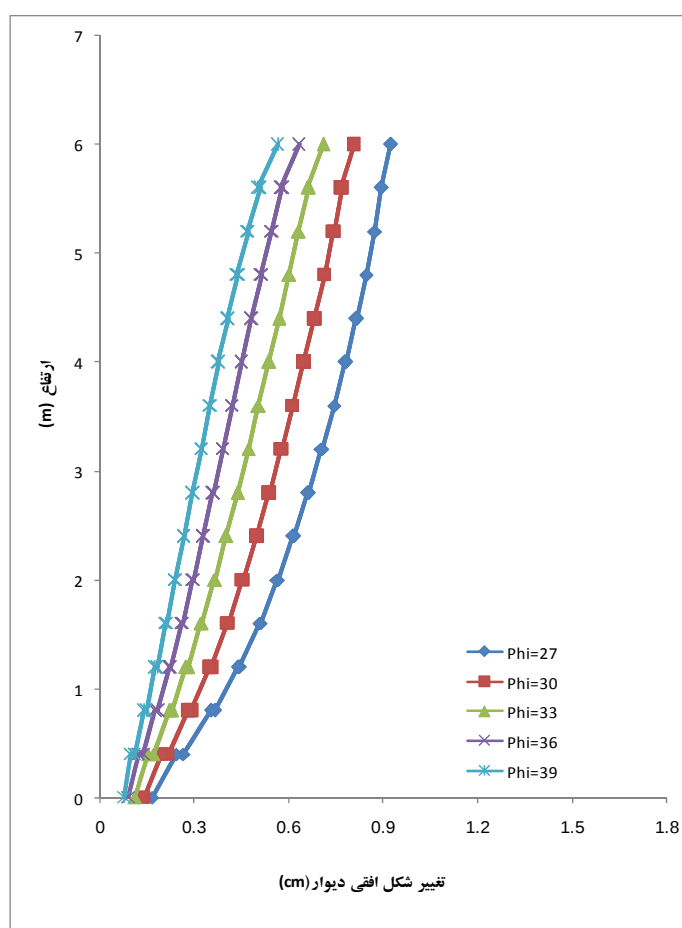
شکل ۲۲ تغییرات نیروی محوری بیشینه ی ژئوسنتتیک در برابر ارتفاع دیوار به ازای طول های (نسبت طول به ارتفاع دیوار) متفاوت لایه های ژئوسنتتیک ($EA=1500 \text{ KN/m}$ و $S_v=0.6 \text{ m}$)

شکل‌های دیوار خاکی مسلح، زاویه اصطکاک داخلی خاک ریز می‌باشد. برای بررسی اثر این پارامتر، مدل‌هایی از مسئله مورد نظر با زوایای اصطکاک داخلی خاک ریز متفاوت ۲۷، ۳۰، ۳۳، ۳۶ و ۳۹ درجه به‌ازای نسبت طول به ارتفاع دیوار (L/H) یک، فاصله عمودی ۰/۴ متر و سختی کششی ۱۰۰۰ کیلونیوتن بر متر برای ژئوستتیک ایجاد و مورد تحلیل قرار گرفته شد و اثر این پارامتر بر تغییر شکل افقی دیوار، نیروی محوری بیشینه لایه‌های ژئوستتیک و تغییر شکل افقی بیشینه دیوار مورد ارزیابی قرار گرفت.

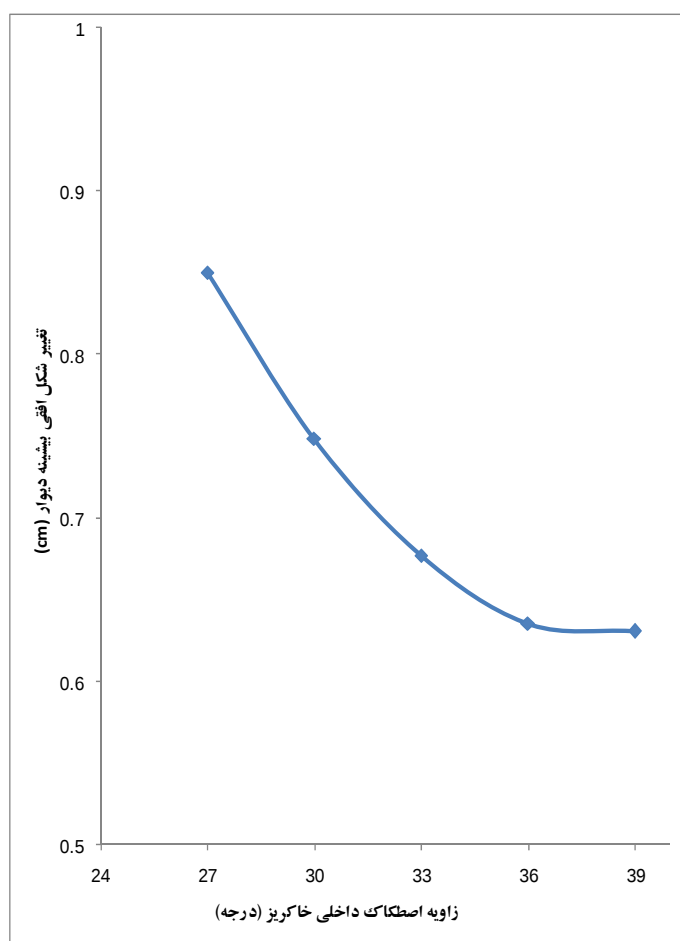
در نمودار شکل‌های (۲۱) و (۲۲) به ترتیب تغییرات نیروی محوری بیشینه ژئوستتیک را در برابر ارتفاع دیوار به‌ازای طول‌های (L/H) متفاوت لایه‌های ژئوستتیک و برای سختی محوری ۱۵۰۰ کیلو نیوتن بر متر و فاصله بین لایه‌های متفاوت ۰/۴ و ۰/۶ متر نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل‌ها مشاهده می‌گردد به‌طور کلی با افزایش طول لایه‌های مسلح‌کننده، مقدار نیروی محوری بیشینه ژئوستتیک کاهش می‌یابد.

بررسی اثر زاویه اصطکاک داخلی خاک ریز

از دیگر عوامل مؤثر بر پایداری و کاهش تغییر



شکل ۲۳ تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار به‌ازای زوایای اصطکاک داخلی متفاوت خاک ریز (EA=1000 KN/m, Sv=0.4 m) (L/H=1)



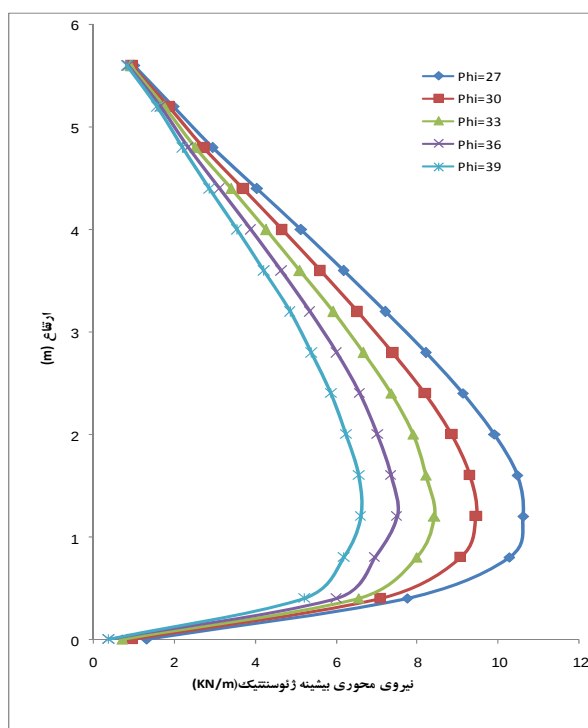
شکل ۲۴ تغییرات شکل افقی پیشینه دیوار به ازای زوایای اصطکاک داخلی متفاوت خاکریز
($L/H=1$ و $EA=1000 \text{ KN/m}$ ، $S_v=0.4 \text{ m}$)

شکل های افقی دیوار به تدریج کاهش می یابد و ثابت می ماند.

در نمودار شکل (۲۵) تغییرات نیروی محوری پیشینه ی ژئوسنتتیک در برابر ارتفاع دیوار به ازای زوایای اصطکاک داخلی متفاوت خاکریز ارائه شده است. همان طور که ملاحظه می گردد به طور کلی با افزایش میزان زاویه ی اصطکاک داخلی خاکریز، از مقدار نیروی محوری پیشینه ی ژئوسنتتیک کاسته می شود. به عنوان مثال با افزایش مقدار زاویه ی اصطکاک داخلی خاکریز از ۲۷ به ۳۹ درجه، نیروی محوری پیشینه ی ژئوسنتتیک در ارتفاع ۲ متری از پی، ۳/۶۶ کیلونیوتن بر متر کاهش می یابد.

در نمودار شکل (۲۳) تغییر شکل افقی دیوار در برابر ارتفاع دیوار به ازای زوایای اصطکاک داخلی متفاوت خاکریز ارائه شده است. همان طور که مشاهده می گردد به طور کلی با افزایش میزان زاویه ی اصطکاک داخلی خاکریز، از مقدار تغییر شکل افقی دیوار کاسته می شود.

هم چنین در نمودار شکل (۲۴) تغییرات شکل افقی پیشینه ی دیوار به ازای زوایای اصطکاک داخلی متفاوت خاکریز رسم شده است. در این شکل مشاهده می گردد که به طور کلی با افزایش زاویه ی اصطکاک داخلی خاکریز، از تغییر شکل افقی پیشینه ی دیوار کاسته می شود. هم چنین شیب نمودار نیز کاهش می یابد. به عبارت دیگر اثر این پارامتر در کاهش تغییر



شکل ۲۵ تغییرات نیروی محوری بیشینه ژئوسنتیک در برابر ارتفاع دیوار به ازای اصطکاک داخلی متفاوت خاک ریز
($L/H=1$ و $EA=1000 \text{ KN/m}$ ، $S_v=0.4 \text{ m}$)

نتیجه گیری

در زیر خلاصه‌ای از مهم‌ترین نتایج به دست آمده از این پژوهش ارائه می‌گردد:

۱- با افزایش میزان سختی کششی ژئوسنتیک از مقدار تغییر شکل‌های افقی دیوار کاسته می‌شود. اثر افزایش سختی محوری ژئوسنتیک در کاهش تغییر شکل‌های افقی دیوار فقط تا مقدار مشخصی قابل ملاحظه می‌باشد و پس از این مقدار معین، افزایش سختی ژئوسنتیک تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر کاهش تغییر شکل‌ها ندارد. هم‌چنین با افزایش میزان سختی محوری ژئوسنتیک، مقدار نیروی محوری بیشینه در آن افزایش می‌یابد.

۲- با کاهش فاصله بین لایه‌های مسلح‌کننده و یا همان افزایش تعداد لایه‌های ژئوسنتیک، میزان تغییر شکل‌های افقی دیوار کاهش می‌یابد. اما این کاهش فقط تا تعداد لایه‌ی معینی محسوس می‌باشد و بعد از آن تغییرات کمتر می‌شود. این

بدان مفهوم است که برای خاک و ژئوسنتیکی با ویژگی‌های معین، مقدار بهینه‌ای برای تعداد لایه‌های مسلح‌کننده وجود دارد. اثر کاهش فواصل بین لایه‌های مسلح‌کننده در کاهش تغییر شکل افقی دیوار با افزایش فاصله از پی، افزایش می‌یابد. هم‌چنین با افزایش مقدار سختی محوری ژئوسنتیک، اثر کاهش فاصله بین لایه‌های ژئوسنتیک بر کاهش تغییر شکل‌های افقی دیوار کمتر می‌شود.

۳- با افزایش طول لایه‌ی ژئوسنتیک، میزان تغییر شکل‌های افقی دیوار کاهش می‌یابد. اما این کاهش به ازای سختی محوری و تعداد لایه‌ی ثابت، فقط تا طول معینی محسوس می‌باشد و بعد از آن تغییرات بسیار ناچیز است. این بدان معنی است که برای ویژگی‌های معینی از خاک و ژئوسنتیک، طول گیرداری بهینه‌ای برای مسلح‌کننده وجود دارد که اگر طول ژئوسنتیک از آن بیشتر شود، تأثیر

اثر افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک بر کاهش تغییر شکل های دیوار بیش از مقدار معینی، تقریباً ثابت می باشد و مقدار کاهش تغییر شکل ها و نشست ها روند یکنواختی دارد. هم چنین با افزایش میزان زاویه اصطکاک داخلی خاک ریز، از مقدار نیروی محوری بیشینه ژئوسنتتیک کاسته می شود. اما هنگامی که زاویه اصطکاک داخلی خاک از حدی بیشتر می شود، مقادیر کاهش نیروی محوری بیشینه ژئوسنتتیک تقریباً ثابت می باشد.

زیادی بر کاهش تغییر شکل ها ندارد. این طول بهینه به ازای فواصل عمودی گوناگون بین لایه ها، متفاوت می باشد. هم چنین به ازای سختی محوری و فاصله ی معین بین لایه های مسلح کننده، همواره ارتفاعی در دیوار وجود دارد که افزایش طول ژئوسنتتیک برای قسمت های بالاتر از آن تأثیری در مقادیر نیروهای کششی بیشینه ی مسلح کننده ها ندارد.

۴- با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک ریز، از مقدار تغییر شکل های افقی دیوار کاسته می شود. اما

مراجع

۱. شفابخش، غلامعلی و حداد، عبدالحسین، "امکان سنجی اجرای دیوار خاک با ژئوسنتتیک و بررسی موردی آن در جاده ی ویژه ی گلستان"، پژوهشنامه ی حمل و نقل، سال پنجم، شماره ی اول، بهار ۱۳۷۸.
2. Elias, V., Christopher, B.R. and Berg, R.R., "Mechanically Stabilized Earth Walls and Einforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines", Repot No.FHWA-NHI-00-043, FHWA-US Dept. of Transportation, Washington, DC, (2001).
3. Xeidakis, G.S, Torok, A. and Kleb, B., "Engineering Geological Problems Associated With Karst Terrains: Their Investigation, Monitoring, And Mitigation And Design Of Engineering Structures On Karst Terrains", Proceedings of the 10th International Congress, Thessaloniki, (2004).
4. Rowe, R.K. and Ho, S.K., "Finite Element Analysis of Geosynthetics Reinforced Soil Walls", *Journal of Geosynthetics*, pp. 203-216, (1993).
5. Budhu, M. and Halloum, M., "Seismic external stability of geo textile reinforced walls", in *Fifth international conference on geotextiles, geomembrane and related Products*, Singapore, (1994).
6. Abdi, R., De Buhan, P. and Pastor, J., "Calculation of the Critical Height of a Homogenized Reinforced Soil Wall: A Numerical Approach", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 18, Issue 7, pp. 485-505, (1994).
7. Zhenqi CAI. and Bathurst, R. J., "Seismic Response of Geosynthetic Reinforced Soil Segmental Retaining Walls by Finite Element Method", *Journal of Computers and Geotechnics*, pp. 523-546, (1995).
8. Otani, J., Hirai, T., Ochiai, H. and Shinowaki, S., "Evaluation of Foundation Support Geosynthetic Reinforced Soil Wall on Sloping Ground", *Sixth International Conference on Geosynthetic*, pp. 601-604, (1998).
9. Skinner, G.D. and Rowe, R.K., "Design and Behaviour of a Geosynthetic Reinforced Retaining Wall and Bridge Abutment on a Yielding Foundation", *Journal of Geotextile and Geomembranes*, Vol. 23,

- pp. 234-260, (2005).
10. Won, M.S. and Kim, Y.S., "Internal deformation behavior of geosynthetic-reinforced soil walls", *Journal of Geotextile and Geomembranes*, Vol. 25, pp. 10-22, (2007).
 11. Klar, A. and Sas, T., "The KC method: Numerical Investigation of a New Analysis Method for Reinforced Soil Walls", *Journal of Computers and Geotechnics*, Vol. 37, Issue 3, pp. 351-358, (2010).
 12. 36- Brinkgreve, R.B.J., et al., "Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analyses", Delft University of Technology, the Netherlands, (1998).
 13. Chungsik Yoo., "Performance of a 6-year-old geosynthetic reinforcedsegmental retaining wall", *Journal of Geotextile And Geomembranes*, Vol. 19, Issue 5, pp. 377-397, (2004).
 14. Jewell R.A., "Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils", PhD Thesis, University of Cambridge, (1980).

محاسبه‌ی حداکثر بارش محتمل در حوضه‌ی آبریز سد بختیاری با نگرش آماری و سینوپتیکی*

«یادداشت پژوهشی»

محمد حسین نوری قیداری^(۱) عبدالرسول تلوری^(۲)

چکیده دو روش اصلی برآورد صحیح حداکثر بارش محتمل (probable maximum precipitation)، روش سینوپتیکی و روش آماری می‌باشد که در اغلب موارد نتایج آنها متفاوت است و انتخاب گزینه‌ی مناسب مشکل می‌باشد. این مشکل می‌تواند از آنجا ناشی شود که در اغلب تحقیقات فاکتور فراوانی در روش آماری برابر ۱۵ در نظر گرفته می‌شود که این یک حد نهایی است و برآورد بیشتری از PMP آماری ارائه می‌دهد. در این تحقیق PMP در تداوم‌های ۱ تا ۷ روز با دو روش آماری و سینوپتیکی برای حوضه‌ی آبریز سد بختیاری محاسبه شد و سعی گردید که فاکتور فراوانی در روش آماری براساس حداکثر بارش مشاهده شده به‌طور صحیح‌تر محاسبه و انتخاب شود. نتایج نشان داد که فاکتور فراوانی مناسب در روش آماری برای این حوضه حدود ۶/۱ است که در این صورت نتایج آن تقریباً مشابه روش سینوپتیکی می‌باشد. براساس نتایج به‌دست آمده در PMP سینوپتیکی و آماری با فاکتور فراوانی ۶/۱ در تداوم‌های مختلف، حدود ۵۵ درصد از PMP مشاهده گردید در صورتی که در PMP آماری با فاکتور فراوانی ۱۵، کمتر از ۳۰ درصد PMP مشاهده شده‌است.

واژه‌های کلیدی حداکثر بارش محتمل، روش سینوپتیکی، روش آماری، فاکتور فراوانی، حوضه‌ی آبریز سد بختیاری.

Estimating the Probable Maximum Precipitation in the Bakhtiari Dam Basin Using the Statistical and Synoptical Methods

M.H. Noori Gheidari

A.R. Telvari

Abstract The two main approaches for estimating PMP are the synoptic and statistical techniques that their results are often different and selection of the appropriate option is difficult. In the most previous researches the frequency factor in the statistical method has been considered equal to 15 which this is the ultimate limit of frequency factor and the corresponding PMP is became too large. In the present research the PMP for 1 to 7 days durations in the Bakhtiari Dam basin was calculated using statistical and synoptic techniques, and the frequency factors in Statistical technique were properly determined. Results showed that the appropriate factor frequency in statistical technique for this area is about 6.1 which in this case, its results are almost the same as synoptic techniques. Based on the results of synoptical PMP and statistical PMP with factor frequency 6.1 at different durations, about 55 percent of the PMP have been observed, while for factor frequency 15, less than 30% of statistical PMP has been observed.

Keywords Probable Maximum Precipitation, Synoptic Techniques, Statistical Techniques, Frequency Factor, Bakhtiari Dam Basin.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱۱/۱۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۰/۱۳ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان.

(۲) استادیار، گروه مهندسی عمران، اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی اهواز.

مقدمه

حداکثر بارش محتمل (PMP) به‌عنوان حداکثر عمق بارش در دوام معین تعریف می‌شود و می‌تواند از نظر فیزیکی در یک موقعیت جغرافیایی و در یک زمان معین از سال در سطح مشخصی اتفاق بیافتد و از نظر هواشناسی امکان تجاوز از آن وجود نداشته باشد. برای محاسبه‌ی حداکثر بارش محتمل دو روش آماری و سینوپتیکی مرسوم است و اکثر مواقع نتایج به‌دست آمده از این دو روش تفاوت چشم‌گیری داشته‌است که انتخاب گزینه‌ی مناسب مشکل می‌باشد [1]. روش آماری یک روش سریع و ساده می‌باشد که توسط هرشفیلد [2,3] در سال‌های ۱۹۶۱ و ۱۹۶۵ براساس رابطه‌ی فراوانی چائو [4] معرفی گردید. وی فاکتور فراوانی (K) را بین ۳ تا ۱۵ معرفی کرد. در سال ۱۹۸۶ سازمان جهانی هواشناسی اصلاح شده روش هرشفیلد را ارائه کرد [5]. دسا و همکاران در سال ۲۰۰۱ نگرش دیگری برای برآورد فاکتور فراوانی ارائه کردند [6]. آنها برای محاسبه‌ی حداکثر بارش محتمل ۲۴ ساعته در حوضه‌های مرطوب در مالزی، فاکتور فراوانی (K) هر ایستگاه را براساس حداکثر بارش سالانه در تداوم روزانه محاسبه کردند و حداکثر آنها را که برابر ۷/۵ بود به‌عنوان فاکتور فراوانی برای تمامی ایستگاه‌ها در نظر گرفتند و دریافتند که فاکتور فراوانی ۱۵ در روش هرشفیلد برای این حوضه بسیار زیاد می‌باشد. کاساس و همکاران در سال ۲۰۰۸ نیز براساس حداکثر بارش روزانه‌ی مشاهده‌شده، فاکتور فراوانی را در ناحیه‌ی کاتانیا واقع در اسپانیا ۸/۷ برآورد کردند [7]. کاساس و همکاران در سال ۲۰۱۰ برای بارسلونا، فاکتور فراوانی را حدود ۶/۶ و دوره‌ی بازگشت PMP آماری ۲۴ ساعته را ۳۶۰۰۰۰ سال برآورد کردند [8].

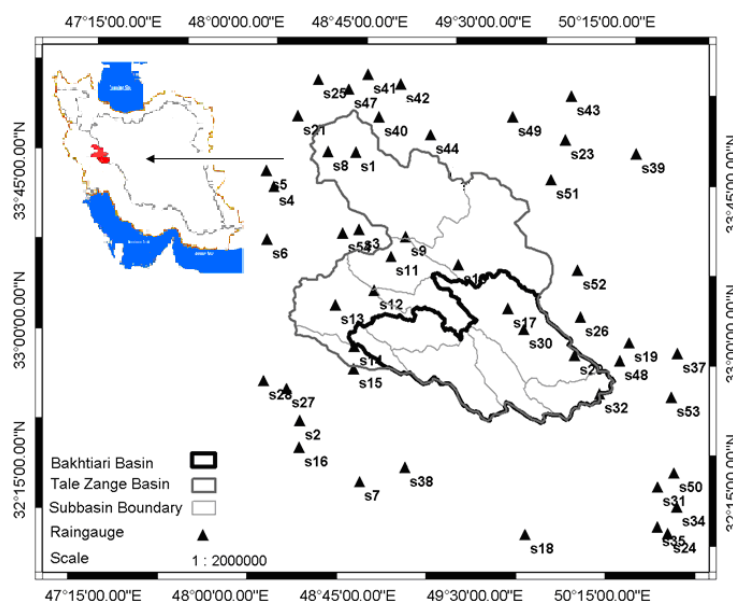
در ایران نیز مثل اکثر نقاط دنیا، در کنار روش سینوپتیکی، روش آماری نیز برای برآورد PMP استفاده می‌شود ولی در اکثر مواقع مقدار فاکتور فراوانی برابر

۱۵ در نظر گرفته می‌شود که این امر باعث برآورد زیاد PMP آماری می‌گردد. فتاحی و همکاران در سال ۲۰۱۱ نشان دادند مقدار PMP آماری (با $K=15$) در جنوب غرب ایران دو برابر روش سینوپتیکی می‌باشد [1]. قهرمان در سال ۲۰۰۸ در حوضه‌ی خشک اترک مقدار فاکتور فراوانی را براساس حداکثر بارش مشاهده‌شده برابر ۹/۶۳ برآورد کرد [9]. شفیعی و قهرمان در سال ۱۳۸۸ برای برآورد PMP آماری با تداوم ۲۴ در حوضه‌ی آبریز قره‌قوم براساس حداکثر بارش مشاهده شده از فاکتور فراوانی ۷/۶۳ استفاده کردند [۱۰]. تاج‌بخش و قهرمان در سال ۱۳۸۸ برای محاسبه‌ی PMP در شمال شرق ایران، فاکتور فراوانی را براساس حداکثر بارش مشاهده‌شده برابر ۶/۲ برآورد کردند [۱۱].

در این تحقیق، هدف محاسبه‌ی PMP آماری و سینوپتیکی در تداوم‌های مختلف برای حوضه‌ی سد بختیاری است و سعی شده است تا فاکتور فراوانی در روش آماری به‌طور صحیح‌تر با نگرش دسا و همکاران [6] برآورد گردد. وجه تمایز این تحقیق با تحقیقات گذشته مقایسه‌ی نتایج PMP آماری به‌دست آمده از نگرش دسا و همکاران با روش سینوپتیکی می‌باشد.

مواد و روش‌ها

منطقه‌ی مورد مطالعه. در این تحقیق منطقه‌ی مورد مطالعه حوضه‌ی آبریز رودخانه‌ی بختیاری می‌باشد. حوضه‌ی آبریز رودخانه‌ی بختیاری در جنوب غربی ایران می‌باشد. مساحت این حوضه‌ی کوهستانی برابر ۶۲۷۶ کیلومتر مربع است که در حوضه‌ی تله‌زنگ قرار دارد و بارش متوسط آن ۷۲۰ میلی‌متر در سال می‌باشد. برای بررسی حداکثر بارش محتمل در حوضه‌ی آبریز سد بختیاری ۴۷ ایستگاه باران‌سنجی با طول آماری بین ۱۵ تا ۴۵ سال استفاده گردید. در شکل (۱) موقعیت این ایستگاه‌ها همراه با موقعیت زیرحوضه‌ها و حوضه‌ی تله‌زنگ نشان داده شده‌است.



شکل ۱ حوضه آبریز سد بختیاری و موقعیت ایستگاه‌های باران‌سنجی استفاده‌شده در این تحقیق

حداکثر بارش سالانه در تداوم معین می‌باشد که در محاسبه‌ی آنها X_1 که داده‌ی حداکثر می‌باشد، حذف شده‌است. در این تحقیق پارامتر K برای تک تک ایستگاه‌های منطقه‌ی مورد مطالعه در تداوم‌های ۱ تا ۷ روزه محاسبه شده و حداکثر آن به‌عنوان فاکتور فراوانی K_m در محاسبه‌ی PMP در نظر گرفته شده‌است.

در این تحقیق PMP آماری در تداوم‌های ۱ تا ۷ روز در سطح حوضه‌ی بختیاری با دو روش برآورد می‌گردد. یکی روش هرشفیلد [2] در سال ۱۹۶۱ با فاکتور فراوانی ۱۵ است و دیگری روش دسا و همکاران [6] در سال ۲۰۰۱ می‌باشد. در هر دو روش ابتدا PMP در تداوم مورد نظر برای تک تک ایستگاه‌های منطقه مورد مطالعه محاسبه می‌شود و سپس با استفاده از نرم‌افزار ILWIS به روش زمین آمار، توزیع مکانی PMP در سطح منطقه‌ی مورد مطالعه محاسبه می‌شود و مقدار متوسط آن در سطح حوضه‌ی بختیاری استخراج می‌گردد که به‌عنوان PMP آماری در تداوم مورد نظر در سطح حوضه‌ی سد بختیاری انتخاب می‌گردد.

روش آماری برآورد PMP در روش آماری هرشفیلد در سال‌های ۱۹۶۱ و ۱۹۵۶ برای محاسبه‌ی PMP در تداوم معین از رابطه‌ی زیر استفاده می‌گردد [2,3].

$$PMP = \bar{X}_n + K_m SD_n \quad (1)$$

که در آن $\bar{X}_n$ و SD_n به‌ترتیب میانگین و انحراف معیار حداکثر بارش سالانه با تداوم معین می‌باشند که نسبت به حداکثر بارش ثبت شده اصلاح می‌گردند و K_m فاکتور فراوانی است که بین ۵ تا ۳۰ می‌باشد و از گراف‌های سازمان جهانی هواشناسی [5] در سال ۱۹۸۶ استخراج می‌شود و در اغلب موارد، مقدار این ضریب بیش از ۱۵ می‌باشد [۱۱].

دسا و همکاران [6] در سال ۲۰۰۱ و دسا و راجچا [12] در سال ۲۰۰۷ مقدار فاکتور فراوانی را برابر حداکثر مقدار K در ایستگاه‌های منطقه در نظر گرفتند. آنها مقدار K در هر ایستگاه را در تداوم مورد نظر از رابطه‌ی زیر محاسبه کردند.

$$K = (X_1 - \bar{X}_{n-1}) / \sigma_{n-1} \quad (2)$$

که در آن X_1 حداکثر بارش مشاهده‌شده در ایستگاه مورد نظر در تداوم معین است و $\bar{X}_{n-1}$ و σ_{n-1} به‌ترتیب میانگین و انحراف معیار داده‌های

متوسط توفان‌های بحرانی در تداوم مورد نظر در سطح حوضه‌ی بختیاری برآورد می‌گردد، ۳ ضرایب بیشینه‌سازی به روش ذکر شده برای همه‌ی توفان‌های بحرانی محاسبه می‌شود، ۴ با استفاده از رابطه‌ی (۳) متوسط توفان‌های بحرانی که در بند ۲ محاسبه شد با اعمال ضرایب بیشینه‌سازی محاسبه شده در بند ۳، بیشینه می‌گردد و در نهایت ۵ از بین توفان‌های بیشینه شده حداکثر آنها به عنوان PMP سینوپتیکی در نظر گرفته می‌شود.

نتایج و بحث

نتایج PMP آماری. در روش آماری وجود همگنی در داده‌های هر ایستگاه لازم می‌باشد. برای بررسی این موضوع از آزمون من-کندال استفاده شد [5] که نتایج نشان داد از بین ۴۷ ایستگاه مورد بررسی، ایستگاه‌های S30، S38 و S45 که موقعیت آنها در شکل (۱) مشخص است در سطح معنی داری ۵ درصد همگن نبوده‌اند و این ایستگاه‌ها در ادامه برای محاسبه‌ی PMP در سطح منطقه‌ی مورد مطالعه استفاده نشده‌است. در ایستگاه‌های ناهمگن در سال‌های آماری جدید تعداد روزهای بارانی در مقایسه با ایستگاه‌های مجاور کمتر می‌باشد که این می‌تواند به علت عدم ثبت آمار بارندگی در بعضی مواقع باشد. کاهش بارندگی در این ایستگاه‌ها موجب ایجاد روند کاهشی در میانگین بارش می‌شود و در نهایت سبب ناهمگن شدن ایستگاه می‌گردد.

برای محاسبه‌ی PMP آماری به روش دسا و همکاران [6] در سال ۲۰۰۱ و دسا و راجچا [12] در سال ۲۰۰۷ ابتدا باید فاکتور فراوانی براساس حداکثر بارش مشاهده شده محاسبه گردد. برای این منظور با استفاده از رابطه‌ی (۲) پارامتر K در تداوم‌های ۱ تا ۷ روز برای تک تک ایستگاه‌های منطقه‌ی مورد مطالعه محاسبه گردید که نتیجه‌ی آن در شکل (۲-الف) نشان داده شده‌است. با توجه به این شکل، حداکثر مقدار K در ایستگاه‌های منطقه برابر ۶/۱ در تداوم ۴ روز

روش سینوپتیکی برآورد PMP. در محاسبه‌ی PMP به روش سینوپتیکی، رگبارهای شدید رخ داده بیشینه می‌شود و در نهایت حداکثر آنها به عنوان PMP در نظر گرفته می‌شود. براساس توصیه‌های سازمان هواشناسی جهانی [5]، رگبار بیشینه شده از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$P_m = P W_m / W \quad (3)$$

که در آن به ترتیب P عمق رگبار مشاهده شده، P_m عمق رگبار بیشینه شده، W آب قابل بارش متناسب با دمای نقطه‌ی شبنم در طول بارش و W_m : آب قابل بارش مربوط به حداکثر دمای نقطه شبنم در زمان وقوع بارش می‌باشد.

از آنجا که ورود توفان‌های شدید به منطقه‌ی مورد مطالعه از سمت جنوب غرب ایران می‌باشد، برای محاسبه‌ی ضریب بیشینه‌سازی توفان‌های بحرانی از آمار ایستگاه‌های سینوپتیکی بوشهر، آبادان، اهواز و دزفول که از کیفیت آماری مناسبی برخوردار هستند استفاده شده‌است. برای محاسبه‌ی ضریب بیشینه‌سازی یک توفان بحرانی، ابتدا حداکثر دمای نقطه‌ی شبنم در دوره‌ی بازگشت ۱۰۰ ساله در زمان وقوع آن توفان برای تک تک ایستگاه‌های سینوپتیکی فوق محاسبه می‌شود و با استفاده از دیاگرام Skew-T-LOG-P [5] مقدار آنها در سطح ۱۰۰۰ میلی‌بار به دست می‌آید. سپس به کمک جداول پیشنهادی سازمان جهانی هواشناسی [5] حداکثر آب قابل بارش متناظر با حداکثر دمای نقطه‌ی شبنم با دوره‌ی بازگشت ۱۰۰ سال در سطح ۱۰۰۰ میلی‌بار برای ایستگاه‌های سینوپتیکی فوق استخراج می‌شود و از نسبت آنها به آب قابل بارش در زمان وقوع بارش، ضرایب بیشینه‌سازی در این ایستگاه به دست می‌آید. متوسط ضرایب بیشینه‌سازی توفان در ایستگاه‌ها به عنوان ضریب بیشینه‌سازی توفان در نظر گرفته می‌شود.

برای محاسبه‌ی PMP سینوپتیکی در تداوم معین در سطح حوضه‌ی بختیاری، (۱) توفان‌های بحرانی انتخاب می‌شوند، (۲) با استفاده از نرم‌افزار ILWIS

بارش برقرار است و ضریب تعیین آن برابر $R^2 = 0.979$ می باشد.

$$\text{PMP}(D) = 160.6 D^{0.3957} \quad (۴)$$

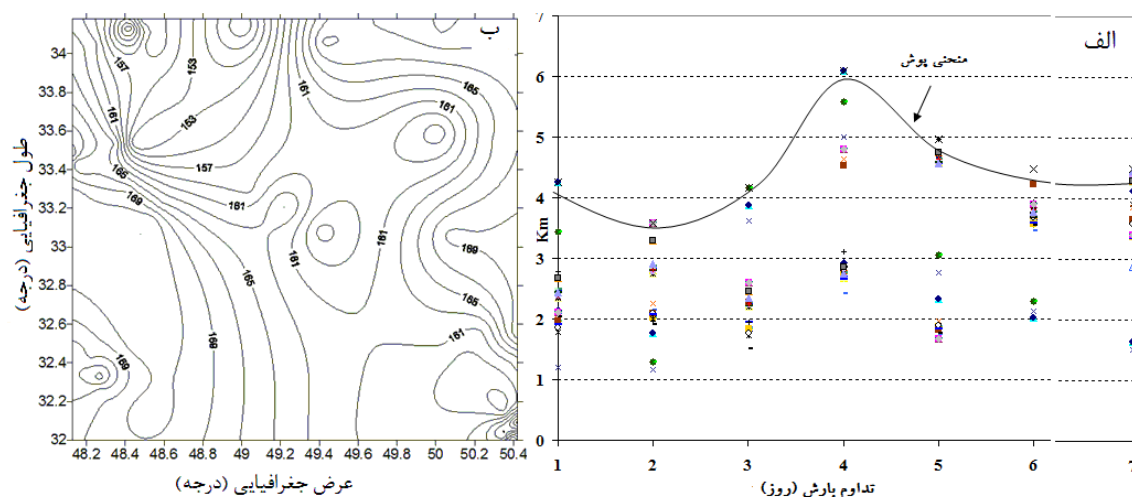
که در آن D تداوم بارش بر حسب روز است و $\text{PMP}(D)$ حداکثر بارش محتمل در تداوم D در سطح حوضه سد بختیاری بر حسب میلی متر می باشد. در شکل (۲) مشاهده می شود که آهنگ افزایش PMP با افزایش تداوم کاهش می یابد و برای تداوم های بزرگتر از ۴ روز، افزایش PMP قابل توجه نمی باشد. این می تواند ناشی از آن باشد که بارش های شدید در مدت زمان کوتاهی رخ می دهد. به طور مثال بخش بسیار زیادی از بارش ۷ روزه در مدت زمان ۶ ساعت رخ می دهد.

در این تحقیق PMP آماری هم چنین با فاکتور فراوانی ۱۵ در تداوم های ۱ تا ۷ روز در سطح حوضه سد بختیاری محاسبه گردید که نتایج آن در شکل (۳) نشان داده شده است. نتایج نشان می دهد با افزایش فاکتور فراوانی از ۶/۱ به ۱۵ مقدار PMP آماری در تداوم های مختلف به بیش از دو برابر افزایش پیدا می کند. بدیهی است که این نسبت نیز برای PMP های متناظر با آنها نیز برقرار خواهد شد.

می باشد که به عنوان فاکتور فراوانی (K_m) برای محاسبه PMP در نظر گرفته می شود. این نتیجه سازگار با تحقیقات گذشته می باشد. به عنوان نمونه کاساس و همکاران [8] در سال ۲۰۱۰ برای بارسلونا، فاکتور فراوانی را حدود ۶/۶ و شفیی و قهرمان در سال ۱۳۸۸ این فاکتور را در حوضه آبریز قره قوم برابر ۷/۶۳ برآورد کردند [۱۰]. تاج بخش و قهرمان در سال ۱۳۸۸ در شمال شرق ایران، فاکتور فراوانی را به روش مشابه حدود ۶/۲ برآورد نمودند [۱۱].

با در نظر گرفتن فاکتور فراوانی ۶/۱ مقدار PMP آماری با تداوم های ۱ تا ۷ روز برای تک تک ایستگاه ها محاسبه گردید و سپس با استفاده از نرم افزار ILWIS به روش کریجینگ با تغییر نمای توانی، متوسط PMP آماری در تداوم های ۱ تا ۷ روز در سطح حوضه سد بختیاری محاسبه شد که به ترتیب برابر ۱۶۰، ۲۲۴، ۲۳۹، ۲۶۴، ۳۰۱، ۳۳۸ و ۳۵۲ میلی متر می باشد. در شکل (۲-ب) برای نمونه توزیع مکانی PMP یک روزه با فاکتور فراوانی ۶/۱ نمایش داده شده است که تغییرات آن در سطح منطقه کم و منطقی است.

همان طور که در شکل (۳) مشاهده می شود برای PMP آماری با فاکتور فراوانی ۶/۱ در سطح حوضه سد بختیاری رابطه ی توانی زیر بین مقدار و تداوم



شکل ۲ الف) مقدار فاکتور فراوانی (K_m) در تداوم های مختلف در ایستگاه های منطقه ی مورد مطالعه و ب) توزیع مکانی PMP آماری در تداوم روزانه با فاکتور فراوانی ۶/۱ در سطح منطقه ی مورد مطالعه

شده‌است.

برای بیشینه‌سازی این توفان‌ها از آمار ایستگاه‌های سینوپتیکی اهواز، آبادان، بوشهر و دزفول که در مسیر ورودی این توفان‌ها قرار دارند استفاده شد. به‌عنوان نمونه در جدول (۲) روند محاسبه‌ی ضریب بیشینه‌سازی طوفان ۴ الی ۶ فروردین ماه ۷۹ ارائه شده‌است. در این تحقیق برای محاسبه‌ی حداکثر دمای نقطه‌ی شبنم در زمان وقوع بارندگی با دوره‌ی بازگشت ۱۰۰ سال از توزیع گامبل استفاده شده‌است. در جدول (۳) ضرایب بیشینه‌سازی همه‌ی توفان‌های بحرانی ارائه شده‌است. با اعمال ضرایب بیشینه‌سازی در توفان‌های بحرانی مقادیر بیشینه شده‌ی این توفان‌ها به‌دست می‌آید که نتایج در جدول (۳) ارائه شده‌است. حداکثر مقدار این توفان‌ها در یک تداوم معین به‌عنوان PMP سینوپتیکی در همان تداوم در نظر گرفته می‌شود. براساس جدول (۳) PMP سینوپتیکی برای تداوم ۲۴ ساعت مربوط به توفان فروردین ۷۹ است که مقدار آن در سطح حوضه‌ی بختیاری ۱۴۵/۶ میلی‌متر می‌باشد. PMP سینوپتیکی دو و سه روزه ناشی از توفان اسفند ۷۰ است و به‌ترتیب برابر ۲۱۶/۴ و ۲۷۲/۴ میلی‌متر می‌باشد. مقدار PMP ۴ روزه به‌دلیل بیشتر شدن از تداوم ۵ روزه قابل قبول نبود. اما PMP ۵، ۶ و ۷ روزه مربوط به توفان دی و بهمن ۴۷ است که به‌ترتیب برابر ۲۷۸، ۳۰۹/۶ و ۳۲۶/۵ میلی‌متر می‌باشند.

با توجه به شکل (۳) می‌توان رابطه‌ی توانی زیر را، که ضریب تعیین آن $R^2 = 0.9422$ است، بین PMP سینوپتیکی و تداوم آن برقرار کرد.

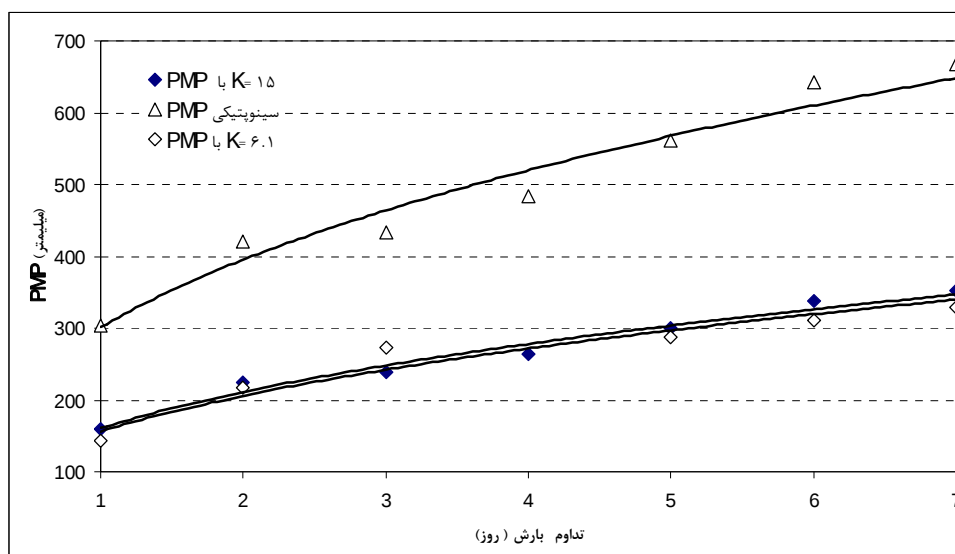
$$PMP(D) = 156.2 D^{0.3994} \quad (5)$$

PMP سینوپتیکی به‌نسبت حداکثر بارش مشاهده‌شده در تداوم‌های مختلف مشابه روش آماری با فاکتور فراوانی ۶/۱، بین ۱/۵ و ۲ می‌باشد (شکل ۴). این نشان می‌دهد که برآورد PMP سینوپتیکی زیاد نمی‌باشد و در حد معقول است.

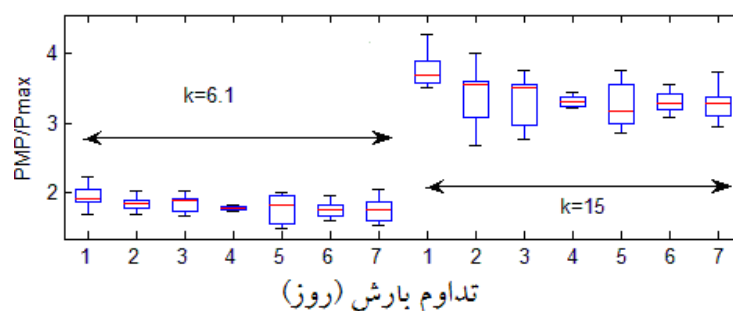
از آنجا که شرایط آب و هوایی مناطق مختلف دنیا متفاوت است، مقایسه‌ی PMP آنها ممکن نیست و تنها راه ممکن مقایسه‌ی نسبت PMP به حداکثر بارش مشاهده شده‌است. در شکل (۴) نمودار جعبه‌ای نسبت PMP آماری به حداکثر بارش مشاهده‌شده برای تداوم‌های ۱ تا ۷ روز در ایستگاه‌های منطقه‌ی مورد مطالعه نشان داده شده‌است. در این نمودار در هر جعبه، خطوط افقی از بالا به پایین به‌ترتیب حداکثر، چارک سوم، میانه، چارک اول و حداقل داده‌ها می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۴) مشاهده می‌شود نسبت PMP آماری به حداکثر بارش مشاهده‌شده برای PMP آماری با فاکتورهای فراوانی ۶/۱ بین ۱/۵ تا ۲ است که مشابه محدوده‌ی به‌دست آمده توسط دسا و همکاران [6] در سال ۲۰۰۱، دسا و راخچا [12] در سال ۲۰۰۷ و تاج‌بخش و قهرمان [۱۱] در سال ۱۳۸۸ می‌باشد. با توجه به شکل (۴)، این نسبت برای PMP آماری با فاکتور فراوانی ۱۵ در تداوم‌های ۱ تا ۷ روز بین ۲/۵ تا ۴/۵ قرار دارد. بختیاری [۱۳] در سال ۱۳۸۰ در ایستگاه‌های جنوب شرق ایران و تاج‌بخش و قهرمان [۱۱] در سال ۱۳۸۸ در شمال شرق ایران نسبت PMP آماری با فاکتور فراوانی ۱۵ به حداکثر بارش مشاهده‌شده را به‌ترتیب ۲/۵ تا ۳/۵ و ۲/۵۴ تا ۶/۸ برآورد کردند. با توجه به نتایج این تحقیق و تحقیقات گذشته می‌توان دریافت دامنه تغییرات این نسبت‌های برای فاکتور فراوانی ۶/۱ کمتر می‌باشد که این موجب افزایش اعتمادپذیری می‌گردد.

نتایج PMP سینوپتیکی. برای محاسبه‌ی PMP

به‌روش سینوپتیکی، ابتدا با بررسی آمار بارندگی‌ها و سیلاب‌ها، ۱۱ مورد از توفان‌های شدید انتخاب و متوسط آنها با روش کریجینگ و با واریوگرام توانی به‌وسیله‌ی نرم‌افزار ILWIS در سطح حوضه سد بختیاری برآورد گردید که نتایج آن در جدول (۱) ارائه



شکل ۳ منحنی تغییرات PMP سینوپتیکی و آماری با فاکتورهای فراوانی ۶/۱ و ۱۵ در تداوم‌های مختلف



شکل ۴ نمودار جعبه‌ای نسبت PMP آماری در تداوم‌های مختلف به حداکثر بارش مشاهده‌شده در ایستگاه‌های منطقه‌ای مورد مطالعه

جدول ۱ مقدار توفان‌های شدید رخ داده در سطح حوضه‌ی سد بختیاری برحسب میلی‌متر در تداوم‌های مختلف

تاریخ توفان	تداوم بارش						
	روز ۱	روز ۲	روز ۳	روز ۴	روز ۵	روز ۶	روز ۷
آذر ۵۷	۵۴/۹	۶۷/۵	۹۹/۸	۱۰۹/۱	۱۱۴/۹	۱۳۵/۱	۱۶۵/۴
آذر ۷۳	۵۱/۴	۷۱/۶	۱۱۶/۹	۱۲۶/۹	۱۳۴/۲		
دی و بهمن ۴۷	۶۰/۰	۱۰۱/۳	۱۰۷/۴	۱۶۹/۷	۱۸۲/۹	۲۰۳/۷	۲۱۴/۸
اسفند ۶۵	۴۱/۸	۷۰/۶	۹۸/۰	۱۱۴/۰	۱۲۲/۵	۱۳۴/۳	۱۳۹/۵
اسفند ۷۰	۴۴/۹	۷۸/۴	۹۸/۸				
اسفند ۸۳	۷۴/۸	۱۴۷/۹	۱۷۵/۳	۱۸۴/۱			
فروردین ۶۰	۵۲/۱	۷۸/۶	۹۳/۷				
فروردین ۷۷	۶۰/۰	۹۱/۴	۱۰۹/۸				
فروردین ۷۹	۵۲/۲	۶۶/۳	۹۳/۸				
اردیبهشت ۶۵	۴۶/۰	۷۲/۹					
اردیبهشت ۷۲	۵۷/۶	۸۸/۹	۱۰۰/۵				

جدول ۲ محاسبه‌ی ضریب بیشینه‌سازی توفان ۴ الی ۶ فروردین ماه ۷۹

ایستگاه سینوپتیک	دمای نقطه شبنم در زمان وقوع	آب قابل بارش در زمان وقوع بارندگی (mm)	حداکثر دمای نقطه شبنم در زمان وقوع بارندگی با دوره بازگشت ۱۰۰	آب قابل بارش در زمان وقوع بارندگی با دوره بازگشت ۱۰۰ سال (mm)	ضریب بیشینه سازی
آبادان	۱۲/۱	۹/۱	۲۰	۲۵	۲/۷۴
اهواز	۱۳	۱۰	۲۱/۳	۳۱/۵	۳/۱۵
بوشهر	۱۱/۵	۸/۵	۱۹/۳	۲۳/۶	۲/۷۷
دزفول	۱۳/۲	۱۰/۲	۲۰/۲	۲۵/۶	۲/۵
				متوسط	۲/۷۹

جدول ۳ ضرایب بیشینه‌سازی و مقدار بیشینه‌شده توفان‌های شدید بر حسب میلی‌متر در سطح حوضه‌ی سد بختیاری در تداوم‌های مختلف

تاریخ توفان	ضریب بیشینه‌سازی	تداوم بارش						
		روز ۱	روز ۲	روز ۳	روز ۴	روز ۵	روز ۶	روز ۷
آذر ۵۷	۱/۳۷	۷۵/۲	۹۲/۵	۱۳۶/۷	۱۴۹/۵	۱۵۷/۴	۱۸۵/۱	۲۲۶/۶
آذر ۷۳	۱/۷۸	۹۱/۵	۱۲۷/۴	۲۰۸/۱	۲۲۵/۹	۲۳۸/۹		
دی و بهمن ۴۷	۱/۵۲	۹۱/۲	۱۵۴/۰	۱۶۳/۲	۲۵۷/۹	۲۷۸/۰	۳۰۹/۶	۳۲۶/۵
اسفند ۶۵	۱/۶۵	۶۹/۰	۱۱۶/۵	۱۶۱/۷	۱۸۸/۱	۲۰۲/۱	۲۲۱/۶	۲۳۰/۲
اسفند ۷۰	۲/۷۶	۱۲۳/۹	۲۱۶/۴	۲۷۲/۷				
اسفند ۸۳	۱/۵۷	۱۱۷/۴	۲۳۲/۲	۲۷۵/۲	۲۸۹/۰			
فروردین ۶۰	۱/۸۴	۹۵/۹	۱۴۴/۹	۱۷۲/۴				
فروردین ۷۷	۱/۵۸	۹۴/۸	۱۴۳/۹	۱۷۳/۵				
فروردین ۷۹	۲/۷۹	۱۴۵/۶	۱۸۵/۰	۱۶۱/۷				
اردیبهشت ۶۵	۱/۹۹	۹۱/۵	۱۴۵/۱					
اردیبهشت	۲/۰۲	۱۱۶/۳	۱۷۹/۶	۲۰۳/۰				

دسا و راخچا (۲۰۰۷) است و نتایج PMP آماری ناشی از آن با نتایج روش سینوپتیکی که از اطلاعات زیادی بهره برده و روش قابل اعتمادی است، تقریباً یکسان می‌باشد. بنابراین می‌توان گفت انتخاب فاکتور فراوانی ۶/۱ برای منطقه مورد مطالعه مناسب می‌باشد.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق برای محاسبه‌ی PMP آماری در حوضه‌ی آبریز سد بختیاری، براساس حداکثر بارش مشاهده‌شده مقدار فاکتور فراوانی برای همه‌ی ایستگاه‌های منطقه در تداوم‌های مختلف محاسبه گردید و حداکثر آنها که برابر ۶/۱ می‌باشد، به‌عنوان فاکتور فراوانی برای کل منطقه در محاسبه‌ی PMP در

مقایسه‌ی نتایج. با توجه به شکل (۳)، تفاوت PMP سینوپتیکی و آماری با $K=6/1$ در تداوم‌های ۱ تا ۷ روز ناچیز و تقریباً نتایج یکسان می‌باشد. در حالی که مقدار PMP آماری با فاکتور فراوانی ۱۵ حدود دو برابر PMP سینوپتیکی و آماری با $K=6/1$ می‌باشد. از آنجا که در مناطق خشکی مثل ایران ضریب تغییرات و انحراف معیار داده‌های بارش زیاد می‌باشد، در نظر گرفتن فاکتور فراوانی ۱۵ مقادیر زیادی برای PMP آماری ارائه می‌دهد که تفاوت آن با نتایج سینوپتیکی چشم‌گیر می‌باشد. مقدار فاکتور فراوانی محاسبه‌شده که برابر ۶/۱ می‌باشد، مشابه مقادیر محاسبه‌شده در حوضه‌های شمال شرق ایران (تاج‌بخش و قهرمان، ۱۳۸۸)، اسپانیا (کاساس و همکاران، ۲۰۱۰) و مالزی

در حد معقول می باشد. اما درصد مشاهده برای PMP آماری با فاکتور فراوانی ۱۵ کمتر از ۳۰ درصد و این نشان دهنده ی برآورد زیاد PMP می باشد. با توجه به نتایج به دست آمده می توان گفت مقدار مناسب فاکتور فراوانی برای حوضه ی سد بختیاری برابر ۶/۱ می باشد که مؤید آن نزدیکی نتایج آن با روش سینوپتیکی می باشد.

نظر گرفته شد. بررسی های به عمل آمده نشان می دهد که نتایج PMP آماری در تداوم های ۱ تا ۷ روز با این فاکتور فراوانی، تقریباً مشابه روش سینوپتیکی می باشد. در حالی که اگر فاکتور فراوانی مشابه اکثر تحقیقات گذشته برابر ۱۵ در نظر گرفته شود آنگاه مقدار PMP دو برابر حالت قبل (یعنی $K=6/1$) می گردد. مقدار مشاهده ی PMP سینوپتیکی و آماری با فاکتور فراوانی ۶/۱ در تداوم های مختلف حدود ۵۵ درصد است که

مراجع

1. Fattahi, E., Noorian, A. M. and Noohi, K., "Comparison of physical and statistical methods for estimating probable maximum precipitation in southwestern basins of Iran", *Desert*, Vol.15, pp. 127-132, (2011).
2. Hershfield, D.M., "Estimating the probable maximum precipitation", *Journal Hydraulics Division*, Vol.87, pp.99- 106, (1961).
3. Hershfield, D.M., "Method for estimating probable maximum precipitation", *Journal American Water Works Association*, Vol. 57, pp. 965-972, (1965).
4. Chow, V.T., "A general formula for hydrologic frequency analysis", *Transactions American Geophysical Union*, Vol.32, pp. 231-237, (1951).
5. World Meteorological Organization, "Manual for estimation of probable maximum precipitation", *Operational Hydrology Report*, No. 332, (1986).
6. Desa, M., Noriah, M.N., Rakhecha, A.B., "Probable maximum precipitation for 24-hr duration over Southeast Asian monsoon region-Selangor, Malaysia", *Atmospheric Research*, Vol. 58, pp. 41-54, (2001).
7. Casas, M. C., Rodriguez, R., Nieto, R. and Redano, A., "The estimation of probable maximum precipitation the case of Catalonia, trends and directions in climate research", *Annals of the New York Academy of Sciences*, Vol. 1146, pp. 291-302, (2008).
8. Casas, M. C., Rodriguez, R., Prohom, M, Gazquez, A. and Redanoc, A., "Estimation of the probable maximum precipitation in Barcelona (Spain)", *International Journal of Climatology*, Vol. 5, pp.512-518, (2010).
9. Ghahreman, B., "The estimation of one day duration probable maximum precipitation over Atrak watershed in Iran", *Iranian Journal of Science and Technology*, Vol.32, pp.175-179, (2008).

۱۰. شفیعی، م. و قهرمان ب.، " بررسی تغییرات مکانی حداکثر بارش محتمل ۲۴ ساعته در حوضه ی آبریز قره قوم"، *مجله ی آبیاری و زهکشی ایران*، جلد ۳، شماره ی ۲، صص. ۵۰-۵۹، (۱۳۸۸).

۱۱. تاجبخش، م. و قهرمان ب.، " برآورد حداکثر بارش محتمل ۲۴ ساعته به روش های آماری در شمال شرق ایران"، *مجله ی پژوهش های*

حفاظت آب و خاک، جلد ۱۶، شماره‌ی ۱، صص. ۱۲۳-۱۴۱، (۱۳۸۸).

12. Desa, M., Rakhecha, P.R., "Probable maximum precipitation for 24-h duration over an equatorial region: Part 2-Johor. Malaysia", Atmospheric Research, Vol.84, pp. 84-90, (2007).

۱۳. بختیاری، ب.، "بررسی مقادیر حداکثر بارش محتمل در چهار ایستگاه منتخب جنوب شرق ایران به روش آماری"، اولین کنفرانس ملی بررسی راهکارهای مقابله با بحران آب، دانشگاه زابل، صص. ۱۱۲-۱۲۴، (۱۳۸۰).

Analytical Investigation of Interactions between a Flexible Circular Plate with Transversely Isotropic Half-space

Ghasem Gorji-Bandpey¹ Morteza Eskandari-Ghadi²
Azizollah Ardeshir-Behrestaghi³

1- Introduction

Because of both engineering applications and mathematical complexities, contact problems are of interest to both engineers and mathematicians. Applications range from foundation design, pavement engineering, deflectometer tests and soil-structure interaction to electronic components technology, mechanics of adhesives and thin films. Depending on the relative stiffness of the materials in contact, geometry of contact area, and load configurations, many of the underlying mixed boundary value problems are nonlinear. From rigid-elastic contact to elastic-elastic contact we may pass from singular to regular contact stress distributions. A central boundary value problem on this subject is the tensionless contact problem of a loaded flexible plate rested on elastic materials.

In this paper, a flexible circular plate as foundation attached to the surface of a vertically symmetric transversely isotropic homogenous linear elastic half-space are considered to be under the effect of an arbitrary axisymmetric force. The contact area of the foundation and the half-space is considered to be both frictionless and tensionless. Since the contact area is tensionless and may transfer only pressure, the boundary value problem is a nonlinear one, and the contact region is determined with the use of a trial and error procedure. To do so, ring load Green's functions for both the plate and the half-space are determined and the continuity condition of displacements at the contact area is satisfied with the use of an integral equation that has to be solved by satisfying several inequalities. The inequalities are defined to model the tensionless contact at the contact region. The set of integral equations and the inequalities are solved with the use of ring-shape finite element method with different sizes, which lets us capture the singularity at the edge of some relative rigid plates and the regularity at any other cases. The validity of the hybrid form of analytical and numerical methods is illustrated by comparing the results of this paper with a number of different cases of both linear and nonlinear interactions of a

circular plate and half-space, which have been previously reported. The results are beneficial for a better understanding of the mechanics of similar boundary value problems and to have optimum design of foundations.

2- Mathematical Formulation

A half-space containing linear elastic transversely isotropic materials is considered to be under the effect of a flexible surface annular plate with inner radius a_0 and outer radius a (Fig 1.). If one sets $a_0 = 0$, then the plate will be of a disc shape, which may be called a solid plate. The annulus is assumed to be under an axisymmetric vertical load distribution $q_z(r)$, which makes a contact pressure $p_z(r)$ in between the annulus and the half-space (see Fig 2.). The contact area is assumed to be tensionless, and thus the contact region may transfer only pressure. The radius α is used to show the upper limit of the contact region. We also assume that the plate is governed by the classical Kirchhoff theory, with E_p as Young's modulus, and ν_p as Poisson's ratio. A continuum theory is considered for the half-space containing transversely isotropic materials.

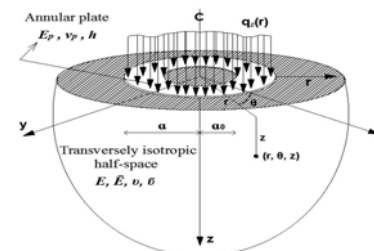


Fig 1. A flexible annular plate on a transversely isotropic half-space.

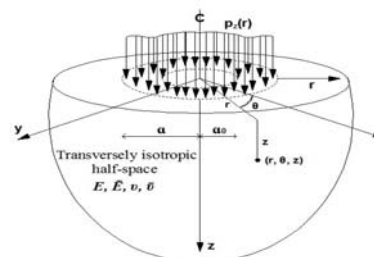


Fig 2. A transversely isotropic half-space under the contact pressure.

2.1- Ring load Green's functions for plates

Assuming small elastic deformations for an isotropic solid circular plate under an axisymmetric distributed loading denoted as $q_z(r)$ and support reaction $p_z(r)$, the response of classical governing equation for the vertical deflection $w_p(r)$ in a cylindrical coordinate system is:

$$w_p(r) = w_p(0) + \int_0^a \bar{w}_p^{solid}(r; r') [q_z(r') - p_z(r')] dr', \quad 0 < r < a$$

Where

¹Corresponding Author, Ph. D student, Dept. of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology. Email Address: gh.gorji@stu.nit.ac.ir.

²Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran.

³Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Mazandaran University of Science and Technology.

$$\bar{w}_p^{solid}(r; r') = \left(\frac{2a^2 (\ln r'(\nu_p + 1) + \nu_p + 1) + r'^2(1 - \nu_p)}{16\pi D a^2 (\nu_p + 1)} r^2 - \frac{r^2 \ln r'}{8\pi D} \right) \times H(r' - r) \\ + \left(\frac{r^2}{8\pi D} \ln r - \frac{r^2(\nu_p - 1)}{16\pi D a^2 (\nu_p + 1)} r^2 - \frac{r^2 (\ln r' - 1)}{8\pi D} \right) \times H(r - r').$$

2.2- Half-space ring-load Green's functions

A cylindrical coordinate system $\{(o: r, \theta, z), z > 0\}$ is attached to the surface of a transversely isotropic linear elastic half-space whose material axis of symmetry is taken to be parallel to the z -axis, which itself is depth-wise. The displacements and stresses at any point of the half-space under the load due to the plate can be expressed by the integral equation

$$u_h(r, z) = \int_0^\alpha \bar{u}_h(r, z; r') p_z(r') dr'$$

$$w_h(r, z) = \int_0^\alpha \bar{w}_h(r, z; r') p_z(r') dr'$$

$$\sigma_{zzh}(r, z) = \int_0^\alpha \bar{\sigma}_{zzh}(r, z; r') p_z(r') dr'$$

$$\sigma_{rzh}(r, z) = \int_0^\alpha \bar{\sigma}_{rzh}(r, z; r') p_z(r') dr'$$

2.3- Tensionless plate governing equations

The axisymmetric tensionless and frictionless contact problem for a solid plate may be formulated by assuming a single continuous contact area of radius $\alpha \leq a$. The vertical displacement compatibility and tensionless conditions over the contact area should be enforced in between the half-space and the plate, which leads to the following integral equation

$$\int_0^\alpha [\bar{w}_h(r, 0; r') + \bar{w}_p(r; r')] p_z(r') dr' - w_p(0) \\ = \int_0^\alpha \bar{w}_p(r; r') q_z(r') dr', \quad 0 \leq r < \alpha$$

$$F_z = 2\pi \int_0^\alpha r' q_z(r') dr' = 2\pi \int_0^\alpha r' p_z(r') dr'$$

3- Ring element method

With the use of this method, the displacement at each point of the medium, say $M(r, \theta, z)$, is written as

$$W(M) = \sum_{i=1}^N W_i(M)$$

Where $W_i(M)$ is the displacement at point M due to contact pressure p_i affected on an annulus with radius $\bar{r}_i$. With using the collocation method, the pressure p_i is constant on i^{th} element, and $W_i(M)$ is determined as follows:

$$W_i(M) = p_i \bar{W}_i(M) = p_i \int_{m_i}^{n_i} \bar{w}_h(r, z; r') dr',$$

$$m_i = \sum_{j=1}^N L_j - L_N, \quad n_i = \sum_{j=1}^N L_j, \quad (i = 1, 2, 3, \dots, N).$$

4. Numerical results

In this part, some numerical evaluations are presented to illustrate the displacements and stresses at both the contact area and the half-space. The calculations consist of numerical evaluation of the integrals given in the equations of part 2.3. Detailed investigations of the integral show that some special attention is needed, due to the existence of poles and Bessel functions in the integrand. An adaptive procedure is needed due to the improper upper limit for the integrals.

For a flexible solid (full) plate under the tensionless-frictionless contact conditions, however, one must determine the radius α of the contact zone in the first stage. α , which makes the boundary value problem a nonlinear one, is determined by applying a trial and error procedure (see Fig 3.).

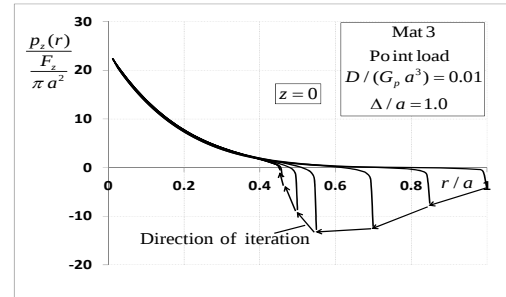


Fig 3. Iteration of traction solution for tensionless contact under a central point load (Mat 3).

5- Conclusions

In this study, a transversely isotropic half-space under the effect of a flexible circular foundation with axisymmetric distributed load has been investigated in detail. Proceeding to the main goal of this study, both the ring load and point load displacement Green's functions have been determined for the solid and annular plate where applicable. In addition, the ring load vertical displacement Green's function has been presented for the half-space. With the use of continuity of tractions and displacements at the contact area and with defining several inequalities, the governing equations for the tensionless-frictionless contact have been given. The nonlinear boundary value problem has been solved via a trial and error procedure combined with an integral equation and several inequalities. A ring-shape finite element with constant pressure (collocation method) has been implemented for numerical purposes. It has been shown that both the relative plate-subgrade stiffness and the degree of anisotropy of half-space affect the stress and displacement at any point of the plate and the half-space as well.

Numerical Investigation of formation of bed topography in a U Shaped Channel Bends with Lateral Intake with SSIIM2

Hossein Asiaei^{1*}, Hossein Montaseri²

1-Introduction

Rivers are a major source of water for meeting various demands. A lateral intake in a straight reach of the river is the simplest method of flow withdrawal. In spite of its simple layout, using this system leads to complex flow patterns and sedimentation problems. Due to the suction pressure at the end of the branch, the flow in the main channel is divided into two portions. A portion enters the intake channel and the remainder continues downstream in the main channel. Along the main channel, before the junction region, there is a curved shear-layer surface known as the dividing stream surface that separates these two portions. Since the entering flow has considerable momentum in the direction of the main channel flow, a separation region forms along the branch channel. A natural curved stream can be said to represent one of the most complex fluid-flow situations encountered in the environment. Hence in river bends, centrifugal effects lead to secondary flow where the water in the upper part of the river is driven outward.

Secondary flow advects the main flow, leading to a high velocity at the outer side of the bend. Flow near the bottom is directed towards the inside bank. The interaction of the main flow with this secondary flow forms the so-called three-dimensional helical flows. Knowledge of the hydrodynamic process in such curved flows is of significant practical importance since such knowledge facilitates the prevention of silting, the positioning of navigable routes, the dynamic stabilization of river topography and the choice of location for intake structure.

Hydraulic engineers attempt to reduce the sediment amount entering the intake and increase the discharge capacity of the diversion system. One strategy for sediment control is to mechanically separate the sediment from the water and eject it from the intake. Such an approach is expensive and may adversely influence the river environment by disturbing the local sediment regime. Other cost effective strategies are based on approach-flow modification that alters the bed-shear stress distribution, using e.g. arrangement of guide walls and submerged vanes to allow the most bed load sediment to bypass the intake.

The design of such devices requires complete understanding of the underlying flow physics and the interaction between flow and sediment transport.

Due to the role of helical motion in driving the upper part of the river bend flow outward and directing the bottom currents toward the inside bank, the outer bank is a suitable choice of location for lateral intake structure. The helical motion causes the bed sediment particles to move towards the inside bank and consequently reduces the entering sediment to lateral intake. In contrast, the intake structure withdraws water from the upper layers of the main channel that contain minimum amount of sediment. The helical motion along the curved reach of the river together with the lateral intake suction form a complex flow along the main channel and through the lateral diversion because of the complexity of the flow and the large degree of variability in geometrical configurations e.g. location and inclination angle of the diversion channel and flow conditions. Laboratory experiments alone cannot provide a deep insight of the complex 3D flow pattern and the associated phenomenon as bed and bank shear stress distributions.

3D numerical modeling, on the other hand, provides a powerful tool, which employed in conjunction with laboratory experiments which can enhance greatly the understanding of the mechanism of flow and sediment transport in channel bend.

2-Experimental model

The studied field is a channel with a 180° bend with intake used in Montaseri's lab studies (2008) that carries out at the hydraulic laboratory of Tarbiat Modares University in Tehran.

The main channel consisted of 7.2 m long upstream and 5.2 m long downstream straight reaches.

A 180° bend channel was located between the two straight reaches. The channel was of rectangular cross-section 0.6 m width and 0.7 m height with 2.6 m radius of bend to centerline. The ratio of radius of bend to channel width was equal to 4.34. Fig. 2 shows a schematic view of the channel and experimental set up. The bed and the side walls of the channel were made of Plexiglas supported by a metal frame. The lateral intake was 2.5 m long with 0.25 m width. Lateral intake is located at position $\theta=115^\circ$ of the channel

^{1*} Corresponding Author, Grad. M.Sc. Civil Engineering, Yasouj University.
Email Address: hossein_10432@yahoo.com

² Assistant Professor. Civil Engineering, Yasouj University

bend. The diversion angle ($\square$) was 45 degree.

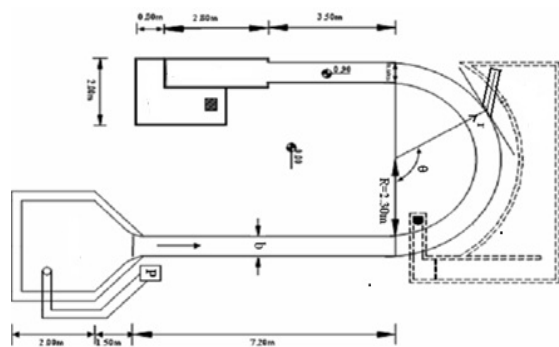


Fig 1. Geometrical specifications of 180° curved channel and lateral intake (Montaseri et. al., 2008)

3-Numerical model

SSIIM is abbreviation for Sediment Simulation In Intakes with Multiblock option. This numerical model was developed by Nils Reidar Olsen. The SSIIM numerical model solves the Navier-Stokes equations with the $k-\varepsilon$ model on a three-dimensional space. A control volume method is used for the discretization, together with the power-law scheme or the second order upwind scheme. The SIMPLE method is used for pressure coupling [14].

The main strength of SSIIM compared to the other CFD program is the capability of modeling sediment transport with movable bed in a complex geometry. This includes multiple sediment sizes, sorting, bed load and suspended load, bed forms and effects of sloping beds. The latest modules for wetting and drying in the unstructured grid further enable complex geomorphological modeling. Some limitations of the program consist of the following: the program neglects non-orthogonal diffusive terms; the grid lines in the vertical direction have to be exactly vertical; kinematic viscosity of the fluid is equivalent to water at 20° C and the program is not made for marine environments. So all effects of density gradient due to salinity differences are not taken into account [19].

4- Result

The mechanisms of sediment transport and bed topography are simulated with SSIIM software in the U shaped channel with lateral intake using injection of sediment on rigid bed. Lateral intake is located at position $\theta=115^\circ$ of the channel bend, the diversion angle is 45 degrees and the discharge ratio is 30% of total discharge. The numerical model is implemented to see how bed forms in the U shaped channel with lateral intake developed. The numerical results show that the prediction of development of bed forms, mechanism of sediment entry into the intake, location of intermittent dunes and location of sediment deposition are in fairly good agreement with experimental data.

It is clear from Figure 2. that after about 60 minutes the sediment diversion rate is almost constant. Therefore, the time of experiments and numerical model was considered to be equal to 60 minutes. It was found that after the equilibrium time, there is a continuous sediment entry from the downstream edge of the intake and a periodic sediment entry from the upstream edge of the intake (for $Q_i=30\%$).

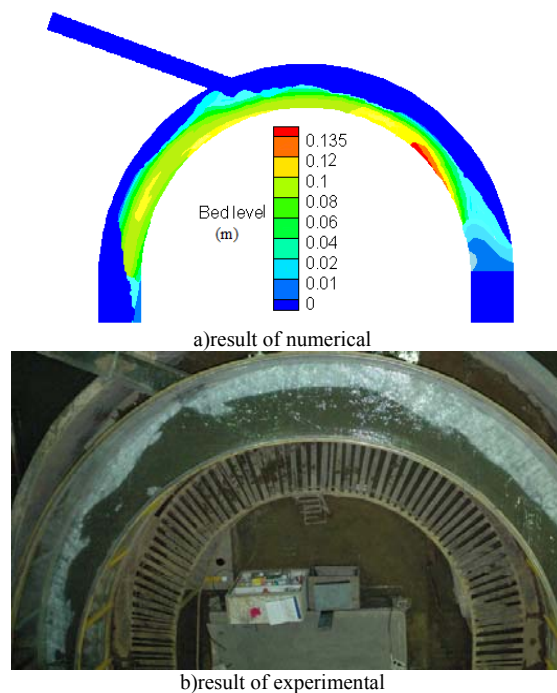


Fig 2. Mechanism of sediment entry to water intake
Numerical and experimental model

An Efficient Meta-heuristic Algorithm for Project Scheduling With Multiple Modes

M.H. Sebt^{1*} M.R. Afshar² Y. Alipouri³

1-Introduction

The aims of MRCPSP are finding an execution mode and a feasible start time for each activity, such that makespan of the project is minimized under resource and precedence constraints.

There are three methods for solving the MRCPSP: the exact methods; heuristic approach and meta-heuristic approaches [3, 4]. However, the meta-heuristic approaches are the best existing methods for solving the MRCPSP [6, 7].

So far, many heuristic approaches were applied for solving the MRCPSP [7-12]. One of the new optimization techniques is the simulation of the swarm behavior of natural creatures and Particle Swarm Optimization (PSO) is one of them.

In this paper, we propose a Fully Informed Particle Swarm (FIPS) algorithm that is one of the best variants of the PSO, for solving the non-preemptive MRCPSP. In particular, a new fitness function is suggested to reduce the average deviation and CPU time.

2- The FIPS algorithm for solving the MRCPSP

2.1- Representation scheme

In the FIPS, a random key and the related mode list (ML) representation scheme are used as encoding schemes. Accordingly, the encoding procedure in the FIPS is as follows:

Two independent positions are considered for each particle in two different n-dimensional search spaces. The first space is employed for finding the optimal priority combination and the second one is employed for finding the optimal mode combination with one goal, which is the minimization of project makespan. Both of them must be updated simultaneously, based on formulas (1) and (2) from iteration to iteration.

$$V_i^{t+1} = V_i^t + \sum_{pm \in Ni} \phi_k U_k^t (pb_k^t - X_i^t) \quad (1)$$

$$X_i^{t+1} = X_i^t + V_i^{t+1} \quad (2)$$

2.2. Generation of initial conditions (initial positions and velocities)

In this paper, the initial positions of each particle i corresponding to RK and ML are randomly generated

by the ranges [0, 1] and [1, Mi] (Mi is the number of modes to be considered for activity i), respectively.

2.3. Fitness function

Determination of an appropriate fitness function is necessary for the correct operation of evolutionary algorithms.

In the MRCPSP literature, several fitness functions have been proposed of which the fitness function of Lova et al. [7] (Eq.3) is the last one. In this last fitness function (Eq.3), infeasible solutions are penalized by ERR (μ), which presents the non-renewable infeasible degree of ML (Eq. 4). Obviously, when ERR(μ) is 0, the individual i is a feasible solution.

$$f(i) = \begin{cases} 1 - \frac{\max_mak(P) - mak(i)}{\max_mak(P)}, & \text{if } ERR(\mu) = 0 \\ 1 + \frac{mak(i) - \min_CP}{mak(i)} + ERR(\mu), & \text{otherwise} \end{cases} \quad (3)$$

$$ERR(\mu) = \sum_{l=1}^N \max \left\{ 0, \frac{\sum_{j=1}^J n_{jml} - N_l}{N_l} \right\} \quad (4)$$

Where mak(i) is the makespan of the individual i and max_mak(P) gives the maximal makespan of feasible solutions related to individuals of the current generation. Min CP gives the minimal critical path of the project using the minimal duration of activities.

Lova et al. [7] demonstrated that their fitness function gives better results than the other ones and removes their faults. However, calculation of CPM term in their fitness function can increase the computational effort of the algorithm. Hence, the following fitness function (Eq. 5) is proposed for the elimination of this shortcoming.

$$f(I) = \begin{cases} 1 - \frac{T - mak(I)}{T}, & \text{if } ERR(\mu) = 0 \\ 1 + \frac{mak(I)}{T} + ERR(\mu), & \text{otherwise} \end{cases} \quad (5)$$

where T is the upper bound on the project's makespan given by the sum of the maximal durations of activities and mak(i) gives the makespan of the individual i.

After performing a few tests, the results showed that the proposed fitness function has the better performance.

2.4 Schedule generation scheme (decoding procedure)

Schedule generation scheme (SGS), as an efficient method, transforms a representation solution of the RCPSP to a schedule [12]. There are two types of SGS: serial SGS and parallel SGS. Since the parallel SGS cannot sometimes find the optimal solution [22], we make use of the serial SGS. In the MRCPSP, because of the existence of non-renewable resources, the serial SGS must be modified. Therefore, the

^{1*} Corresponding Author, Assistant professor, Department of Civil Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran
Email Address: sebt@aut.ac.ir.

² Master of Science, Department of Civil Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran.

³ Ph.D. candidate, Department of Civil Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran.

following two processes should be performed.

2.4.1 Infeasible tackling procedure

In this research, after the generation of the initial population, the infeasible tackling procedure begins to transform some of the infeasible solutions into a feasible ones. In this procedure, an activity is selected randomly and its mode is changed to a new mode. If the resultant ERR (μ) is less than the previous ERR(μ), the previous mode is replaced with the new one.

2.5.2 Multi- mode forward-backward iteration (MM-FBI) method

Using the mode improvement procedure, MM-FBI method reduces the finishing time of the activity one by one at every decision point of the partial schedule by changing its mode without changing the modes and delaying the finishing times of any other activities [11].

3- Computational experiments

In this section, using some computational experiments, the performance of the proposed FIPS for solving the MRCPSp is investigated. The proposed FIPS was programmed with Matlab R2012a, and the tests were accomplished on a laptop with an Intel® core 2 T9300 2.5 GHz processor.

3.1 Comparison with existing algorithms

The average deviation from the optimal makespans, percentage of optimally solved instances, and the average CPU time in seconds are used for comparison. Optimal values for sets J10-20 are considered as the base for calculating the average deviations. Based on the mentioned considerations, our results are compared with the existing state-of-the-art methods for solving the MRCPSp such as the GA and AIS presented by Peteghem and Vanhoucke [9], [8] denoted respectively as VPVGA and VPVAIS, EDA and SFLA presented by Wang and Fang [12], [11] denoted respectively as LCEDA and LCSFLA, the hybrid genetic algorithm developed by Lova et al. [7] denoted as LHGA, the hybrid rank-based evolutionary algorithm proposed by Elloumi and Fortemps [10] denoted as EFEA, the hybrid scatter search developed by Ranjbar et al. [19] denoted as RSS, the genetic algorithm developed by Alcaraz et al. [20] denoted as AGA and the simulated annealing proposed by Jo'zefowska et al. [5] denoted as JSA.

In Table 4, the mentioned algorithms are sorted according to the descending performance with respect to their average deviations. As it can be observed from this Table, the FIPS is the third best for sets J10 and j14 and the fourth best for set J12. However, in sets J16-J20, our algorithm gives the best performance after the VPVGA. Thus, it can be stated that as the number of activities increases, the

FIPS performance improves.

Table 4. Average deviations (%) from optimal makespans (5000 generated schedules as the stopping condition)

Algorithm	J10	J12	J14	J16	J18	J20
VPVGA	0.01	0.09	0.22	0.32	0.42	0.57
Proposed FIPS	0.06	0.17	0.30	0.38	0.48	0.66
VPVAIS	0.02	0.07	0.20	0.39	0.52	0.70
LHGA	0.06	0.17	0.32	0.44	0.63	0.87
LCEDA	0.12	0.14	0.43	0.59	0.90	1.28
LCSFLA	0.10	0.21	0.46	0.58	0.94	1.40
EFEA	0.14	0.24	0.77	0.91	1.30	1.62
RSS	0.18	0.65	0.89	0.95	1.21	1.64
AGA	0.24	0.73	1.00	1.12	1.43	1.91
JSA	1.16	1.73	2.60	4.07	5.52	6.74

Table 5 presents the comparison of CPU-times for different algorithms. As it can be seen from this Table, for set J10, our proposed FIPS together with LCSFLA have the best CPU-time and for other sets, our proposed FIPS is the best algorithm after the LHGA (except for J12 and J14). Since the tests of LHGA have been carried out on the computer with a faster processor, it is faster than the proposed FIPS algorithm. Thus, it can be concluded that the FIPS speed is acceptable.

Table 5. Comparison with other proposed algorithms considering average CPU time (5000 generated schedules as the stopping condition)

Algorithm	J10	J12	J14	J16	J18	J20
LHGA ^a	0.08	0.10	0.11	0.12	0.13	0.15
Proposed FIPS ^b	0.07	0.11	0.14	0.15	0.16	0.17
VPVGA ^c	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17
LCSFLA ^d	0.07	0.09	0.13	0.15	0.19	0.27

^a Pentium 3GHz.

^c Pentium 2.80 GHz.

^b T9300 2.5 GHz.

^d T7500 2.2 GHz.

Finally, with respect to the previous experimental analyses, it can be concluded that the proposed FIPS algorithm is an effective algorithm for solving the MRCPSp.

4- Conclusion

In this paper, an efficient FIPS was proposed for solving the MRCPSp. In the proposed FIPS, two positions were considered for each particle (candidate the potential solution): the first position presented the priority of activities for scheduling and the second one presented the related mode list. The multi-mode serial schedule generation scheme (MSSGS) was also adopted as the decoding procedure. In particular, for further improvement of the project makespan, the mode improvement procedure of Lova et al. was modified by defining a new criterion. Besides, a new fitness function was defined, which was effective in reducing the average deviations and CPU times. The well-known benchmark sets J10, J12, J14, J16, J18, J20 and J30 in PSPLIB were used for testing the performance of the proposed FIPS. Performed comparisons indicated that the proposed FIPS algorithm is among the most competitive algorithms for solving the MRCPSp.

Study of the Effect of Effective Length Variations of Triangular Vanes on Erosion and Deposition Patterns in a 90° Mild Bend

Mohammad Bahrami Yarahmadi^{1*}
Mahmood Shafai Bejestan²

1-Introduction

A lateral pressure gradient distribution is developed within the cross section in the river bends due to centrifugal forces. As the flow becomes closer to the bend apex, the upper surface layer of the flow moves towards the outer bank and the lower layer near the bed moves towards the inner bank forming a circulation flow that is called secondary flow. As results of the interference of longitudinal and secondary flows, a spiral form of flow is developed along the bend. When the down flow of the secondary flow near the outer bank reaches the bed, it will suspend the bed material at the outer bank toe. These particles are transported to the downstream or the inner bank. These flow patterns alter the topography of the river's bed by scouring the outer bank toe and depositing the eroded sediments in the inner bank. The maximum scour depth takes place when high secondary flows and spiral flows occur, making the banks unstable and resulting in significant erosion (Biedenharn et al. 1997; Julien 2002). Therefore, it has been of interest to hydraulic engineers to develop some measures to minimize the scouring process by modifying the flow pattern within the river bends. Spurs are expensive flow-altering structures used for riverbank protection. Developing scour at the toe of the spurs which may result in failure of the structure has also been a main concern for engineers. Therefore, many attempts have been made to modify the shape and geometry of the spurs. In this regard, several studies have been carried out on triangular vanes (or triangular spurs) by Johnson et al. (2001); Bhuiyan et al. (2010); Bahrami Yarahmadi and Shafai Bejestan (2014, 2015). Bhuiyan et al. (2010) studied the effect of triangular vanes on banks erosion control in a sinusoidal channel with moving bed. They used both single and multiple vanes with an effective length of one-third of the channel's width. Their results showed that when a single or a group of vanes are installed on the outer bank, the scour hole formed into the outer bank is filled and the thalweg is shifted towards the center of the river. They also found that vanes installed with a 30-degree angle would produce better results than those installed with a 20-degree angle. Bahrami Yarahmadi and Shafai Bejestan (2014, 2015)

studied the effects of angle and spacing of the triangular vanes on scour and deposition patterns around the vanes at a mild 90-degree bend. Their results showed that the best performance, minimum scour around the structure and the sediment deposition in between the vanes, is observed when the vanes are installed with the space of 5 times the effective length of the structure and angle of 23 or 30 degrees to the upstream bank.

There is no comprehensive study about the effect of effective length of triangular vanes on the scour-deposition pattern around them. Therefore, the present study was conducted to study the effect of structure's effective length variations on erosion and deposition patterns.

2- Experimental setup

The tests were conducted in a single-bend flume at the Hydraulics Laboratory, Water Science Engineering Faculty, Shahid Chamran University, Ahvaz - IRAN. The flume was rectangular in cross section with a constant width (B) of 70 cm and a central angle of 90 degrees. The ratio of the bend radius to the flume width (R/B) was 4, and the lengths of the straight reaches at upstream and downstream of the bend were 5 and 3 meters, respectively. A slide gate was installed at the end of the flume to control the flow depth. The flow discharge was measured by an ultrasonic flowmeter - Digi Sonic E+ model (accuracy of ± 0.01 l/s). The flume bed was covered with uniform sand with a mean diameter of $d_{50}=1.5$ mm and a geometric standard deviation ($\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$) equal to 1.22 in all the experiments.

To investigate the effect of the effective length (Le) of triangular vanes on bed topography, several vanes with effective length of one third, one fourth, one fifth, and one seventh of the flume width (23.3, 17.5, 14 and 10 cm) were tested. In all the tests, the single triangular vane was installed at an angle of 30° to the upstream bank and at section 72° from the beginning of the bend on the outer bank, where the maximum scour depth usually occurs. The triangular vanes were made of Plexiglas with a thickness of 5 mm. The tests were conducted under different flow conditions (Froude numbers 0.194, 0.214, 0.233 and 0.253). The flow depth was kept constant at 13 cm in all the tests. The flow depth was chosen such that the vane crest level at the outer bank and the water surface were the same. All the tests were carried out under clear water conditions. A total of 16 tests were carried out. Each test lasted for 3 hours. Once the bed was drained at the end of each test, the bed topography was measured using a laser meter (with an accuracy of 1 mm).

3- Results and discussion

Fig1 shows the bed topography in the vicinity of the triangular vane. This Figure demonstrates the fact that by installing the triangular vane at the outer bank, the scour hole is developed around the tip of the structure.

^{1*} Corresponding Author, PhD. student, Shahid Chamran University, Ahvaz.

Email Address: m_bahrami_1085@yahoo.com

² Professor, Shahid Chamran University, Ahvaz.

The eroded sediments are transported downstream of the vane and are deposited near the outer bank, forming a longitudinal shape of point bar near the outer bank. Such scour and deposition patterns prove that a triangular vane can effectively modify the flow patterns.



Fig. 1 Bed topography after a test

By reducing the vane's effective length, the scour hole was formed closer to the outer bank. In effective lengths of one fifth and one seventh of the flume width for Froude numbers 0.233 and 0.253, the scour hole between the tip of the vane and the outer bank was developed to the outer bank. For an effective length of one seventh of the flume width for Froude number 0.233 and 0.253, the scour hole behind the vane's axis (towards the inner bank) was attached to the outer bank.

The most important parameter which has to be considered is the maximum scour depth. In all the tests, the maximum scour depth was located behind the vane's axis (towards the inner bank). In Fig 2 variations of maximum scour depth versus effective length of the vane for different tests are illustrated. As seen from the Figure, the maximum scour depth decreases as the effective length of the vane decreases. On the average, the maximum scour depths for the effective lengths of one third, one fourth, one fifth, and one seventh of the flume width were 0.4, 0.5, 0.55 and 0.8 times the effective length of the structure, respectively. Moreover, on the average the maximum scour depths for the effective lengths of one fourth, one fifth, and one seventh of the flume width were 87%, 74% and 82% compared to the maximum scour depth at the effective length of one third of the flume width.

Fig. 3 presents the distance of the maximum scour depth from the outer bank for all the tests. The results show that by reducing the vane's effective length, the distance of the maximum scour depth from the outer bank decreases. On the average, the distances of the maximum scour depth from the outer bank for the effective lengths of one third, one fourth, one fifth, and one seventh of the flume width were 1.3 to 1.5 times the effective length of the structure.

The eroded sediments were transported by the near-bed flow towards the outer bank and were deposited at the outer bank toe. The minimum point bar distance from the outer bank decreased by reducing the vane's effective length. On the average, the minimum point bar distances from the outer bank for the effective

lengths of one third, one fourth, one fifth, and one seventh of the flume width were 8, 5, 2 and 1.4 percent of the flume width, respectively.

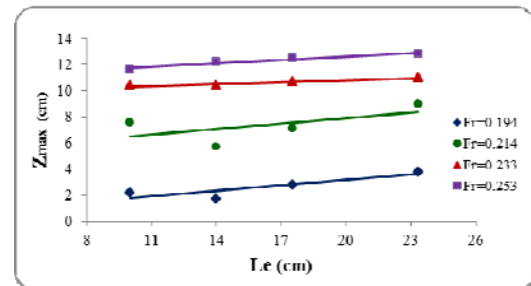


Fig 2. Variations of the maximum scour depth versus the vane's effective length for different tests

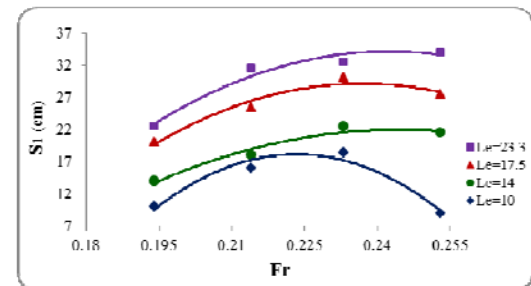


Fig 3. Distance of the maximum scour depth from the outer bank for various tests

4- Conclusions

The results showed that a triangular vane attached to the outer bank can effectively alter the flow patterns in such a way that the scour hole is shifted towards the flume midway from the outer bank and the eroded sediments are deposited near the outer bank. The maximum scour depth decreased by reducing the vane's effective length. Variations of the maximum scour depth for low Froude numbers (0.194 and 0.214) was found to be more than that of high Froude numbers (0.233 and 0.253). The eroded sediments were transported by the near-bed flow towards the outer bank and were deposited at the outer bank toe. In effective length of one seventh of the flume width for Froude number 0.233, the point bar distance from the beginning of the vane was almost 0.8 times the effective length of the vane. In effective lengths of one fifth and one seventh of the flume width for Froude number 0.253, the point bar distance from the beginning of the vane was 1 and 2 times that of the effective length of the vane, respectively. In addition, the minimum point bar distance from the outer bank decreased by reducing the vane's effective length. For effective lengths of one fifth and one seventh of the flume width, the point bar distance from the outer bank was almost 1.5-2 percent of the flume width.

Comparison of RSM and LES Turbulence Models on Sharp Bend

Javad Mozaffari¹, Amir Samadi^{*}
Seyed Asadollah Mohseni Movahhed², Davoud Davoud-
Maghami³

1-Introduction

In nature, many rivers follow a sinuous course and are classified as meandering rivers. They have a strong secondary flow, which causes bed scour at the outer banks and deposition takes place along the inner banks. In addition, the water intake should be sited where there is the maximum strength of the secondary flow which causes sediment movement from the inner bank towards the outer bank and the lowest levels of sediment enter into the intake. Moreover, changes in the meanders and their bed and bank erosion, cause the river bend to move and result in the destruction of the surrounding structures, agricultural farms and adjacent pumping stations indicating that there is a need to understand the flow patterns, maximum secondary flow position and shear stress in river bend using mathematical models.

2- Materials and Methods

The experiments were performed in a 1.3 m wide laboratory plexiglass flume consisting of a 193° bend with a constant centerline radius of curvature of $R = 1.7$ m, preceded and followed by straight reaches 9 m and 5 m long, respectively. The flume has been located in the hydraulic laboratory of EPFL in Lausanne, Switzerland. The bed was covered by a quasi-uniform sand with a diameter $d = 0.002$ m. Although the curvature ratio $R/B = 1.3$ is representative of sharp natural meander bends the bed has been frozen for future examinations after sediment injection for three weeks and forms a developed topography.

In this paper, the Fluent software is used for three-dimensional simulation of flow pattern. The Reynolds Stress Model (RSM) of the Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) equations has been applied in the current study. The Large-Eddy Simulation (LES) technique of large vortices modeling also determines the flow pattern and hence has lower operating expenses than DNS and a higher operating cost than RANS models. The LES model assumes a filtering model to represent the behavior of submeanders and then calculates the three-dimensional time-dependent

structure of turbulent flow in large meanders.

Before performing a calculation using Fluent, a computational domain must be generated to define the geometry of the problem. The Gambit software was used for mesh generation. This study comprised of 910,000 computing nodes in Gambit. This computational grid was obtained finally after size reduction was done as much as possible and testing several networks in Gambit and then the Fluent software. Figure 1 shows the laboratory channel with the computational grid.

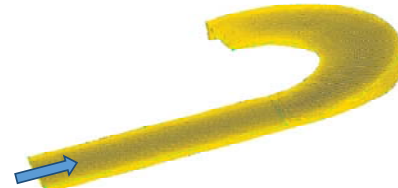


Fig 1. The computational domain developed in Gambit

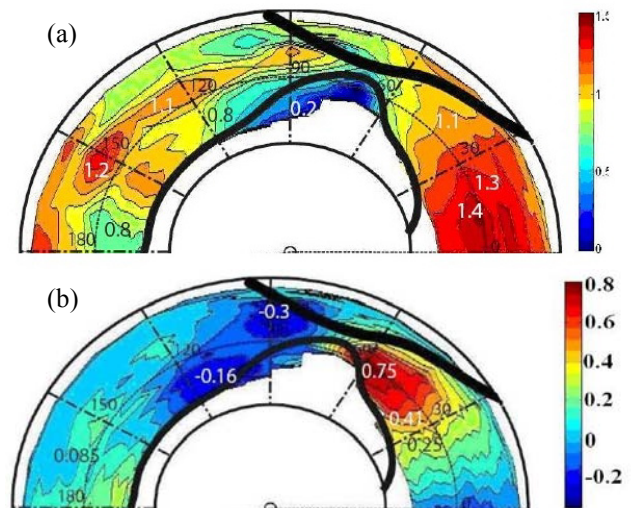


Fig 2. Experimental results: (a) Longitudinal depth-averaged velocity (U_s/U), (b) Transversal depth-averaged velocity (U_n/U)

3- Results and Discussion

Depth-averaged quantities are usually used to describe the general features of the flow field and velocity distribution in complex three-dimensional flows. Figure 2(a) shows the longitudinal depth-averaged velocity (U_s) normalized by the average velocity (U_s/S). The flow shows no separation at the inner bank of the cross section at about 30 degrees in the bend. Flow separation zone is between 30 and 120 degrees and has the maximum width of 75 degrees which is about 60 percent of the total width.

Figure 2(b) shows the transversal depth-averaged velocity (U_n) normalized by the average velocity (U_n/S). The normalized transversal depth-averaged velocity was positive between 15 and 75 degrees and toward the outer bank. Conversely, it was mainly negative and toward the inner bank between 75 and 135 degrees. Finally it was positive again after 135

^{1*} Corresponding Author, Assistant Professor, Water Eng. Dept., Imam Khomeini International University.
Email Address: amsamadi@gmail.com.

² Assistant Professor, Water Eng. Dept., Imam Khomeini International University.

³ Assistant Professor, Water Eng. Dept., Arak University

⁴ Expert, Water Eng. Dept., Arak University.

degrees till the end of the bend.

Figure 3 shows the normalized longitudinal depth-averaged velocity (U_s/U) predicted by (a) the RSM model and (b) the LES model.

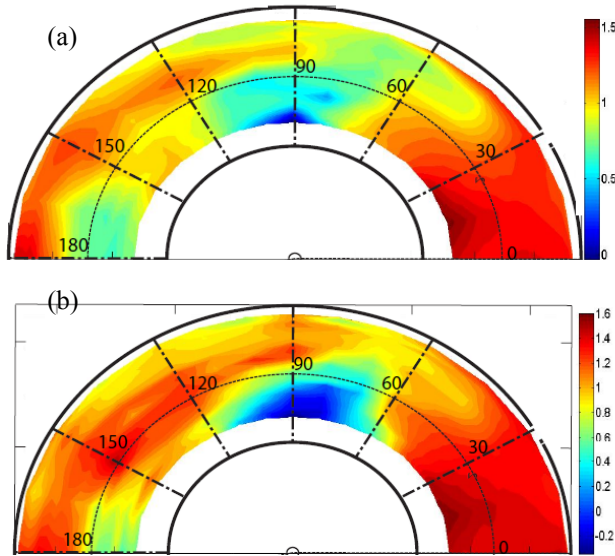


Fig 3. Predicted results of longitudinal depth-averaged velocity (U_s/U): (a) RSM model, (b) LES model

Figure 4 shows the normalized transversal depth-averaged velocity (U_n/U) predicted by (a) the RSM model and (b) the LES model. Table 1 shows the average error values for selected cross sections. In this Table, the amount of error of four longitudinal velocity profiles selected for each cross-section is determined, and then the average error is identified.

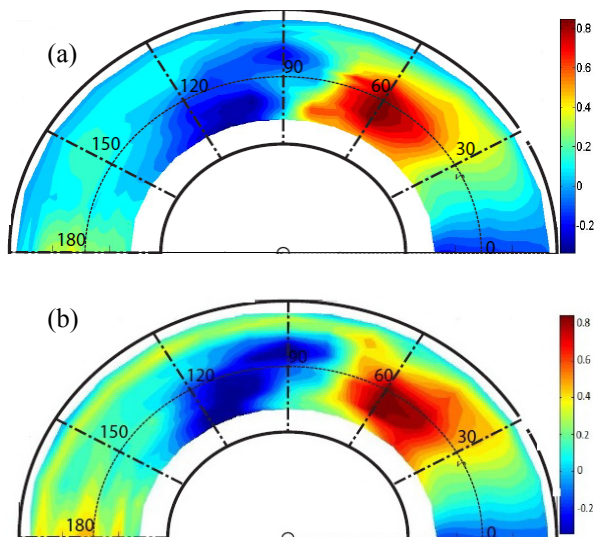


Fig 4. Predicted results of transversal depth-averaged velocity (U_n/U): (a) RSM model, (b) LES model

For example, error of the LES model was about 2.1 percent for zero degree cross section and position n1.35 (n is indicative of the radial direction). Besides, the average error of longitudinal velocity at

the input cross section was 4.5 percent by the LES model, which is less than that of the RSM model.

Table 1. Difference between predicted and measured values of longitudinal velocity profile (%)

Central angle (deg)	Model	n1.35	n1.7	n2.05	n2.2	Mean
0	LES	2.1	8.2	7.3	0.4	4.5
	RSM	0.4	11.2	11.4	6.2	7.3
30	LES	12.6	5.6	5.1	4.1	6.9
	RSM	12.2	12	9.8	5.8	10
60	LES	—	13	0.4	9.6	7.7
	RSM	—	13	11	17	13.7
90	LES	—	9.7	8.7	19	12.5
	RSM	—	10	2.9	9.6	7.5
120	LES	8.4	19	1.7	1.8	7.7
	RSM	20	6	10	4.7	10.2
150	LES	12	8	13	4.8	9.5
	RSM	16	19	12	8.2	13.8
180	LES	4.4	11.5	5	6.5	6.9
	RSM	25	7.5	5.7	3.7	10.5

4- Conclusions

For investigation of the numerical models of flow turbulence and comparing their results with real data, the data obtained from a laboratory flume with sharp bend and developed topography were used. The experiments were performed in a 1.3 m wide laboratory flume consisting of a 193 degrees bend with a constant centerline radius of curvature of $R = 1.7$ m.

To determine the flow pattern using turbulence models, the Fluent and Gambit software programs were used, and the RSM and LES turbulence models were examined. Our results showed that both models had somewhat predicted the overall pattern, but some important parts of the flow had not been predicted well predicted by the RSM model.

Although the RSM model had not been able to properly predict the flow separation zone and the angle of 85 degrees was predicted as the separation region instead of the 75 degrees angle position, the LES model predicted it properly. Besides, the LES model has been the best model in predicting the core position of the maximum longitudinal velocity. It also better predicted the cross-flow direction and its position in transversal depth-averaged transverse velocity. Finally, the average error of the difference between predicted and measured velocity profiles for the LES model was less than 8 percent, hence it has been the lowest prediction error.

Experimental Study of Aerated Vertical Jets on Scour Hole Development

Babak Lashkar-Ara¹ Ali Lashkar-Ara²
Manoochehr Fathi-Moghadam³

1-Introduction

Generally energy dissipation process in plunge pools take place by turbulence. The magnitude of the water jet energy entering the plunge pool from a large dam depends on its falling height, jet thickness and environmental conditions. Normally in a large dam, free falling water jet mixes with the air and vertically impacts water surface in the pool. Literature review showed that the volume of air entering the jets in experimental models is less than the corresponding value in prototype. Therefore, the effect of an aerated jet on scour hole geometry needs more study. The purpose of the present study is to introduce a relation for estimating dimensions of scour hole caused by pre-aerated vertical jets.

2- Research Methodology

A tank of 2 m length, 1 m width and 1m depth has been used to simulate the plunge pool. A 4 inch circular pipe supplied the water for a 25mm nozzle. The injected air was mixed with water before jet left the nozzle. An alluvial river with uniform sediment of $\sigma = 1.26$ and $D_{50} = 11.1$ mm has been used for modelling. Sediment density was considered to be 2650 kg/m^3 . Three downstream water depths of 0.325, 0.385, 0.435m were used in this study. Water discharge varied from 3.95 to 6.12 lit/sec and air discharge varied from 0 to 1.91 lit/sec so that the air concentration varied from 0 to 26 percent. The nozzle mouth was kept submerged about 1cm below the water surface to prevent the air entering it due to falling and impacting of the jet. Duration of each experiment was 5 hours. Figure 1 illustrates hydraulic and geometric parameters. Using the Buckingham pi theorem gives the governing equations of hole geometry in the form of equations 1 and 2.

$$d_s/h_{tw} = f(Fr_{tw}, C_a) \quad (1)$$

$$L_s/h_{tw} = f(Fr_{tw}, C_a) \quad (2)$$

in which Fr_{tw} is downstream Froude number and C_a is air concentration.

¹*Corresponding Author, Assistant Professor of Civil Engineering Department, Jundi-Shapur University of Technology, Dezful, Iran.

E-mail Address : Lashkarara@jsu.ac.ir

² M.Sc. Graduate in Civil Engineering and Expert in Saman-Abrah Consulting Engineers Co., Ahwaz, Iran.

³ Professor, School of Water Science and Engineering, Shahid Chamran University, Ahwaz, Iran.

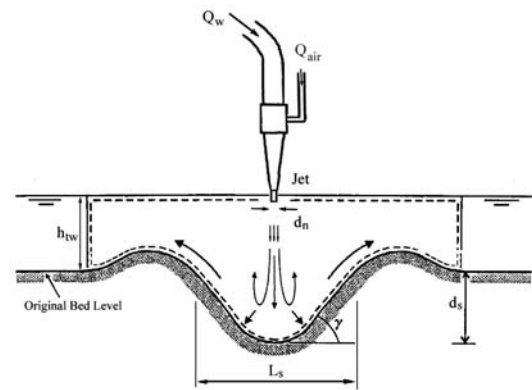


Fig.1 Hydraulic and geometric parameters

3- Discussion and Conclusion

Coefficients of equations 1 and 2 have been determined using experimental data and statistical methods. The resulting equations are as follows:

$$d_s/h_{tw} = 0.0719 (1 - C_a/100)^{4.51} Fr_{tw}^{0.8446} \quad (3)$$

$$L_s/h_{tw} = 0.2934 (1 - C_a/100)^{3.1112} Fr_{tw}^{0.4866} \quad (4)$$

Which are valid when Froude number varies from 4 to 9 and volumetric air concentration are from 0 to 26 percent.

To assess the accuracy of equations (3) and (4) using the functions of mean absolute error (MAE), root mean square error (RMSE), the remaining weight coefficient (CRM) and correlation coefficient (R^2) were calculated. The results are summarized in Table 1.

Table 1- Statistical analysis uses equations (3) and (4)

Parameter	d_s/h_{tw}	L_s/h_{tw}
MAE	0.0078	0.0111
RMSE	0.0211	0.0236
CRM	-0.0029	-0.0002
R^2	0.861	0.869

The results obtained by equations (3) and (4) as predicted values are depicted in the Figs. 2 and 3, compared to that of the observed values.

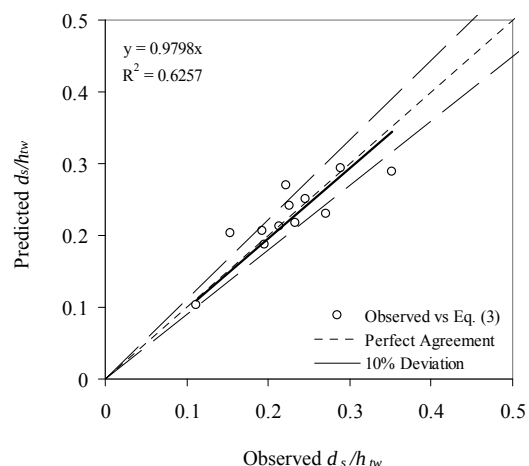


Fig. 2- Observed versus predicted relative scour depths d_s/h_{tw}

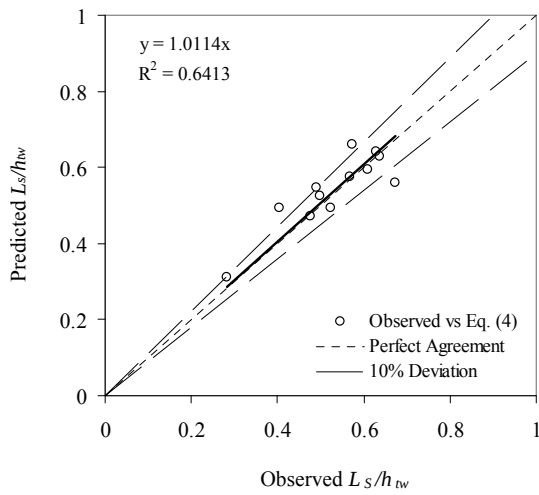


Fig. 3- Observed versus predicted relative scour length L_s/h_{tw}

The behavior of equations (3) and (4) is depicted in graphical form in Figures (2) and (3), respectively. Analysis of results show that the proposed equations can estimate (d_s/d_{so}) and (L_s/L_{so}) with mean error of -0.02% and +0.011%, respectively.

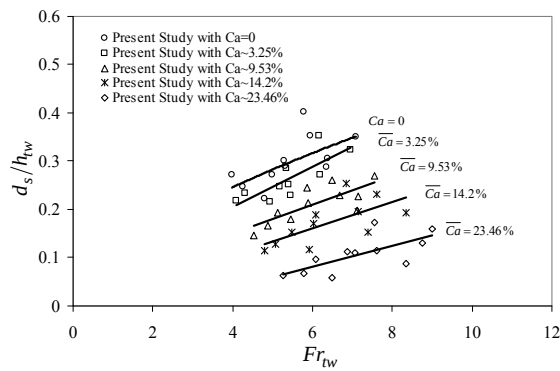


Fig2. Variation of maximum scouring depth against Froude number for different air concentrations

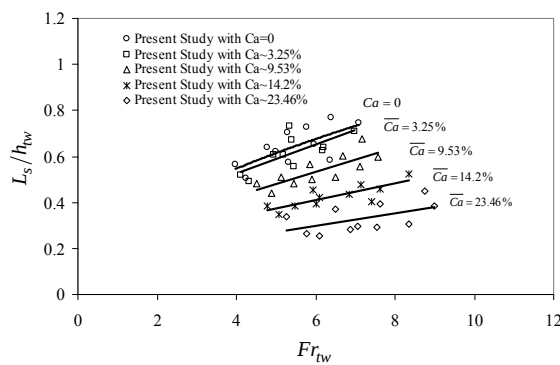


Fig3. Variation of relative scouring length against Froude number for different air concentrations

A New Approach for Unit Flood Response Method for Spatial Prioritization of Flood Control Activities

Ali Naddafy¹ Seyed Mahmood Hosseini^{2*}

1-Introduction

Floods have always been a great cause of loss of life and resources throughout the world. Due to the high rate of population growth and deterioration of natural resources, risk of flooding is increasing day by day. Therefore, watershed management and protective operations are critical issues to control floods in high flood hazard areas. It is not possible to control the floods for the entire basin considering the large extent of the basins. Therefore, in flood control studies, flood contributing areas should be identified and prioritized in order to control the floods with minimum price and maximum performance. In other words, nowadays, instead of focusing on downstream areas under flooding threat, controlling flood generation in upstream flood contributing areas (source areas) using effective flood control activities, is an accepted practice.

One of the proper methods to identify and rank flood contributing areas in the sub-basin scale is Unit Flood Response method (UFRM). In this method, firstly the basin is divided into smaller study units (sub-basins), and by using flood routing module of a rainfall-runoff model (such as HEC-HMS model used in this study), contribution of each unit to the peak flood discharge at the basin outlet is determined using an organized one at a time sub-basin elimination procedure. Then, the areas which have the most contribution to the peak outflow of the basin are identified as the flood contributing areas or flood sources. Although UFRM can be used for identifying and ranking flood contributing areas, it faces challenges when it is used in practice for prioritizing the sub-basins in terms of conducting flood control activities. In this study, a new method called Flood Reduction method (FRM) is introduced for spatial prioritization of flood control activities.

In order to compare the performance of UFRM with that of the proposed FRM for spatial prioritization of flood control activities, Kardeh basin (located upstream of the Kardeh dam) in the Khorasan Razavi province, Iran was selected as the study area, and the results of prioritizing the sub-basins by the two methods were analyzed and compared. The effect of the design rainfall duration on the prioritization of the sub-basins was also investigated in this study.

2- Flood Reduction Method

¹ M.Sc. Graduate, Ferdowsi University of Mashhad

^{2*}Corresponding Author, Professor, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad, Iran
Email Address : shosseini@um.ac.ir

In the UFRM, the overall peak discharge at the basin is determined first. Then, in order to determine the contribution of a sub-basin to the overall flood peak discharge at the basin outlet, the hydrograph of that particular sub-basin is totally eliminated in the flood routing procedure. The difference between the resulting peak discharge at the basin outlet under non-sub-basin conditions with the basin overall peak discharge is used to determine a flood contributing index for that particular sub-basin. Such indices, determined for all sub-basins, are used to rank flood contributing areas. If the UFRM is used for spatial prioritization of flood control activities, the elimination of flood hydrograph for a sub-basin would indicate that the activities are 100% efficient in the removal of all flow from that sub-basin. However, in real flood control projects, although the peak flood discharge and flood volume decrease as a result of flood control activities, the total elimination of sub-basin flood hydrograph is far from reality. The FRM proposed in this study basically follows the same procedure used in UFRM, but instead of totally eliminating the flow hydrograph of a sub-basin, the CN (curve number) of that sub-basin is reduced by some reasonable percentage in agreement with the flood control activities.

In this study, HEC-HMS model was used to simulate the rainfall-runoff process and thereby determine the flood hydrographs and discharges under different conditions.

3- Simulation of rainfall-runoff using HEC-HMS

The HEC-HMS model is composed of three components: Basin model, Meteorologic model and Control specifications. In order to prepare the basin model, the digital elevation model (DEM) layer of the study area was produced in ArcGIS. By using the prepared DEM, the entire basin was divided into 24 sub-basins and the physical characteristics of the basin and sub-basins were extracted using HEC-GeoHMS extension in ArcGIS. The value of CN for each sub-basin was also determined considering the hydrologic soil group and land use. The developed basin model was transferred to HEC-HMS model. In the modelling process, SCS loss method, SCS Unit Hydrograph method and Muskingum method were used to estimate precipitation losses, to transform excess precipitation to surface runoff and to conduct flood routing, respectively. The Inverse Distance Weighting method (IDW) was used for spatial distribution of precipitation data. A calibrated HEC-HMS model for the study area was developed by calibrating initial abstraction, curve number and lag time parameters using a rainfall-runoff event data. Fig. 1 shows the observed versus simulated hydrographs for the single event.

For the purpose of this study, a 50-year return period rainfall with 10 hours duration, corresponding to the basin time of concentration, was considered. The storm temporal pattern was assumed to follow the pattern of a local rainfall gauging station. For the selected design storm, runoff was simulated using HEC-HMS model, and all of the required hydrographs for UFRM and FRM were generated.

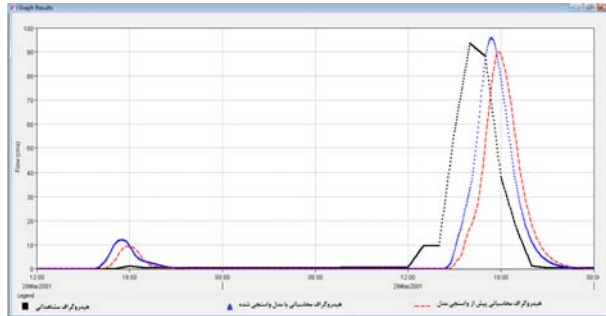


Fig1. Observed outflow hydrograph (black) vs. simulated ones (red before calibration, blue after calibration) in Kardeh basin

4- Results of prioritization of sub-basins

Under the design storm (10-hour rainfall with a 50-year return period), prioritization of sub-basins was performed for both UFRM and FRM. In order to prioritize the sub-basins by the proposed FRM as described in previous section, the 10% and 20% reduction in the CN of the sub-basins were considered. Table 1 refers to the results. The sub-basins' names in Table 1 are arbitrary names selected for different sub-basins in this study. Table 2 shows the prioritization results for FRM (for -10%CN condition) under 50-year return period rainfalls with different durations. The effect of rainfall duration on the prioritization results is quite evident in Table 2.

5- Conclusions

The following conclusions can be drawn from the study conducted on upstream Kardeh basin.

- 1- Generally, there is a significant difference between the sub-basins prioritization based on FRM and UFRM (Table 1.).
- 2- Prioritization of sub-basins using FRM depends on the percentage reduction considered in CN (Table 1.).
- 3- Design rainfall duration can affect the sub-basins prioritization results of FRM (Table 2.) and UFRM. Therefore, determining the proper duration of design storm is necessary to conduct spatial prioritization of flood control activities.
- 4- The findings in this study are in agreement with the non-linearity which is present in rainfall-runoff process.

Table1. Comparison of sub-basin prioritization results based on Unit Flood Response method and Flood Reduction method (for two different percentages of CN reductions)

Ranking in Prioritization	Flood Reduction Method	Flood Reduction Method	Unit Flood Response Method
	-10%CN	-20%CN	
1	W340	W340	W410
2	W370	W370	W370
3	W280	W410	W340
4	W390	W390	W390
5	W310	W280	W420
6	W410	W420	W280
7	W420	W310	W310
8	W260	W360	W480
9	W360	W260	W260
10	W290	W480	W360
11	W480	W290	W290
12	W240	W270	W450
13	W270	W240	W250
14	W490	W250	W440
15	W250	W490	W270
16	W320	W320	W490
17	W300	W450	W240
18	W440	W440	W320
19	W450	W300	W300

Table 2. Comparison of sub-basin prioritization results using Flood Reduction method (-10%CN case) under 50-year return period rainfalls with different durations

Ranking in Prioritization	Rainfall Duration		
	6hr	10hr	18hr
1	W260	W340	W260
2	W280	W370	W280
3	W290	W280	W310
4	W310	W390	W290
5	W340	W310	W370
6	W370	W410	W340
7	W390	W420	W250
8	W360	W260	W240
9	W250	W360	W270
10	W420	W290	W390
11	W270	W480	W360
12	W480	W240	W420
13	W490	W270	W410
14	W410	W490	W490
15	W240	W250	W480
16	W320	W320	W450
17	W440	W300	W320
18	W300	W440	W440
19	W450	W450	W300

Seismic Analysis of Persian Historical Brick Masonry Minarets

Mehrdad Hejazi¹, Sayed Mohammad Moayedian²,
Maryam Daei

1-Introduction

Minarets play a key role in classical Persian architecture. The art of minaret construction reached its peak in the eleventh and twelfth centuries A.D., during which a large number of minarets were built in Isfahan, Central Iran, the capital of the country in that era. Barsian, Chehel-Dukhtaran, Ghar, Sin, Ali, Sariban, Ziar, Rahravan, and Bagh-i-Qush-Khana minarets are the most famous ones in Isfahan (Fig 1.). In this paper, the structural behavior of these nine minarets, which are made of brick masonry materials, is studied.

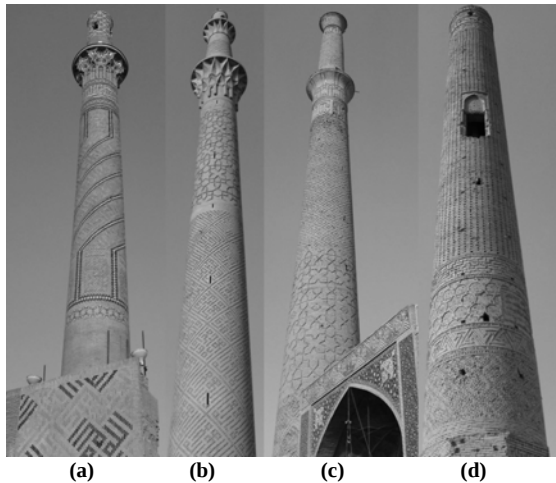


Fig.1 A number of studied minarets in Isfahan: (a) Bagh-i-Qush-Khana; (b) Sariban; (c) Ali; (d) Chehel-Dukhtaran

In general, a minaret comprises of the basement, body and crown. The basement is constructed inside the earth on a rocky or firm soil layer. The body of the minaret consists of the central column, the spiral staircase and the outer shell. The outer shell may have different shapes with a constant or varying thickness. The crown is placed on the top of the body.

There are few works dedicated to the seismic analysis of historical minarets. The work of Hejazi that investigated Persian minarets from both architectural and structural engineering viewpoints was the first one. In his work, he gave comprehensive information

based on his broad literature review. He also presented the results of structural analysis of a Persian historical brick masonry minaret.

2- Loading and method of analysis

The non-linear three-dimensional finite element method using the ANSYS code is used for analysis. The eight-node brick element SOLID 65, which incorporates both the William-Wranke and Drucker-Prager criteria, is used for modelling.

All nine minarets are analyzed under weight and seismic loads. In order to study the effect of structural elements, i.e. the outer shell, the central column and the spiral staircase, the analysis has been performed for two cases: 1) the complete minaret (outer shell + central column + staircase), and 2) only the outer shell.

Non-linear time history dynamic analysis of the minarets due to earthquakes has been performed based on the Iranian Seismic Code. Seven pairs of appropriate horizontal ground motion time history components, satisfying the characteristics mentioned in the Iranian Seismic Code, have been selected. Selected acceleration time histories representing the ground motion effects reflect the expected earthquake acceleration at the sites of the minarets.

Peak ground acceleration with a 10% probability of occurrence in 50 years in Isfahan varies from 0.18g to 0.32g, and 0.25g is suggested by the Iranian Seismic Code. Soil type in Isfahan may be compacted or semi-compacted. In this study, the soil type is assumed semi-compacted to be conservative.

Since the accelerogram data for the occurred earthquakes in Isfahan is not available, accessible time histories that belong to other sites with geologic, tectonic, seismologic and in particular soil characteristics similar to Isfahan are considered. For this reason, the strong motion database collected by the University of California at Berkeley is used. Seven earthquakes with magnitudes between 4 and 6.5 Richter, a distance less than 100 km, and soil shear wave velocity between 180 m/s and 360 m/s are chosen. The peak ground acceleration of the selected earthquakes is between 0.18g and 0.32g. The characteristics of the selected earthquakes are shown in Table 1.

Non-linear time history analysis is performed for each of the nine minarets under the seven selected earthquake scenarios.

The analysis of the results obtained indicate that all nine minarets in both cases of the complete model and only the outer shell model collapse during the early stages of the earthquake. It is due to the accumulation of cracks at the junctions of the staircase and the central column. Maximum tensile and compressive stresses occur at these points.

¹*Corresponding Author: Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan.

Email Address : m.hejazi@eng.ui.ac.ir

² PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan.

³ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan.

Table 6. The characteristics of selected earthquakes used in time history dynamic analysis

No.	Earthquake name	date	Magnitude (M)	Maximum ground motion acceleration (g)
1	Coyote Lake	1979/6/8	5.7	0.248
2	Morgan Hill	1984/4/24	6.2	0.212
3	Northridge	1994/1/17	6.7	0.245
4	Parkfield	1966/6/28	6.1	0.246
5	San Fernando	1971/9/2	6.6	0.210
6	Superstition Hills	1987/11/24	6.7	0.247
7	Whittier Narrows	1987/1/10	6	0.243

3- Parametric study of seismic behavior

In order to find conditions which the minarets can withstand, a parametric study of the imposed earthquakes has been done. The parameters that were studied are the height of the minaret, tensile and compressive strengths of materials, failure criterion, and damping ratio.

In order to study the effect of height, in the finite element model the height of each minaret was gradually reduced from the top and non-linear time history analysis was performed for different assumed heights. It can be seen that the failure time is delayed by decreasing the height and the minaret does not fail at all for a specific height; i.e. 7 m or 25% of the real height for the Rahravan minaret.

By increasing the strengths of materials up to 50 times, the minarets still fail under the earthquake. An increase of 100 times, which is not possible in the real world makes the minarets strong enough against earthquakes. Therefore, it can be concluded that in practice increasing the strength of the materials cannot resolve the seismic vulnerability of minarets.

In addition to the William-Warnke failure criterion, the Drucker-Prager yield criterion was applied to a number of minarets to study the effect of failure criteria on seismic behavior. Despite changing the failure criterion, the minarets still collapse due to the earthquake during the early stages of analysis.

A number of researchers have reported that changes in damping ratio can have a significant effect on the seismic behavior of masonry structures. To evaluate this effect, damping ratio was increased from 5% to 20%, but the minarets collapsed again during the early stages of earthquakes, while they experienced more displacements.

4- Limited applicability of modern seismic codes for historical minarets

The results obtained from seismic analysis indicate that all of the minarets fail under imposed earthquakes even if the strength of the materials increases by 50 times or the height of the minarets is reduced by 50%. This is in contrast with the actual fact that all of the minarets are still standing intact after about a millennium. Similar results have been reported by other researchers (Hejazi 1997; Hejazi and Mehdizadeh Saradj 2014; EU 2006). It must be recognized that modern codes including seismic ones based on which the present study has been

performed, are prepared for the design of modern structures and they can lead to unrealistic conclusions about the safety of historical structures. Only recently a limited number of regulations and guidelines, such as Italian code OPCM. 3431 and ISCARSAH Recommendations, provide recommendations for structural assessment of heritage structures.

5- Conclusions

The seismic behavior of nine Persian historical brick masonry minarets has been studied in this paper. Concluding remarks are as follows for the earthquake load.

1. The analysis shows that all the studied minarets fail during the early stages of earthquakes. Cracks are distributed from the bottom to the 10% of the height of the minaret for the complete minaret and for the outer shell model. In some cases cracks extend to 30% and 50% of the height for the complete and outer shell models, respectively. Sometimes the complete minaret model fails earlier than the outer shell model. This is due to the concentration of stresses at the junctions of the spiral staircase and central column and outer shell.
2. Shorter minarets fail later than taller ones.
3. Increasing tensile and compressive strengths, even up to 50 times, does not prevent the failure; it only postpones the failure.
4. The results obtained from the Drucker-Prager yield criterion are close to those obtained from the William-Warnke failure criterion. Only displacements at failure obtained from the former criterion are always less than those from the latter one; for the Rahravan minaret there is a reduction of 91.54% in displacements. Therefore, the Drucker-Prager yield criterion has led to a relatively good approximation for the studied minarets.
5. By increasing the damping ratio from 5% to 20% the minarets still fail during the early stages of the earthquake, but they experience larger displacements. For example, the Rahravan minaret (only the outer shell model), which fails at 1.06 s in both cases, experiences displacements of 0.065 m and 0.152 m for damping ratios of 5% and 20%, respectively.

Fire Risk Assessment of Gas Infrastructure for Different Urban Land Use after Earthquakes (Case Study: District No. 20 of Tehran Metropolitan)

Alireza Sadeghian¹, Babak Omidvar^{2*}

1. Introduction

An analysis of the consequences of previous earthquakes shows that the most important issue following an earthquake is fire and explosion caused by gas network leaks, and, consequently natural gas networks have a high importance among the various different lifelines. Because of the old age of gas pipelines in district No. 20 of Tehran, and, in some cases, the passage of gas pipes across existing faults or in close proximity to them. T, these municipal districts have a high risk potential at times of probable incidents such as earthquakes and subsequent fires. Therefore, in this research an analytical method for calculating the probability of ignition due to problems in gas pipelines and the adjacent power distribution network following an earthquake and its consequences on different forms of land-use in district No. 20 of Tehran are presented.

2. Methodology

This research process includes five stages: 1-The analysis of seismic hazards, 2- The estimation of failure vulnerability against an earthquake, 3- The hazard analysis of fire following an earthquake, 4- The analysis of gas network flows, 5- The analysis of ignition and its consequence following an earthquake.

The first stage for analysis of seismic hazard, electricity and gas network components characteristics of the study area, and existing land uses were identified. Moreover, the relevant information in segregated information layers were entered into the geographic information system using "ARC GIS" software. Then three probable earthquake scenarios (North of Ray fault, South of Ray fault, and North of Tehran fault) for the study area were considered. Then, after choosing appropriate attenuation relationships, the seismic parameters (Peak Ground acceleration and Velocity) for each of the segments of gas pipelines were calculated, which had previously been done in GIS.

In the second stage, the following were calculated for each of the three earthquake scenarios for estimating earthquake vulnerability, repair rate, probability of damage following an earthquake on the basis of Peak

Ground velocity, its repair rate, and the probability of damage from Permanent Ground deformation (by using HAZUS methodology) in the center of each considered segment. In this stage, the damage probability of the considered segment in each repetition of the Monte Carlo simulation was compared with a random number in order to determine the kind of damage in the segment that was broken or had leaked,. Then the damage probability of the aerial power distribution lines in different damage states in the district was calculated.

In the third stage, for estimation of the ignition probability of each of the gas pipeline segments, the Fault Tree method was used. In this stage, in the considered fault tree method, two integral factors for fire following an earthquake – the source of spark, and the damage of the gas network – were considered. For this aim, the probability of existence of a flammable fuel was considered to be equal to the probability of the failure or leak of a gas pipeline. The probability of existence of the source of spark was assumed to be equal to the probability of a spark from the power distribution network due to damage. Finally, with the combination of ignition probability from leaking and failure in different damage states of the power distribution network, the ignition probability for each of the segments was obtained. In this stage, in order to determine whether or not the considered segment would be ignited, the ignition probability of the considered segment in each repetition of the Monte Carlo simulation was compared with a random number, and a decision was made accordingly.

In the fourth stage, with the specified break and leak points in the pipelines, the output gas rate from the damaged places was calculated using flow analysis. To this end, the times of an earthquake for two periods being morning and night were considered for a given consumption scenario. Then, flow analysis was done, and the gas pressure and volume inside the pipe segments and the leak rate for completion of the necessary information for ignition and explosion analysis were calculated using the Panhandle B equation.

In the fifth stage an analysis of ignition and its consequences after an earthquake was done. To this end, the necessary information for calculation of the fire radius of the ignited segments was collected using PHAST software and the radius of seven types of fire of different intensities was calculated (Witlox and Holt 2007). In this regard, the residential, industrial, educational and governmental sectors were chosen for analysis due to their proximity to pipelines and high exposure. Then, seven kinds of fire analysis were performed using GIS software in an oval shape on the ignited segments of the gas pipelines and the following cases were calculated:

1) The land-use areas affected by fire following an earthquake.

¹ M.Sc. Natural Disaster Management, University of Tehran. E-mail: sadeghian0105@ut.ac.ir

^{2*} Corresponding Author, Associate Professor, University of Tehran. E-mail: bomidvar@ut.ac.ir

- 2) The total area affected by fire following an earthquake.
- 3) The total population affected by fire following an earthquake.

In this research, the mentioned procedure (from stage 2 to the end) were repeated for each earthquake scenario using the Monte Carlo model for simulation of probabilities with a large number of iterations. In this way, the uncertainties about a break or leak and ignition for each segment for each earthquake scenario were modeled. Finally, the output results for the considered scenarios were analyzed statistically, and the probability distribution function of the output variables and their uncertainty were determined.

3. Results and discussion

Based on the results of this research in the extreme state which is related to the second scenario (South of Ray fault), on the average, the occurrence of four leaks, one break, and two ignitions due to damage of the 20- and 30-inch pipelines, the total area affected by the four mentioned occupancies was 25233 m², the affected

number of people was 146 and the area of the affected district was 41210 m² due to a fire with a heat intensity of 4 kw/m² for the period of 18:00-23:00 hours. By applying the solution based on the replacement of the brittle pipes with flexible pipes, the mentioned results in the leak state were reduced by 75%, in the break state they were reduced by 100%, and in the ignition state they were reduced by 100%, the total area affected by the four mentioned occupancies was reduced by 82%, the affected population was reduced by 83%, and the area of the affected district was reduced by 83%.

4. Conclusion

The proposed model including different modules of system identification, seismic hazard analysis, vulnerability assessment of gas and power networks, probability analysis of fire following earthquake of the damaged gas network, flow analysis of the damaged natural gas pipelines, ignition and consequence analysis including Monte Carlo simulations may be used as powerful tools in fire risk analysis of urban areas after earthquakes.

Evaluation of Coupled- Shear Walls Subjected to Near-Field Earthquakes

H. Shariatmadar^{1*}, S. M. Razzaz²

1-Introduction

Resistance, high lateral stiffness and energy dissipation capabilities of shear walls makes them the most widely lateral resistant system in the high and medium rise reinforced concrete buildings. The need to provide large spaces in tall buildings for different applications and architectural considerations such as the location of doors, windows and doorways causes problems in locating walls with suitable dimensions in favorable positions. One of the structural forms to overcome this problem is the use of coupled shear walls.

The lateral structural response exactly depends on the shear walls behavior. Therefore, these elements should respond well when subjected to different load conditions. The structures located in near-source region behave differently compared to those in near-source sites when subjected to earthquake. Therefore, it is very important to study the behavior of these walls under near-field seismic loads.

2- Finite Element Analysis

Three 10 and three 20-story concrete buildings have been used as medium and high rise buildings. In all these buildings the concrete shear wall and coupled shear walls have been utilized as lateral resistant systems in X and Y directions, respectively.

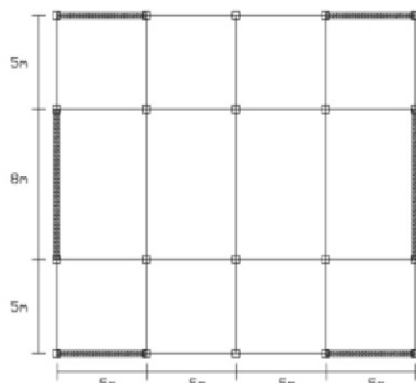


Fig.1 plan of buildings

The building has been designed for areas with a high seismic risk. The length of the coupled shear walls is assumed to be 2 meters and $\frac{l}{h}$ ratio (l =span length and h =beam height) is assumed to be $\frac{2}{1.75}$, $\frac{2}{1}$ and $\frac{2}{0.7}$. To evaluate and compare the effects of near field and far field earthquakes, two coupled records have been

selected.

The ABAQUS software has been used for analytical investigation of the coupled shear walls. Due to cyclic properties of loading, the damaged plasticity model was used in this software for modeling concrete. The concrete damaged plasticity model assumes that two main failure mechanisms of concrete are tensile cracking and compressive crushing of the concrete material. In the analysis, the stress-strain relationship for concrete is assumed by Eq. 1 as follows:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\right)^{nk}} \quad (1)$$

The stress-strain diagram of steel assumed to consist of a linear elastic zone and a linear plastic zone and steel has the same behavior in tension and compression. The analytical four node elements CPS4R and two nodal truss elements T2D2 were used to model concrete and rebar's of the walls.

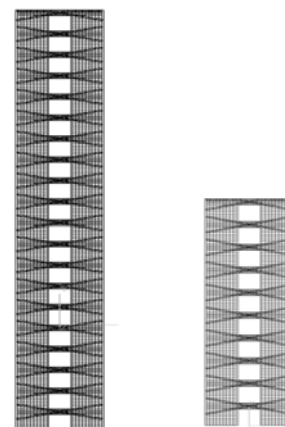


Fig2. Coupled shear walls simulated in ABAQUS

To verify the modeling method, a laboratory specimen that was tested by previous researchers has been used and the results are compared in Fig 3.

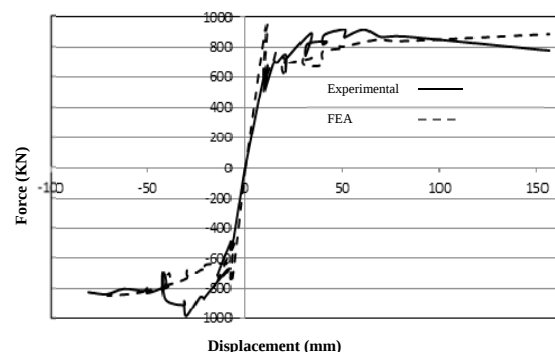


Fig3. Plan of buildings

^{1*}Corresponding Author, Associate Prof., Department of Civil Engineering, Fedowsi University of Mashhad.
Email Address : shariatmadar@um.ac.ir

² MS.c. Department of Civil Engineering, Fedowsi University of Mashhad.

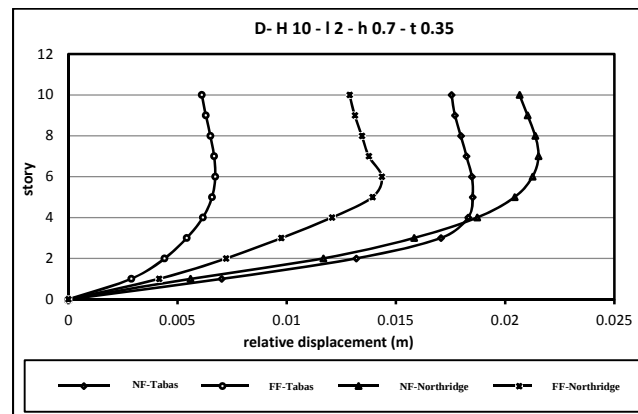


Fig4. relative displacement of wall (m)

Table1. Maximum acceleration of roof (m/s^2)

Wall	Tabas		Northridge	
	Near	far	near	Far
D-H10-l2-h0.7-t0.35	2.76	2.70	3.21	3.05
D-H10-l2-h1-t0.35	2.75	2.77	3.62	3.52
D-H10-l2-h1.75-t0.35	3.20	2.46	4.24	4.38
D-H20-l2-h0.7-t0.5	1.49	0.769	2.41	2.15
D-H20-l2-h1-t0.5	1.75	0.94	2.54	2.36
D-H20-l2-h1.75-t0.5	1.95	1.35	2.70	2.65

Table2. Maximum base shear (KN)

Wall	Tabas		near/far	Northridge		near/far
	near	far		near	far	
D-H10-l2-h0.7-t0.35	2300	1472	1.56	3215	2086	1.54
D-H10-l2-h1-t0.35	2348	1597	1.47	3344	2595	1.29
D-H10-l2-h1.75-t0.35	2986	2220	1.35	3681	2922	1.26
D-H20-l2-h0.7-t0.5	3314	2593	1.28	5367	4845	1.11
D-H20-l2-h1-t0.5	3553	3063	1.16	5531	5140	1.1
D-H20-l2-h1.75-t0.5	3555	3125	1.14	5571	5478	1.02

3- Numerical results

Twenty-four non-linear time history analyses were performed and seismic behavior, structural demands, the maximum base shear, the maximum relative displacement of wall, maximum acceleration of roofs and stress distribution in the beams were compared. For example Fig. 4 shows maximum displacement of a 10 story coupled shear wall and Tables 1 and 2 show the maximum base shear and acceleration of roof.

4- Conclusions

The results of this research illustrate that due to the specific characteristics of near-fault records, coupled shear walls show different behavior under near-field seismic loads. According to the analysis the most important results are as follows:

- 1- The maximum relative displacement of coupled shear walls under near-fault records occurred in the middle stories for 10- story walls and in the upper story for 20- story walls.
- 2- The base shear for near-fault records is more than that of far-fault records.
- 3- The amplification factor of base shear increases with the increase in the period of the structure.

- 4- Hysteresis loops according to near-field records show that energy is higher in comparison with the far-field records.
- 5- Wider area of reinforcement in the beams and walls are yielding under near field records.

CONTENTS

Evaluation of Coupled- Shear Walls Subjected to Near-Field Earthquakes	S. M. Razzaz -H. Shariatmadar	1
Fire Risk Assessment of Gas Infrastructure on Different Urban land Uses after Earthquake (Case Study: District No .20 of Tehran Metropolitan	A. Sadeghian – B. Omidvar	17
Seismic Analysis of Persian Historical Brick Masonry Minarets	M. Hejazi –S.M. Moayedian - M. Daei	35
A New Approach on Unit Flood Response Method for Spatial Prioritization of Flood Control Activities	A. Naddafy –S.M. Hosseini	51
Experimental Investigation of the Effect of Air Entrained on the Vertical Jet Scour Hole	B. Lashkar-Ara - A. Lashkar-Ara M. Fathi Moghadam	67
Comparison of RSM and LES Turbulence Models on Sharp Bend	J. Mozaffari –A. Samadi –S. A. Mohseni Movahhed –D. Davoud-Maghami	77
Study of the Effect of Length Variations of Triangular-Shaped Vanes on Erosion and Sedimentation Pattern in a 90° Mild Bend	M. Bahrami Yarahmadi M. Shafai Bejestan	87
An Efficient Meta-heuristic Algorithm for Project Scheduling With Multiple Modes	M. H. Seb –M. R. Afshar - Y. Alipouri	101
Numerical Investigation of Formation of Bed Topography in a U Shape with Channel Bend with Lateral Intake SSIIM2	H. Asiaei –H. Montaseri	115
Analytical Investigation of Interaction Between Flexible Circular Plate with Transversely Isotropic Half-space	G. Gorji-Bandpay - M. Eskandari-Ghadi A. Ardeshtir-Behrestaghi	133
Experimental Study of Steel Plate Shear Walls with Composite Steel Infill Plates under Cyclic Loading	F. Nateghi- Alahi M.Khazaei-Poul	155
Numerical Analysis of Geosynthetic Reinforced Walls	A. Shahandashti F. Moghadas nejad –E. Aflaki	171
Estimating the Probable Maximum Precipitation in the Bakhtiari Dam Basin Using the Statistical and Synoptical Methods	M.H. Noori Gheidari - A.R.Telvari	189



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F.Irani
Editor-Chief: M. Reza Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. R. Jafarzade	professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. kheirodin	professor	Semnan University
A. Soroush	Associate professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Attarnejad	professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 513 8763307; Fax: +98 511 8806024; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

ISSN 2008-7454

Evaluation of Coupled- Shear Walls Subjected to Near-Field Earthquakes S. M. Razzaz -H. Shariatmadar	1
Fire Risk Assessment of Gas Infrastructure on Different Urban land Uses after Earthquake (Case Study: District No. 20 of Tehran Metropolitan) A. Sadeghian- B. Omidvar	17
Seismic Analysis of Persian Historical Brick Masonry Minarets M. Hejazi - S.M. Moayedian - M. Daei	35
A New Approach on Unit Flood Response Method for Spatial Prioritization of Flood Control Activities A. Naddafy - S.M. Hosseini	51
Experimental Investigation of the Effect of Air Entrained on the Vertical Jet Scour Hole B. Lashkar-Ara - A. Lashkar-Ara - M. Fathi Moghadam	67
Comparison of RSM and LES Turbulence Models on Sharp Bend J. Mozaffari - A. Samadi - S. A. Mohseni Movahhed D. Davoud-Maghani	77
Study of the Effect of Length Variations of Triangular-Shaped Vanes on Erosion and Sedimentation Pattern in a 90° Mild Bend M. Bahrami Yarahmadi - M. Shafai Bejestan	87
An Efficient Meta-heuristic Algorithm for Project Scheduling With Multiple Modes M. H. Seb -M. R. Afshar - Y. Alipouri	101
Numerical Investigation of Formation of Bed Topography in a U Shape Channel Bend with Lateral Intake with SSIM2 H. Asiaei - H. Montaseri	115
Analytical Investigation of Interaction Between Flexible Circular Plate with Transversely Isotropic Half-space G. Gorji-Bandpay - M. Eskandari-Ghadi A. Ardeshir-Behrestaghi	133
Experimental Study of Steel Plate Shear Walls with Composite Steel Infill Plates under Cyclic Loading F. Nateghi- Alahi - M. Khazaei-Poul	155
Numerical Analysis of Geosynthetic Reinforced Walls A. Shahandashti F. Moghadas nejad -E. Aflaki	171
Estimating the Probable Maximum Precipitation in the Bakhtiari Dam Basin Using the Statistical and Synoptical Methods M.H. Noori Gheidari - A.R. Telvari	189

Vol. 27, No. 1
Autumn & Winter 2016