

پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

دوفصلنامه، سال ششم، شماره ا، بهار و تابستان ۱۳۹۹

۰۱-۱۶	شناسایی و ارائه الگوریتم کنترل کیفیت اجرای روسازی آسفالتی به روش طبقه‌بندی داده‌ها و شبکه عصبی مصنوعی
۱۷-۲۸	محمد حمیدی‌نیا، محمد‌مهدی خیری و مهدی مخبری تحلیل رفتار سازه‌های فضاکار در عرضه پل‌ها با تغییرات قطر و طول اعضا
۲۹-۴۰	محمد‌حسین تقی‌زاده ولدی و مهدیه پورهادی گوابری مطالعه رفتار ساخته‌مان با سیستم مهاربند برومندحور و دیوار پرکننده در زلزله سرپل ذهاب
۴۱-۵۳	محمد‌درخسا تابش پور و آزاده نوری‌فرد ارزیابی و مدیریت ریسک پروژه‌های توزلزنی از دیدگاه مخاطرات ژئوتکنیکی با استفاده از روش تحلیل درخت خط: مطالعه موردی
۵۵-۷۱	رضا میکائیل، یاور جلیلی کشتیان، کورش شهریار و امیر جعفرپور تحلیل حساسیت خرابی پیش‌رونده در قابهای خمشی و مهاربندی شده هم مدور فولادی با پلان‌های مستطیلی و L شکل
۷۳-۸۸	حفره روحانی و مجید قله‌کی پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی بستر رست ثبت‌نشده با سیمان و باطله سنگ‌آهن با استفاده از روش‌های هوش محاسباتی
۸۹-۱۰۲	طوبی جیدری دزفولی و علیرضا غنی‌زاده ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های خربایی بلند (مشعل) با استفاده از منحنی‌های شکنندگی
۱۰۳-۱۱۳	سعیده کوهستانی، بیژن سیاف‌زاده و مهدی شریفی تعیین مدول تغییرشکل‌پذیری با استفاده از مطالعات زمین‌شناسی مهندسی و آزمایش‌های بر جا (مطالعه موردی)
۱۱۵-۱۶	اکبر چشمی، علی برهانی و رضا حسینی یک سیستم تصمیم یار فازی برای انتخاب سقف و اسکلت بنا
۱۲۷-۱۴۰	پدرام حسینی و محمد خلیلی درمنی شیوه‌سازی عددی پدیده کاویتاسیون در سرریز پلکانی به کمک نرم‌افزار Fluent فریده کریمی پیرموسائی و علیرضا مردوخ پور
۱۴۱-۱۵۱	مطالعه عددی آبشستگی محلی تحت جت آبگرم خروجی از نیروگاه‌ها (مطالعه موردی: خروجی نیروگاه نکا) زهرا مهرابی، رضا کمالیان، محمد بایانی و احسان جباری
۱۵۳-۱۷۳	تحلیل روش‌های ارزیابی عامل کیفیت در بهینه‌سازی مسئله موازنۀ زمان-هزینه در صنعت ساخت‌وساز سید علی بنی‌هاشمی و علیرضا شهرکی



پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

مجله علمی

هیأت تحریریه

دکتر مرتفعی اسکندری قادری

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران

دکتر سید روح الله حسینی واعظ

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر ماشاء الله خامه چیان

استاد، گروه زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر مهدی خدابرست

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر طاهر رجایی

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر علی قنبری

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر وحید نورانی

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

سال ششم، شماره اول

بهار و تابستان ۱۳۹۹

صاحب امتیاز

دانشگاه قم

مدیر مسئول:

دکتر علی محمد رجبی، استادیار، گروه زمین‌شناسی مهندسی،

دانشگاه تهران

سردبیر:

دکتر علی قنبری، استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه

خوارزمی

دستیار سردبیر:

دکتر سید روح الله حسینی واعظ، دانشیار، گروه مهندسی

عمran، دانشگاه قم

ویراستار:

طاهره عارف زاده، کارشناس ارشد مهندسی عمران، گروه

مهندسی عمران، دانشگاه قم

طرح روی جلد: سید محمد جواد حسینی واعظ

صفحه آرایی: طاهره عارف زاده

اظاهر چاپ: محمد رضا شجاعی

شاپا الکترونیکی: ۲۴۷۶-۴۰۶۸

شاپا چاپی: ۲۴۷۶-۴۰۵۱



نشانی: قم، جاده قدیم اصفهان، دانشگاه فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دفتر مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

کد پستی: ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱

تلفن: ۰۲۵-۳۲۱۰۳۵۹۰

نمبر: ۰۲۵-۳۲۸۵۴۲۲۸

نشانی سایت: <http://cer.qom.ac.ir/>

پست الکترونیک: cer@qom.ac.ir

قیمت: ۱۰۰۰۰۰ ریال

مقالات این شماره

- شناسایی و ارائه الگوریتم کنترل کیفیت اجرای روسازی آسفالتی به روش طبقه‌بندی داده‌ها و شبکه عصبی
مصنوعی
محمد حمیدی‌نیا، محمد‌مهدی خبیری و مهدی مخبری
- تحلیل رفتار سازه‌های فضاکار در عرشه پل‌ها با تغییرات قطر و طول اعضا
محمدحسین تقی‌زاده ولدی و مهدیه پورهادی گوابری
- مطالعه رفتار ساختمان با سیستم مهاربند برومنورون محور و دیوار پرکننده در زلزله سرپل ذهاب
محمد رضا تابش پور و آزاده نوری‌فرد
- ارزیابی و مدیریت ریسک پروژه‌های تولید زنی از دیدگاه مخاطرات ژئوتکنیکی با استفاده از روش تحلیل درخت خط:
مطالعه موردی
رضا میکائیل، یاور جلیلی کشتیبان، کورش شهریار و امیر جعفرپور
- تحلیل حساسیت خرابی پیش‌روندۀ در قاب‌های خمشی و مهاربندی شده هم محور فولادی با پلان‌های مستطیلی و L شکل
حمزه روحی و مجید قله‌کی
- پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی بستر رسی ثابت شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن با استفاده از روش‌های هوش
محاسباتی
طوبی حیدری دزفولی و علیرضا غنی‌زاده
- ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های خرپایی بلند (مشعل) با استفاده از منحنی‌های شکنندگی
سعیده کوهستانی، بیژن سیاف‌زاده و مهدی شریفی
- تعیین مدول تغییرشکل‌پذیری با استفاده از مطالعات زمین‌شناسی مهندسی و آزمایش‌های برجا (مطالعه موردی)
اکبر چشمی، علی برهانی و رضا حسینی
- یک سیستم تصمیم‌یار فازی برای انتخاب سقف و اسکلت بنا
پدرام حسینی و محمد خلیلی درمنی
- شبیه‌سازی عددی پدیده کاویتاسیون در سوریز پلکانی به کمک نرم‌افزار Fluent
فریده کریمی پیرموسائی و علیرضا مردوخ پور
- مطالعه عددی آبستتگی محلی تحت جت آبگرم خروجی از نیروگاه‌ها (مطالعه موردی: خروجی نیروگاه نکا)
زهرا مهرابی، رضا کمالیان، محمد بابایی و احسان جباری
- تحلیل روش‌های ارزیابی عامل کیفیت در بهینه‌سازی مسئله موازنۀ زمان-هزینه در صنعت ساخت‌وساز
سید علی بنی‌هاشمی و علیرضا شهرکی

درباره نشریه

نشریه علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه قم با عنوان «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» افتخار دارد دستاوردهای علمی-پژوهشی محققان کشور را به نحو شایسته‌ای در اختیار پژوهشگران و محققان فعال در زمینه‌های مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی قرار دهد. این نشریه سعی دارد زمینه‌ای را برای مجموعه گسترده‌ای از مطالعات علمی و فنی فراهم کند تا نیازهای در حال تحول در حوزه زیرساخت‌های مهندسی عمران را منعکس نماید.

مجوز انتشار این نشریه علمی در سال ۱۳۹۳ براساس مصوبه شماره ۹۳/۱۲۹۹ مورخ ۱۳۹۳/۱/۲۶ وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی تحت عنوان «پژوهش‌های عمران و محیط‌زیست» صادر شد. در ادامه این نشریه در سال ۱۳۹۹ به «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» با مجوز شماره ۲۴۱۶۳ وزارت و ارشاد اسلامی تغییر نام داده شد. مقالات پژوهشی، مروری و کوتاه در این نشریه به زبان فارسی و بهصورت دوفصلنامه به چاپ می‌رسد. تمامی مقالات منتشر شده در این نشریه تحت فرآیند داوری بهصورت «اطلاعات یک جانبه بسته» قرار گرفته‌اند. همچنین تمامی متنون اصلی فارسی این مقالات بهوسیله مشابهت‌یاب سمیم نور و متن انگلیسی چکیده آنها بهوسیله مشابهت‌یاب iThenticate به منظور منحصر بهفرد بودن این مطالعات، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در راستای تحقق دستیابی به سطوح بین‌المللی، درج شناسه دیجیتال مقاله (DOI) با پیش‌شماره اختصاصی ۱۰/۲۲۰۹۱ به صاحب امتیازی دانشگاه قم، برای کلیه مقالات منتشر شده در این نشریه، بهصورت رایگان صورت می‌پذیرد.

به منظور تسهیل در دریافت مقالات، انجام داوری و پیگیری‌های بعدی، نویسنده‌گان محترم بایستی ضمن ثبت نام در پایگاه نشریه، مقالات خود را از طریق سامانه ارسال نمایند. اعضای هیات تحریریه نشریه پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی مصمم هستند که فرآیند مکاتبات و داوری مقالات در کوتاه‌ترین زمان ممکن صورت گیرد و نتیجه در اولین فرصت به اطلاع نویسنده‌گان محترم برسد.

مخاطبان این نشریه تحت مجوز حق انتشار بین‌المللی و اجازه دسترسی ۴/۰ (CC BY 4.0) می‌توانند مطالب و یا قالب موجود را نسخه‌برداری و توزیع نمایند. همچنین دسترسی به مقالات این نشریه رایگان است (Open Access). نشریه پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی برای ارسال، داوری و چاپ مقاله از نویسنده‌گان هزینه‌ای دریافت نمی‌کند.

اصول اخلاقی نشریه و مصادیق سوء رفتار در نشر

سیاست‌های اخلاقی نشریه «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» براساس اصول کمیته بین‌المللی اخلاق نشر (COPE) و رعایت منشور اخلاقی نشریات وزارت علوم، تحقیقات و فناوری می‌باشد که سردبیر نشریه، خوانندگان، نویسنده‌گان، داوران و دبیران علمی به آن متعهد هستند. براساس این منشور اخلاقی، نشریه برای انواع مقالات ارسال شده، صلاحیت تعیین شماره مورد نظر برای چاپ را دارد. به علاوه، مؤلفان، داوران، دبیران علمی و سردبیر هنگام همکاری با نشریه «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» باید این اصول اخلاقی را رعایت کنند. مشروح اصول کمیته بین‌المللی اخلاق نشر (COPE)، در آدرس <http://publicationethics.org> قابل دسترسی می‌باشد.

وظایف و مسئولیت‌های سردبیر و دبیران علمی:

۱. سردبیر و دبیران علمی این نشریه وظیفه و مسئولیت قبول یا رد مقاله را به‌عهده می‌گیرند.
۲. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید رونوشت‌های ارسال شده را تا هنگام انتشار، محرمانه نگه دارند.
۳. سردبیر و دبیران علمی تصمیمات نهایی مورد نظر در رابطه با انتشار یا عدم انتشار یک رونوشت را اتخاذ می‌کنند.
۴. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید اصل بینامی داوران را حفظ کنند.
۵. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید از تعارض منافع جلوگیری کنند.
۶. سردبیر و دبیران علمی این نشریه ملزم به رعایت صیانت علمی و تلاش برای رفع نیازهای علمی خوانندگان خود هستند.
۷. سردبیر و دبیران علمی این نشریه سرقت ادبی و تقلب و کلاهبرداری‌های احتمالی را شناسایی کنند و در موارد نیاز اصلاحات، توضیحات، و واپس‌گیری‌ها و عذرخواهی‌ها را ارائه دهند.
۸. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید به محتوای پژوهشی مرتبط، متمرکز و محدود باشند.
۹. سردبیر و دبیران علمی این نشریه نباید اطلاعات رونوشت‌ها را برای افرادی غیر از نویسنده‌گان، نویسنده مسئول و داوران فاش کنند.
۱۰. رونوشت‌های منتشر نشده توسط سردبیر و دبیران علمی و یا اعضای دیگر برای مقاصد شخصی مورد استفاده قرار نخواهد گرفت.

وظایف و مسئولیت‌های داوران:

۱. داوران این نشریه می‌بایست با سردبیر و دبیران علمی برای تصمیم‌گیری در رابطه با انتشار رونوشت‌های ارسال شده همکاری کنند.
۲. داوران باید نظرات خود را به سردبیر و دبیران علمی برای تصمیم‌گیری در رابطه با انتشار یا عدم انتشار رونوشت، در زمان لازم ارائه دهند.
۳. داوران دعوت شده به این نشریه مسئولیت محرمانه نگه داشتن رونوشت‌های ارسال شده را بر عهده دارند.
۴. داوران ملزم به رعایت محرمانه نگه داشتن رونوشت‌های ارسال شده و عدم استفاده از اطلاعات آنان برای مقاصد شخصی هستند.
۵. نظرات داوران در رابطه با رونوشت‌های ارسال شده باید فنی و تخصصی باشد.
۶. داوران نباید رونوشت‌هایی که در آنها تعارض علائق با یکی از نویسنده‌گان، شرکت‌ها، یا مؤسسات وجود دارد را داوری کنند.

۷. داوران باید تعارض منافع را بیان و از رخداد آن جلوگیری کنند.

وظایف و مسئولیت‌های نویسنده‌گان:

۱. رونوشت‌ها باید فقط به زبان فارسی و با نگارش صحیح و با اصطلاحات مناسب ارسال شود.
۲. رونوشت‌ها نباید در جای دیگری (جز در قالب چکیده یا بخشی از یک سخنرانی، مقاله مروری، یا پایان‌نامه) چاپ شده باشند یا هم زمان توسط نشریه دیگر تحت بررسی باشند.
۳. نویسنده مسئول باید از رضایت دیگر مؤلفان همکار مطمئن بوده و نوشتار به تایید کلیه نویسنده‌گان رسیده باشد.
۴. یکی دیگر از مسئولیت‌های نویسنده‌گان، حصول اطمینان و کسب اجازه موسسه ایست که رونوشت ارسال شده مربوط به آن است.
۵. یکی از شرایط ارسال رونوشت اینست که مؤلفان اجازه ویرایش آن را برای قابلیت خوانایی بیشتر بدهد.
۶. از نویسنده‌گان انتظار می‌رود تا حامی مالی را برای اجرا و آماده‌سازی روند تحقیق به طور خلاصه بیان کنند.
۷. فرم تعهد اخلاقی و حق نشر می‌بایست که توسط مؤلفان قبل از پذیرش مقالات امضا و تایید شود.
۸. در نشریه‌های دسترسی آزاد، مؤلفان حق مالکیت مقاله خود را دارند اما در کنار آن به عموم افراد اجازه دانلود، چاپ، و توزیع مقاله خود را نیز می‌دهند.
۹. همه مؤلفان یک رونوشت می‌بایست بر سر اینکه نویسنده مسئول فرآیندهای بازنگری بعدی را پس از ارسال رونوشت و تایید نهایی پیش از چاپ بر عهده گیرد، توافق کنند.
۱۰. هنگامی که نویسنده یا نویسنده‌گان، رونوشت خطای مهمی را در کارشان دیدند، لازم است سریعاً دبیر علمی نشریه را برای تصحیح آن مطلع کنند.
۱۱. از آنجاکه سرقت ادبی یکی از خطاهای جدی و غیراخلاقی محسوب می‌شود، همه نویسنده‌گان می‌بایست بدانند که رونوشت‌های ارسال شده به این نشریه ممکن است توسط نرم‌افزارهای سرقت ادبی مورد تحلیل قرار گیرد.
۱۲. همه نویسنده‌گان لازم است فرآیند ارسال یک رونوشت را در این نشریه مطالعه کنند.

مصادیق نقض اصول اخلاقی انتشار توسط نویسنده‌گان:

۱. سرقت ادبی: سرقت ادبی به معنای استفاده عمدى از مقالات یا ایده‌های شخص دیگر به نام خود است. حتی استفاده از یک جمله شخص دیگر یا جملات قبلی خود بدون ذکر منبع، سرقت محسوب می‌شود. تمامی رونوشت‌های ارسال شده به این نشریه توسط نرم‌افزارهای سرقت ادبی مورد بازبینی قرار می‌گیرند.
۲. داده‌سازی و تحریف: داده‌سازی هنگامی است که محقق در عمل، مطالعه‌ای را انجام نداده اما داده و نتیجه‌گیری ارائه می‌دهد. تحریف نیز هنگامی رخ می‌دهد که تحقیقی را انجام داده اما داده‌ها و نتایج آن را تغییر می‌دهد.
۳. ارسال همزمان: هنگامی است که یک رونوشت به دو نشریه ارسال می‌شود.
۴. ارسال دو نسخه‌ای (المثنی): هنگامی رخ می‌دهد که دو یا چند مقاله دارای فرضیات، داده‌ها و نتایج یکسان هستند.
۵. ارسال تکراری (اضافی): به معنی تقسیم یک مطالعه به مقالات متعدد و ارسال آنها می‌باشد.
۶. سهیم کردن نادرست نویسنده دیگر: همه نویسنده‌گان لیست شده در مقاله می‌بایست در انجام آن سهیم باشند.
۷. دستکاری منابع: هنگامی است که در قسمت پایانی یک رونوشت منابع متعددی ذکر می‌شود، در حالی که در محتوای متن نامی از آنها برده نشده است.

اهداف

- تقویت رشد تحقیقات علمی در بین مهندسان و دانشمندان ایرانی
- ایفای نقش رابطی جهت در دسترس قرار دادن ثمره این تحقیقات در جوامع ملی و بین‌المللی مهندسی عمران
- تمرکز در زمینه‌های پژوهشی مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی
- انتشار تحقیقات با کیفیت بالا از جوامع دانشگاهی همراه با نرخ استناد بالا و تاثیرگذاری در دست‌یابی به مسیرهای مرتبط با صنعت

نشریه «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» یک نشریه علمی است که در حوزه مهندسی عمران به نشر مقالات علمی می‌پردازد. محققان و پژوهشگران محترم می‌توانند نتایج تحقیقات علمی و وزین خود در زمینه‌های مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی را جهت بررسی، داوری و چاپ از طریق سامانه آنلاین به نشریه ارسال نمایند.

محورهای پژوهشی نشریه

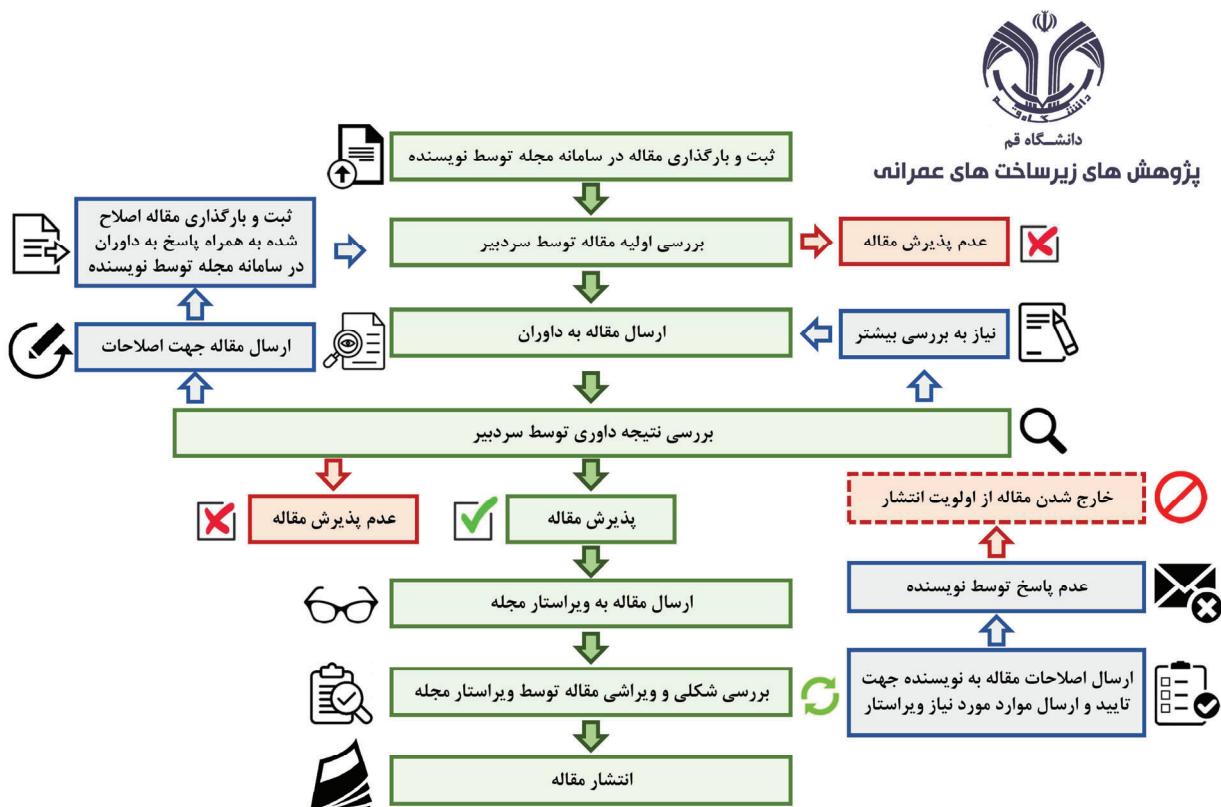
زیرساخت‌های عمرانی شامل سدها، پل‌ها، سیستم‌های حمل و نقل، سازه‌های ژئوتکنیکی، ساخت و سازهای زیرزمینی، خطوط لوله، سیستم‌های توزیع آب، ساختمان‌ها، سازه‌های دریایی، نیروگاه‌ها، فرودگاه‌ها، سکوهای دریایی می‌شود.

مهمترین محورهای پژوهشی مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی به شرح زیر است:

- سیستم‌های هوشمند زیرساخت‌های عمرانی
- قابلیت اطمینان و مدیریت ریسک
- طراحی و ساخت
- آنالیز شکست
- فناوری‌های اطلاعات در زیرساخت‌های عمرانی
- آزمون‌های صحرایی
- مدیریت ساخت و ارزش
- بهینه‌سازی
- اتوماسیون و رباتیک در زیرساخت‌های عمرانی
- کنترل پروژه و ابزار دقیق
- مدل‌سازی ریاضیاتی
- روش‌های عددی و آزمایشگاهی
- ارزیابی و پایش
- سیستم‌های توسعه پایدار زیرساخت‌های عمرانی
- اثرات زیست‌محیطی
- استراتژی‌های بهسازی، تعمیر و نگهداری
- آزمون‌های غیرمختسب

فرآیند پذیرش مقالات

فرآیند پذیرش مقاله در این نشریه از ارسال تا چاپ نهایی مطابق با نمودار فلودیاگرام زیر صورت می‌پذیرد.
مدت زمان این فرآیند، به قبول داوری توسط داوران محترم، ارسال نظرات داوری و پاسخگویی به نظرات داوران توسط نویسنده‌گان
بستگی دارد.



محمد حمیدی‌نیا

پردیس فنی و مهندسی،
دانشکده مهندسی عمران،
دانشگاه یزد.

پست الکترونیک:
hamidiniamohammad@gmail.com

محمد‌مهدی خبیری*

پردیس فنی و مهندسی، دانشکده
مهندسی عمران، دانشگاه یزد.

پست الکترونیک:
mkhabiri@yazd.ac.ir

مهندی مخبری

دانشکده فنی و مهندسی،
دانشگاه استهبان.

پست الکترونیک:
mehdimokhberi@gmail.com

شناسایی و ارائه الگوریتم کنترل کیفیت اجرای روسازی آسفالتی به روش طبقه‌بندی داده‌ها و شبکه عصبی مصنوعی

اجرای آسفالت یکی از مهم‌ترین پارامترهای کیفیت روسازی آسفالت بوده که همواره در هر پروژه پخش آسفالت باید به آن دقت نمود. هدف از این پژوهش، بررسی عملکرد شبکه عصبی مصنوعی و الگوریتم درخت تصمیم و پیش‌بینی پارامترهای طرح اختلاط و میدانی مؤثر بر تراکم روسازی بوده تا با شناسایی و کنترل این پارامترها بتوان مقدار پارامتر تراکم را کنترل نمود. در این تحقیق، با استفاده از داده‌های جمع‌آوری شده از گزارش تعیین تراکم نسبی آسفالت، گزارش منحنی دانه‌بندی و نتایج آزمایش‌های آسفالت گرم و گزارش طرح اختلاط آسفالت همچنین با به‌کارگیری الگوریتم درخت تصمیم و شبکه عصبی مصنوعی به پیش‌بینی پارامترهای مؤثر بر تراکم پرداخته شده است. نتایج نشان می‌دهد داده‌هایی که دارای دمای پخش بین ۱۲۶ تا ۱۵۵ درجه سانتی‌گراد، درصد شکستگی در دو جهه بیشتر از ۹۵/۵٪، استحکام (مقاومت مارشال) کمتر از ۱۴۱۷/۵ کیلوگرم-نیرو و فضای خالی کمتر از ۵/۴۵٪ بودند، تراکم در آنها دارای مقدار مناسب (بیشتر از ۹۷٪) بود. در نتیجه، این پارامترها مؤثرترین پارامترها در طرح اختلاط آسفالت معرفی شد.

واژگان کلیدی: روسازی آسفالتی، کنترل کیفیت، داده‌کاوی، درخت تصمیم، شبکه عصبی مصنوعی.

۱- مقدمه

ویژگی‌های مواد و مصالح، چگالی اولیه، ترافیک عبوری یا فصل و شرایط محیطی ساخت روسازی و همچنین پارامترهای میدانی مانند دمای محیط، ضخامت روسازی، نوع و وزن غلتک، تراکم لایه‌های زیرین، و سرعت فینیشور باشد. از این‌رو، شناخت و بررسی هریک از عوامل مؤثر بر تراکم کافی مخلوط آسفالتی باعث افزایش عمر روسازی، کاهش هزینه‌های تعمیر و مرمت، و جلوگیری از گسیختگی زودهنگام روسازی می‌شود.

هدف از انجام این مطالعه، استفاده از تکنیک داده‌کاوی درخت تصمیم CART^۱ برای تعیین اینکه کدام پارامترها تأثیر بیشتری بر کیفیت، حساسیت و میزان تراکم رویه آسفالتی در پروژه‌های اجرا شده

تراکم کافی روسازی آسفالتی در مرحله ساخت، از ضروریات عملکرد مناسب آن در طی عمر طولانی‌مدت آن است. اما امروزه با وجود انجام عملیات تراکم طبق آیین‌نامه، سطح آسفالت به تراکم مورد نظر نرسیده و پیمانکاران ملزم به پرداخت جریمه می‌شوند. تراکم کم یا زیاد، در فرآیند ساخت باعث خرابی‌های زودرس و خرابی‌های در طی زمان می‌شود. عوامل مؤثر در تراکم روسازی بسیار زیاد هستند، این عوامل می‌تواند ناشی از

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۰۸/۰۵، بازنگری ۱۳۹۸/۰۹/۱۵، پذیرش ۱۳۹۸/۱۰/۲۲.

شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2020.4923.1181

^۱- Classification And Regression Tree

پخش شده باید قبل از اینکه بار ترافیکی روی آن قرار گیرد به اندازه کافی سرد شود. ایشان نتیجه گرفتند که مخلوط آسفالتی داغ تازه پخش شده باید حتماً قبل از قرار گرفتن بار ترافیکی روی آن، سرد شود [۴]. طبق تحقیق شرکت سیستم‌های ترنس تک^۴ (۲۰۱۸) حول موضوع شاخص کیفیت غیرهسته‌ای روسازی شیوه‌های اندازه‌گیری تراکم لایه‌های روسازی در محل متفاوت است، و با استفاده از روش تراکم‌سنجی الکترومغناطیسی می‌توان نتایج تراکم را در هر نقطه خیلی سریع‌تر و ایمن‌تر از دیگر روش‌های تعیین وزن مخصوص به‌دست آورد [۵]. در تحقیقی دیگر (۲۰۱۶) در رابطه با تأثیر تراکم بر مقاومت لغزشی روسازی‌های آسفالتی محققان به این نکته اشاره نمودند که تراکم، اثر بسیار زیادی بر عملکرد مخلوط‌های آسفالتی دارد؛ اما تحقیق بسیار کمی در زمینه اثر تراکم بر مقاومت لغزشی روسازی‌های آسفالتی انجام شده است. سطوح متراکم شده توسط غلتک‌های ارتعاشی دارای توزیع فضای خالی یکسانی در مقایسه با سطوح متراکم شده با غلتک‌های استاتیک می‌باشد [۶].

پژوهشگران (۲۰۱۳) در تحقیقی با هدف پژوهش اثرات شرایط تراکم میدانی بر ویژگی‌های مکانیکی مخلوط آسفالتی و سپس مقایسه این ویژگی‌ها با ویژگی‌های نمونه‌های آماده شده با تعداد چکش‌های مارشال متفاوت به این نتیجه رسیدند که نمونه‌های آزمایشگاهی و میدانی به جهت‌های مختلف تحت تأثیر سطح تراکم و دما قرار می‌گیرند. با توجه به نتایج آزمایش خرز دینامیکی (خرز پویا)، افزایش مشاهده شده در عدد روانی نمونه‌ها همراه با افزایش دما بیشترین مقدار را برای نمونه‌های متراکم شده توسط چکش مارشال و کمترین مقدار را برای نمونه‌های میدانی دارا بود [۷]. پلاتی^۵ و همکاران (۲۰۱۴) پژوهشی حول استفاده از گرماسنج مادون‌قرمز

می‌گذارند و براساس آنها کنترل‌های دقیق‌تری در میدان بر روی پارامترها انجام شود.

۲- مرور منابع

بیجلولد^۶ و همکاران (۲۰۱۲) در تحقیقی بر روی رابطه بین دمای تراکم و خواص مکانیکی روسازی آسفالتی به این نتیجه رسیدند که دمای تراکم مخلوط آسفالتی برای کیفیت نهایی روسازی مهم است. تراکم روسازی در خارج از محدوده دمایی تراکم، با وجود دستیابی به تراکم موردنظر می‌تواند مقاومت در برابر ترک آسفالت را تا ۳۵٪ کاهش و احتمال ترک خوردن را تا ۴۰٪ افزایش دهد [۱].

چنگ^۷ و همکاران (۲۰۰۹) در پژوهشی حول تأثیر مشخصات مخلوط بر نرخ سرد شدن روسازی آسفالتی و با هدف تخمین زمان موجود برای تراکم مخلوط آسفالتی داغ در شب به این نتیجه رسیدند که نرخ سرد شدن مخلوط آسفالتی با دانه‌بندی پیوسته و مخلوط با دانه‌بندی متخالخل بسیار متفاوت است. با افزایش فضای خالی از ۱۰٪ به ۲۰٪ زمان لازم برای رسیدن به دمای ۸۰ درجه سانتیگراد تا ۵۰٪ کاهش می‌یابد. زمان مورد نیاز برای سرد شدن تا دمای ۸۰ درجه سانتیگراد دمای پایداری و دمای ۵۰ درجه سانتیگراد دمای باز شدن مسیر بر روی ترافیک برای ضخامت‌ها و عمق‌های متفاوت مشخص شد [۲]. همچنین استفاده از مصالح مختلف بازیافتی نظری فریتدر چگالی آسفالت تغییراتی ایجاد می‌کنند، که این تغییرات می‌تواند در فرآیند تراکم و اجرای آنها نیز تأثیرگذار باشد [۳].

در سال ۲۰۱۴ پژوهشگران در تحقیق خود تحت عنوان تخمین زمان سرد شدن مخلوط آسفالتی داغ تازه پخش شده در شرایط هوایی متفاوت به این نکته اشاره نمودند که در تولید مخلوط آسفالتی داغ، مخلوط تازه

⁴- Trans-Tech

⁵- Plati

²- Bijleveld

³- Chang

در تحقیق حاضر، نتیجه‌گیری شد که آنالیز CART جایگزینی مناسب برای تجزیه و تحلیل نرخ تصادفات آزادراه در مقایسه با مدل رگرسیون دو جمله‌ای منفی می‌باشد. همچنین نتایج بهدست آمده در اینجا با بررسی طیف وسیعی از متغیرها از جمله هندسه بزرگراه، ترافیک و ویژگی‌های زیستمحیطی، بینش ارزشمندی را در رابطه بین عوامل خطر و تصادفات خودرو نشان می‌دهد [۱۰]. ریواس^۶ و همکاران (۲۰۱۱) در پژوهشی حول موضوع علت و پیش‌بینی تصادفات محل کار با استفاده از تکنیک‌های داده‌کاوی به این نتیجه رسیدند که روش تحقیق آمار توصیفی متداول که امروزه به منظور پژوهش در حوزه خطرات محل کار استفاده می‌شود، به طور مناسب روابط علت-اثربخشی را شناسایی ننموده و امکان ساخت مدل‌هایی که بتوانند تصادفات را پیش‌بینی کنند ندارند. محققان در این تحقیق از تکنیک‌های داده‌کاوی (درخت تصمیمی، بردار ماشین پشتیبان و شبکه‌های بیزی) و اطلاعات بهدست آمده از مصاحبه‌های بعد از تصادف برای ساخت مدل تصادف استفاده نمودند. نتیجه تحقیق ایشان نشان‌دهنده پیشرفتی مهم در زمینه مدیریت اطلاعات تصادفات محل کار می‌باشد. نتایج رضایت‌بخش درخت‌های تصمیمی و شبکه بیزی نشان از این است که این دو، ابزارهای قابل اعتمادی برای مطالعات تصادفات محل کار و علل آنها می‌باشد. کیفیت نتایج به‌گونه‌ای است که امکان طراحی و برنامه‌ریزی مطالعه‌ای هدفمندتر و جامع‌تر با هدف درک عمیق‌تر علل تصادف را می‌دهد [۱۱]. شریعت مهیمنی و توکلی کاشانی (۱۳۸۹) پژوهشی حول موضوع تحلیل شدت مصدومیت ناشی از تصادف‌ها در راههای دوخطه برون‌شهری با استفاده از مدل‌های داده‌کاوی به انجام رسانند. هدف از این پژوهش، شناسایی مهم‌ترین عوامل تعیین‌کننده در شدت مصدومیت رانندگان و سایر سرنشیان و سایل نقلیه درگیر

برای ارزیابی پخش و تراکم مخلوط آسفالتی داغ و بررسی اثربخشی و عملی بودن گرماسنج مادون قرمز به عنوان یک تکنولوژی نوظهور به انجام رسانند. نتایج حاصله از این قرار بود که با استفاده از گرماسنج مادون قرمز حین ساخت مخلوط آسفالتی داغ، تفاوت‌های دمایی روی سطح آسفالت به راحتی شناسایی شده و نقاط سردی که نیاز به انرژی تراکم بیشتری دارند را به طور همزمان در اختیار مهندسین قرار می‌دهد [۸].

داده‌کاوی هنر و علم استخراج اطلاعات پنهان، از مجموعه‌ای از داده‌های فراوان است. روش‌های اصلی داده‌کاوی دو دسته می‌باشند: توصیفی و پیش‌بینانه. وظایف روش توصیفی این است که خواص عمومی داده‌ها را مشخص می‌کند. هدف از توصیف، یافتن الگوهایی در داده‌های است که قابل تفسیر باشد. از روش پیش‌بینانه به منظور پیش‌بینی رفتارهای آینده آنها استفاده می‌شوند [۹].

برای سال‌های متوالی از مدل‌های آماری برای تجزیه و تحلیل رابطه بین تصادفات و عوامل خطر استفاده شده است. در بین این مدل‌ها، روش پواسون و رگرسیون دو جمله‌ای منفی به خاطر طبیعت نرخ تصادفات در تقاطعات آزادراه (اعداد گسترشته و غیرمنفی) در سال‌های اخیر کاربرد گسترده‌ای داشته است. براساس بحث‌های انجام شده حول این تحقیق، آنالیز CART در مقایسه با روش رگرسیون دو جمله‌ای منفی هم از نظر تئوری و هم از نظر عملی دارای مزیت‌هایی می‌باشد. از نظر تئوری مزیت آن این است که نیازی نیست شکل عملکردی مدل و فرض وجود رابطه بین عوامل خطر از قبل مشخص باشد؛ از نظر عملی نیز مزیت آن این است که توانایی نمایش گرافیکی نتایج را دارد که این کار درک نتایج را آسان می‌نماید. از مضرات این روش، عدم استفاده مؤثر و بهینه از متغیرهای پیوسته و ترتیبی، فراهم نکردن سطح احتمال یا بازه اطمینان برای عوامل خطر و پیش‌بینی‌ها و مشکل در انجام آنالیز حساسیت می‌باشد.

⁶- Rivas

CART از شاخص جینی^۷ به عنوان اندازه ناخالصی استفاده می‌شود. دوم، اگر متغیر وابسته اسمی بیش از دو طبقه باشد، در الگوریتم CART باید طبقات آن طوری باهم ادغام شوند که در نهایت، متغیر هدف، دو طبقه‌ای باشد؛ که این فرآیند را دو بخشی‌سازی می‌گویند. سوم، اگر متغیر هدف، پیوسته (عددی) باشد، الگوریتم CART مجموعه‌ای از معادلات رگرسیونی درخت مبنا برای پیش‌بینی متغیر هدف ارائه می‌دهد. اگر متغیر هدف، پیوسته باشد آن را درخت رگرسیونی و اگر اسمی باشد درخت دسته‌بندی می‌نمند.^[۱۳]

بسته به متغیر هدف، چندین اندازه ناخالصی برای پیدا کردن تقسیم‌گر در مدل CART وجود دارد. اگر متغیر هدف، طبقه‌ای باشد؛ می‌توان از شاخص‌های جینی، دو بخشی‌سازی یا دو بخشی‌سازی ترتیبی استفاده کرد. اگر متغیر هدف، پیوسته باشد؛ می‌توان از کمترین مربعات خطای LSD^۸ یا کمترین قدرمطلق خطای LAD^۹ استفاده کرد. شاخص جینی، اندازه نامساوی است که توسط کارادو جینی^{۱۰} آماردان ایتالیایی توسعه یافته است و در سال ۱۹۱۲ در مقاله‌ای تحت عنوان بی‌ثباتی و تغییرپذیری^{۱۱} منتشر شد.^[۱۳] این شاخص، معمولاً برای نامساوی‌های درآمد به کار می‌رفت، اما برای اندازه‌گیری هر توزیع ناهموار نیز به کار گرفته می‌شد. شاخص جینی، مقداری بین صفر و یک است که مقدار صفر، مطابق با مساوی کامل (همه افراد درآمد یکسان دارند) و مقدار یک، مطابق نامساوی کامل (یک فرد همه درآمد را دارد و بقیه درآمد صفر دارند) می‌باشد. شکل اصلاح شده شاخص جینی به عنوان اندازه ناخالصی گره و معمولاً زمانی که متغیر وابسته، طبقه‌ای است استفاده می‌شود. کمترین مقدار آن برابر صفر و بیشترین مقدار آن برابر $(1 - 1/k)$ که در آن k تعداد طبقات متغیر وابسته است. شاخص

در تصادفات برای راههای اصلی دو خطه برونشهری بود. براساس نتایج به دست آمده، مدل CART به سادگی قابل فهم و تفسیر است، زیرا نتایج حاصله را به صورت گرافیکی نمایش می‌دهد. با توجه به تجزیه و تحلیل نرم‌افزار، عدم استفاده از کمرنند اینمی مهمنترین عامل در افزایش شدت مصدومیت سرنشینان و رانندگان وسایل نقلیه است. اقداماتی که جهت پیشگیری از این نوع تصادفات می‌توان انجام داد، اعمال برخوردهای سختگیرانه برای استفاده از کمرنند و استفاده از دوربین‌های پیشرفته جهت جریمه کردن متخلفین می‌باشد. از مهم‌ترین عوامل تشدیدکننده مصدومیت نیز سبقت خطرناک شناسایی شد. از جمله اقدامات جهت پیشگیری این نوع تصادفات نیز می‌توان به احداث باندهای سبقت و تشديد اعمال مقررات برای کاهش سبقت‌های خطرناک اشاره نمود.^[۱۲]

۳- روش تحقیق و معرفی روش داده‌کاوی

به کاررفته

الگوریتم‌های درخت تصمیم انواع بسیاری دارد؛ اما روند همه آنها مشابه می‌باشد که این روند عبارت است از تقسیم مکرر داده‌ها به گروههای کوچک و کوچک‌تر به نحوی که با توجه به متغیر هدف، هر نسل جدید گره‌ها، خالص‌تر از پیشینیان خود می‌باشد. به علت این که برای این فرآیند فرمول‌های محاسباتی ریاضی متفاوتی پیشنهاد شده است، در نتیجه بسته به نوع متغیرهای موجود، روش‌های مختلفی برای ساخت درخت تصمیم در پایگاه داده به کار گرفته می‌شود. از جمله روش‌های مورد استفاده روش ID3 و CART می‌باشد. این روش‌ها در فرآیند انتخاب متغیر تقسیم‌گر و نقطه برش آن اختلاف دارند. درخت دسته‌بندی از نظر مفهومی (برای متغیرهای اسمی و طبقه‌ای) مانند الگوریتم ID3 می‌باشد. این الگوریتم از سه جهت با ID3 تفاوت دارد: اول، در الگوریتم

⁷- Gini Index

⁸- Least Square Deviation

⁹- Least Absolute Deviation

¹⁰- Corrado Gini

¹¹- Mutability and Variability

را براساس آن جدا کرد. معیار دوبخشی برای تقسیم گر s در گره t بهصورت زیر تعریف می‌شود:

$$GINI_{Twoing}(t) = \frac{P_L \times P_R}{4} \times \left(\sum \left| P\left(\frac{j}{t_L}\right) \times P\left(\frac{j}{t_R}\right) \right|^2 \right) \quad (4)$$

که t_L و t_R گره‌های ایجاد شده توسط تقسیم گر s هستند. پس باید تقسیم‌گری انتخاب شود که معیار فوق را حداکثر کند. ز شماره طبقه متغیر هدف است. بهترین کلاس‌های C_1 و C_2 در حالتی که متغیر هدف دسته‌ای است، بهوسیله ترکیب طبقات هدف بهدست می‌آید.

اغلب هر گره داخلی در درخت تصمیم براساس مقدار یک صفت خاصه منشعب می‌شود، در نتیجه الگوریتم به دنبال بهترین انتخاب خود در میان صفات خاص می‌گردد. معیار بهره اطلاعات^{۱۲} در رابطه (۵) یکی از معروف‌ترین معیارهایی است که برای ساخت درخت تصمیم از آن استفاده می‌شود و خود از معیاری دیگر بهنام آتروپی^{۱۳} استفاده می‌کند.

$$\text{Information Gain (A)} = Entropy(D) - Entropy(A(D)) \quad (5)$$

این فرمول، Information Gain را برای صفت خاصه A محاسبه می‌کند که در آن D دلالت بر مجموعه داده‌های آموزشی دارد. Entropy(D) و Entropy(A(D)) براساس روابط (۶) و (۷) تعریف می‌شوند:

$$Entropy(D) = - \sum_{i=1}^C P_i \times \log_2(P_i) \quad (6)$$

$$Entropy(A(D)) = \sum_{j=1}^v \frac{|D_j|}{|D|} \times Entropy(D_j) \quad (7)$$

که در آن، C تعداد برچسب کلاس‌های موجود در داده‌های آموزشی، P_i احتمال نمونه‌ای از داده‌های متعلق

¹²- Information Gain

¹³- Entropy

جینی در گره t $GINI(t)$ بهصورت رابطه (۱) تعریف می‌شود:

$$GINI(t) = \sum p(j|t) p(j|t) \quad (1)$$

که t و j طبقه متغیر هدف هستند. عبارت فوق را می‌توان بهصورت زیر بازنویسی نمود:

$$GINI(t) = 1 - \sum (p(j|t))^2 \quad (2)$$

$p(j|t)$ برابر با نسبت طبقه j در گره t می‌باشد. پس وقتی تعداد نمونه در گره نسبت به متغیر هدف هموار توزیع می‌شود، شاخص جینی بیشترین مقدار خود یعنی $1/k$ را می‌گیرد. کمترین مقدار آن، که برابر صفر است، زمانی اتفاق می‌افتد که همه داده‌ها در گره، مربوط به یک طبقه متغیر هدف باشد. معیار جینی برای محاسبه از آن استفاده می‌شود در گره t بهصورت رابطه (۳) تعریف می‌شود:

$$GINI_{split}(s,t) = GINI(T) - P_L GINI(t_L) - P_R GINI(t_R) \quad (3)$$

در این رابطه، P_L برابر نسبت نمونه در گره t که در گره t فرزند سمت چپ قرار می‌گیرد، P_R نسبت نمونه در گره t که در گره فرزند سمت راست قرار می‌گیرد و $s \in S$ مجموعه کل انشعباهای ممکن است که در آن S انشعباهای انتخاب شود که مقدار S باید طوری انتخاب شود که GINI_{split}(s,t) را حداکثر کند. چون GINI برای هر s در گره t ثابت است، می‌توان گفت که انشعباب ای انتخاب می‌شود که مقدار رابطه $GINI(s,t) = P_L GINI(t_L) + P_R GINI(t_R)$ را حداقل کند. اگر برای متغیر طبقه‌ای بیش از دو طبقه وجود داشته باشد، آنگاه همه اقدام‌های ممکن برای ترکیب طبقات متغیر به دو طبقه باید انجام شود تا بهترین انشعباب صورت گیرد [۱۲].

هدف از دوبخشی‌سازی این است که طبقات متغیر به دو طبقه مناسب کاهش یابد. سپس از میان متغیرهای پیشگو، بهترین تقسیم‌گر با دو طبقه را پیدا کرده و داده‌ها

مدل سازی، اطلاعات است. در این بخش به معرفی متغیرهای مورد استفاده در این تحقیق پرداخته می‌شود. متغیرهای استفاده شده در این تحقیق از سه گزارش آزمایشگاهی مجزا استخراج شده و در نرم‌افزار اکسل وارد شده تا بتوان در نرم‌افزار SPSS از آنها استفاده نمود. گزارش‌های آزمایشگاهی شامل گزارش تعیین تراکم نسبی، گزارش منحنی دانه‌بندی، نتایج آزمایش‌های آسفالت گرم و گزارش طرح اختلاط آسفالت می‌باشد. در ادامه به توضیح این گزارش‌ها، پارامترهای استخراج شده از هر کدام و تعریف مختصی از آنها پرداخته و نمونه‌ای از شیوه‌های آزمایشگاهی مربوط به هر گزارش آورده خواهد شد. پارامترهایی که توضیح داده شد مربوط به طرح اختلاط آسفالت بود، اما در این پژوهش از تعدادی پارامتر میدانی نیز استفاده شد که عبارتنداز: مدت زمان رسیدن کامیون حمل آسفالت از کارخانه به محل پروژه، نوع فینیشر، سرعت فینیشر، نوع غلتک در عبور اول، نوع غلتک در عبور دوم، تعداد کل عبور غلتک‌ها و سرعت متوسط غلتک‌ها.

هدف اصلی این تحقیق بررسی اثر پارامترهای طرح اختلاط و اجرایی بر عملکرد تراکم مخلوط آسفالتی می‌باشد. در راستای رسیدن به این هدف، جمع‌آوری اطلاعات گزارش تعیین تراکم نسبی آسفالت، گزارش منحنی دانه‌بندی، نتایج آزمایش‌های آسفالت گرم و گزارش طرح اختلاط آسفالت ضروری می‌باشد. با توجه به عدم دسترسی به شیوه‌های آزمایشگاهی و محرومانه بودن داده‌های بانک اطلاعاتی آزمایشگاه و پس از نامه‌نگاری‌ها و درخواست‌های مکرر، داده‌ها از آزمایشگاه مکانیک خاک استان فارس تهیه گردید و پس از تفکیک در نرم‌افزار اکسل، وارد شد.

به عمل استخراج نمونه آسفالتی جهت انجام آزمایش روی آن توسط دستگاه کرگیر^{۱۶}، کرگیری (معزه گیری) گفته می‌شود. دستگاه کرگیر یا همان

به کلاس آم، ۷ تعداد اعضای دامنه صفت خاصه A و B
قسمتی از داده‌های اولیه که مقدار صفت خاصه آنها Vj
است را نشان می‌دهد. همچنین |D| دلالت بر اندازه
داده‌های D دارد. از معیار Information Gain در
الگوریتم ID3 که یکی از ساده‌ترین الگوریتم‌های درخت
تصمیم است، استفاده می‌شود. اما در الگوریتم CART
که یک درخت تصمیم دودویی است، از معیار شاخص
جینی و Twoing استفاده می‌شود و همچنین روشی
برای هرس کردن دارد [۱۲].

الگوریتم شبکه عصبی مصنوعی^{۱۴} در دسته‌بندی
روشی است که این امکان را به کاربر می‌دهد تا با استفاده
از مدل‌های ریاضی و توان کامپیوتر، برخی از جنبه‌های
ساده مغز انسان را شبیه‌سازی کند. شبکه‌های عصبی
به صورت یکی از بخش‌های پیچیده مغز انسان، به عنوان
یک ساختار یادگیری غیرقابل درک، مشهور شده است.
این ساختار پیچیده از مجموعه‌ای از نورون‌ها به وجود آمده
است که خود نورون‌ها ساختار ساده‌ای داشته ولی شبکه
اتصال این نورون‌ها وظایف یادگیری بسیار پیچیده‌ای را به
انجام می‌رساند.

یکی از کاربردهای بارز شبکه عصبی مصنوعی در داده‌کاوی می‌باشد. تا آنچاکه حوزه‌ای تحت عنوان داده‌کاوی بر مبنای شبکه‌های عصبی^{۱۵} به وجود آمده است. شبکه‌های عصبی مصنوعی در برخی از عملیات مانند پیش‌بینی و دسته‌بندی در مقایسه با سایر روش‌ها دارای مزایای نسبی بوده و معمولاً در کارهای اجرایی ترجیح داده می‌شوند.^[۹]

۱-۳- معرفی متغیرهای تحقیق

نخستین گام برای مدل سازی، گردآوری اطلاعات مربوط به زمینه فعالیت می باشد. چراکه پایه و مبنای

¹⁴- Artificial Neural Network

¹⁵- Neural Network Data Mining

این نیز باید به روش‌های مختلفی مهار گردد. در مواردی مثل کرگیری آسفالت معمولاً از آب جهت خنک کردن متنه استفاده می‌شود [۱۴]. شکل ۱، نمونه‌ای از کرگیری میدانی و محدوده مورد مطالعه را نشان می‌دهد.

مغزه‌گیر توسط اعمال نیروهای مختلفی با توجه نوع کاربرد کار می‌کند که شامل موتورهای الکتریکی، بنزینی و در بعضی موارد هیدرولیکی می‌باشد. دستگاه کرگیری با توجه به جنس متنه‌ها و نیز جنس مصالح در حین کار، اصطکاک و در نهایت گرمای قابل توجهی تولید می‌کند که

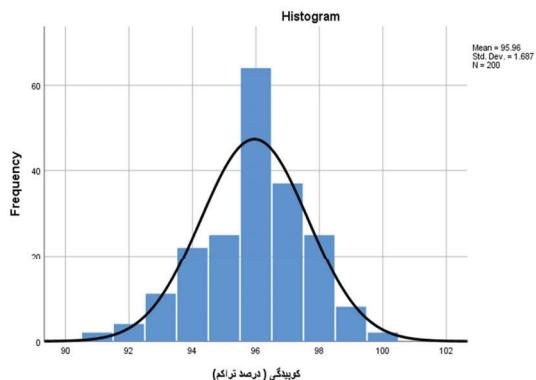


شکل ۱ - محدوده مورد مطالعه و مسیرهای منتخب(بانگ قرمز) برای کرگیری میدانی

می‌گیرد. در اجرای موضوع قرارداد از آسفالت با دانه‌بندی صفر تا ۱۹ میلی‌متر به ضخامت ۵ سانتی‌متر (پس از کوبیدگی) استفاده شود. اجرای آسفالت روی سطوح خیس و در هوای بارانی اکیداً منوع بوده و حداقل درجه حرارت آسفالت در زمان اجرا ۱۳۰ تا ۱۳۵ درجه سانتی‌گراد باشد. پس از اجرای آسفالت کوبیدگی با غلتک‌های فلزی و چرخ لاستیکی حداقل ۸ تنی الزامی است. در این پژوهش سعی بر آن بود تا با شناسایی عوامل مؤثر بر تراکم و کنترل آنها، میزان تراکم را به حد قابل قبول رساند. نوآوری این پژوهش در به‌کارگیری روش داده‌کاوی درخت تصمیم CART جهت شناسایی متغیرهای تأثیرگذار بر تراکم بود. در این فصل به مروری اجمالی بر نتایج حاصل از مدل‌سازی پرداخته می‌شود.

محدوده مورد مطالعه اجرای آسفالت بلوار شهید چمران، خیابان شهید علیان و معابر شهرستان کوهنجان به مقدار تقریبی ۱۶۰۰۰ مترمربع می‌باشد. پریمکت یا امولسیون قیر نفوذی به میزان $\frac{1}{3}$ کیلوگرم بر مترمکعب تهییه و اجرا شود. تهییه، حمل و اجرای آسفالت بلوار شهید چمران، خیابان شهید علیان و معابر شهر براساس آینینامه‌های جاری کشور با دستگاههای مکانیزه انجام شود. در شکل ۱، موقعیت مکانی انجام پروژه با خطوط قرمز مشخص شده‌اند. تهییه و اجرای اندود قیری پریمکت (اندود نفوذی) به ازای هر مترمربع $\frac{1}{3}$ کیلوگرم قیر در نظر گرفته شود.

قیر مصرفی جهت تولید آسفالت از نوع ۶۰-۷۰ و از کارخانه نفت پاسارگاد می‌باشد که در اختیار کارفرما قرار



شکل ۲- نمودار منحنی نرمال متغیر تراکم

در ابتدا شیوه‌های آزمایشگاهی دریافت، داده‌های لازم استخراج شده و سپس این داده‌ها در نرم افزار اکسل وارد گردید. پس از آن فایل اکسل اشاره شده در نرم افزار SPSS بازخوانی گردید و مدل‌سازی روی این داده‌ها انجام شد. در حالت سوم، درخت تصمیم مربوط به هر کدام از تراکم‌های بیشتر از٪۹۷ و کمتر از٪۹۵ به طور جداگانه رسم گردید. در حالت چهارم، شبکه عصبی مصنوعی مربوط به داده‌های کلی رسم گردید.

نتایج حاصل از مدل‌های درخت تصمیم CART به صورت مختصر در این بخش بیان شده است. در ادامه، اثر متغیرهای میدانی به عنوان متغیر تأثیر مورد اشاره قرار می‌گیرد. سپس به شبکه عصبی مصنوعی هر کدام از تراکم‌های بیشتر از٪۹۷ و کمتر از٪۹۵ اشاره می‌شود. در انتهای پیشنهادهای کاربردی و پیشنهادهایی در راستای ادامه مطالعه، مدل‌سازی تراکم ارائه می‌شود.

۴- مدل‌سازی و کاربرد تکنیک‌های داده‌کاوی

پارامتر تراکم از مغزه‌گیری (کرگیری) نمونه آسفالتی به دست می‌آید که حاصل از تقسیم دانسیته آسفالت جاده بر دانسیته نمونه مارشال می‌باشد. در شکل ۲، نمودار منحنی نرمال پارامتر تراکم که متغیر وابسته این پژوهش می‌باشد، ارائه گردیده است. همانطور که از نمودار مشاهده می‌شود٪۳۲ از داده‌های تراکم مقدار٪۹۶ می‌باشد. میانگین کل داده‌ها ٪۹۵/٪۹۶ و انحراف معیار برابر با٪۱/٪۸٪ می‌باشد. همچنین در جدول ۱، شاخص‌های آماری مربوط به متغیر تراکم آورده شده است.

جدول ۱- فراوانی متغیر تراکم

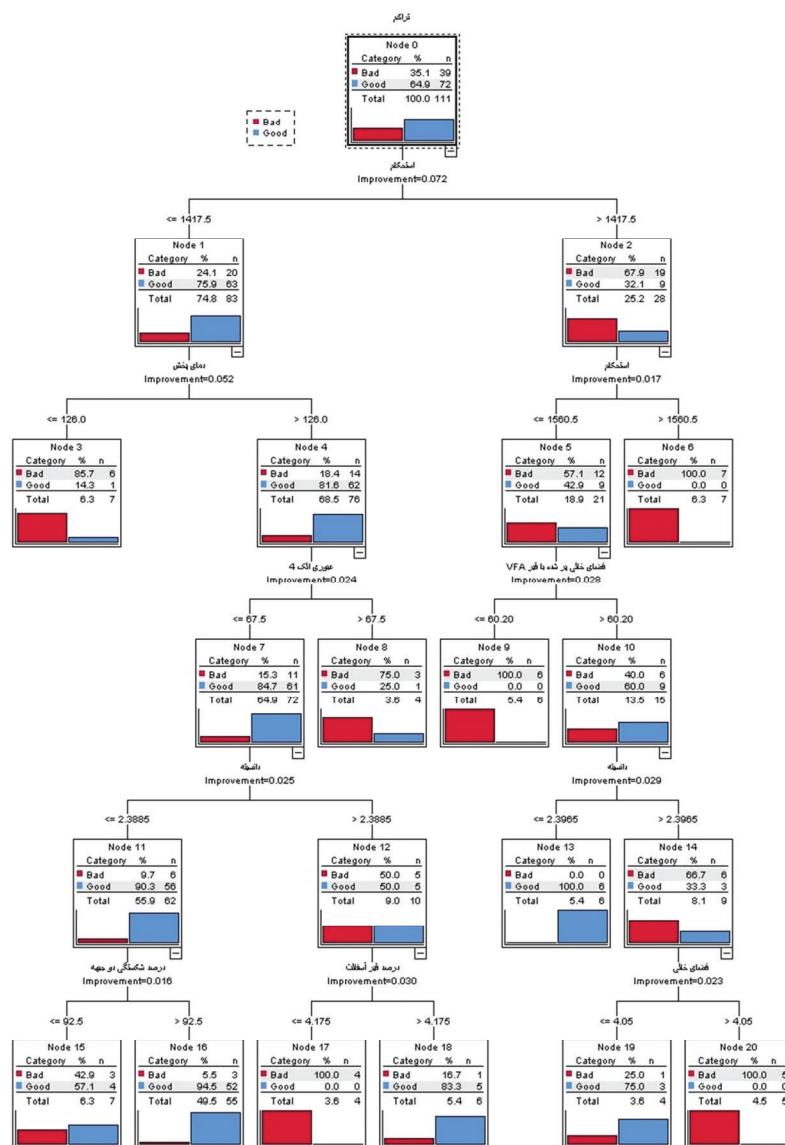
تراکم	تعداد	درصد	درصد تجمعی	درصد معابر	درصد
٪۹۱	۲	٪۰/۱	٪۱/۰	٪۱/۰	
٪۹۲	۴	٪۰/۲	٪۲/۰	٪۲/۰	
٪۹۳	۱۱	٪۵/۵	٪۵/۵	٪۵/۵	
٪۹۴	۲۲	٪۱۱/۰	٪۱۱/۰	٪۱۱/۰	
٪۹۵	۲۵	٪۱۲/۵	٪۱۲/۰	٪۱۲/۰	
٪۹۶	۶۴	٪۳۲/۰	٪۳۲/۰	٪۳۲/۰	
٪۹۷	۳۷	٪۱۸/۵	٪۱۸/۵	٪۱۸/۵	
٪۹۸	۲۵	٪۱۲/۵	٪۱۲/۵	٪۱۲/۵	
٪۹۹	۸	٪۴/۰	٪۴/۰	٪۴/۰	
٪۱۰۰	۲	٪۱/۰	٪۱/۰	٪۱/۰	
جمع	۲۰۰	٪۱۰۰/۰	٪۱۰۰/۰	٪۱۰۰/۰	

در این بخش به مدل‌سازی درخت تصمیم مربوط به تراکم‌های بیشتر از٪۹۷ و کمتر از٪۹۵ پرداخته می‌شود. در این بخش، جهت مقایسه داده‌های تراکم

۱-۴- مدل مربوط به تراکم‌های بیشتر از٪۹۷ و کمتر از٪۹۵

۹۵٪ را نشان می‌دهد. در جدول ۲ و ۳، میزان ریسک و دقت مدل پیش‌بینی مشاهده می‌شود. همانطور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، گره تراکم که گره اصلی بوده توسط متغیر استحکام به دو زیرگره ۱ و ۲ تقسیم شد. در گره ۲ که میزان استحکام از ۱۴۱۷/۵ کیلوگرم-نیرو بیشتر است، اکثریت داده‌ها یعنی ۶۷/۹٪ در گروه بد دسته‌بندی شدند. این بدان معناست که طبق این داده‌ها اگر استحکام از میزان معینی بیشتر شود، میزان تراکم نهایی کاهش می‌یابد. در نتیجه این گره درخت، همراه با زیرگره‌ها حذف شد.

بیشتر از ۹۷٪ و کمتر از ۹۵٪، به علت اینکه در پروژه‌های آسفالتی تراکم بیشتر از ۹۷٪ قابل قبول و تراکم کمتر از ۹۵٪ تخریب آسفالت پخش شده است. از آوردن داده‌های مربوط به ۹۶٪ و ۹۵٪، صرفنظر شد تا مقایسه بهتری انجام شود. در نرمافزار برای راحت‌تر نمودن مقایسه، داده‌های با تراکم بیشتر از ۹۷٪ با برچسب خوب و داده‌های با تراکم کمتر از ۹۵٪ با برچسب بد، برچسب‌گذاری شد. شکل ۳، مدل درخت تصمیم ساخته شده جهت داده‌های با تراکم بیشتر از ۹۷٪ و کمتر از



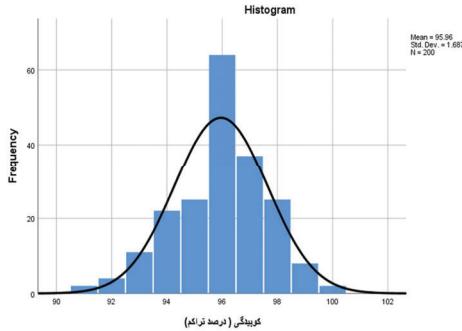
شکل ۳- مدل درخت تصمیم ساخته شده جهت داده‌ای با تراکم بیشتر از ۹۷٪ و کمتر از ۹۵٪

جدول ۲- میزان ریسک مدل

ریسک	
مقدار تقریبی	خطای استاندارد
۰/۰۹۰	۰/۰۲۷
متغیر وابسته: تراکم	روش رشد درخت: CART

جدول ۳- میزان دقت پیش‌بینی مدل حالت دوم

طبقه‌بندی			مشاهده شده
پیش‌بینی شده		درصد صحیح	
خوب	بد	درصد صحیح	مشاهده شده
۸	۳۱	۷۹/۵	بد
۷۰	۲	۹۷/۲	خوب
۷۰/۳	۲۹/۷	۹۱/۰	درصد کلی



Histogram showing the distribution of Tarmac weight (kg) with a normal distribution curve overlaid. The x-axis is 'Koibedagi (Arasteh Tarmac)' ranging from 90 to 102. The y-axis is 'Frequency' ranging from 0 to 60. The distribution is centered around 95.96 kg.

متغیر وابسته: تراکم	روش رشد درخت: CART
متغیر وابسته: تراکم	روش رشد درخت: CART

آسفالت باید بیشتر از ۱۲۶ درجه سانتی‌گراد باشد. گره شماره ۴ براساس عبوری از الک شماره ۴ به دو زیرگره ۷ و ۸ تقسیم گردید.

در گره شماره ۸، که درصد عبوری الک شماره ۴ بیشتر از ۰/۶۷/۵ بود، ۰/۷۵٪ از داده‌ها در دسته بد قرار گرفت. در نتیجه این گره نیز حذف شد. این موضوع نیز بیانگر این است که براساس داده‌های موجود جهت رسیدن به تراکم لازم، درصد عبوری از الک شماره ۴ باید بیشتر از ۰/۶۷/۵٪ باشد که در گره شماره ۷، ۰/۸۴/۷٪ از داده‌ها در دسته خوب قرار گرفتند. گره شماره ۷ براساس دانسته به دو زیرگره شماره ۱۱ و ۱۲ تقسیم شد. به علت این که در گره ۱۲، تعداد داده‌های موجود کم و تعداد این داده‌ها برابر بود، امکان پیش‌بینی درست درباره این گره وجود نداشت و این گره نیز حذف شد. در گره شماره ۱۱

در گره شماره ۱، که شامل داده‌های با استحکام کمتر یا مساوی ۱۴۱۷/۵ کیلوگرم- نیرو می‌باشد، ۰/۷۵/۹٪ از داده‌ها در دسته خوب قرار گرفته که نشان می‌دهد اکثر داده‌های مربوط به تراکم بیشتر از ۰/۹۷٪ دارای استحکام کمتر یا مساوی ۱۴۱۷/۵ کیلوگرم- نیرو می‌باشد. گره شماره ۱ براساس دمای پخش به دو زیرگره ۳ و ۴ تقسیم می‌شود. در گره شماره ۳، که دمای پخش کمتر یا مساوی ۱۲۶ درجه سانتی‌گراد بود ۰/۸۵٪ از داده‌ها در دسته بد قرار گرفتند. در نتیجه، این گره نیز حذف گردید. این موضوع بیانگر این است که یکی از دلایل این که تراکم آسفالت کمتر از ۰/۹۴٪ می‌شود، دمای پخش کمتر از ۱۲۶ درجه می‌باشد. در گره شماره ۴، که دمای پخش بیشتر از ۱۲۶ درجه سانتی‌گراد بود، ۰/۸۱/۶٪ از داده‌ها در دسته خوب قرار گرفتند. این موضوع بیانگر این است که دمای پخش

اهمیت زیادی دارد که از این موضوع می‌توان نتیجه‌گیری نمود مخلوطهای آسفالتی که درصد شکستگی در آنها بیشتر از ۹۵/۵٪ باشد، تراکم بیشتری خواهد داشت. متغیر اثرگذار بعدی استحکام می‌باشد که در درخت تصمیم ساخته شده در ردیف اول بود. با توجه به درخت تصمیم ساخته شده می‌توان نتیجه گرفت که اگر استحکام مخلوط آسفالتی بیشتر از ۱۴۱۷ کیلوگرم- نیرو باشد، سنگدانه‌های موجود در مخلوط به طور کامل در هم قفل شده و به هم می‌چسبند. در نتیجه، کارایی مخلوط کاهش یافته، متراکم نمودن چنین مخلوطی کار دشواری می‌باشد و مخلوط به تراکم مورد نیاز نمی‌رسد. پارامتر فضای خالی پر شده با قیر نیز در دو مورد از مدل‌ها، تکرار شد. این متغیر نیز بعد از متغیرهای معرفی شده قبلی، حائز اهمیت است. در انتها متغیرهای فضای خالی، درصد عبوری الک ۴، دانسیته، درصد قیر آسفالت و فضای خالی مصالح (VMA^{۱۷}) حائز اهمیت بوده و باید کنترل شوند.

۲-۴- شبکه عصبی مصنوعی برای داده‌های بیشتر از ۹۷٪ و کمتر از ۹۵٪

در این بخش، به طور جداگانه برای هر کدام از داده‌های مربوط به تراکم بیشتر از ۹۷٪ و کمتر از ۹۵٪-الف، یک شبکه عصبی، مدل‌سازی شد با توجه به شکل ۴-الف، که شبکه عصبی مربوط به تراکم بیشتر از ۹۷٪ را نشان می‌دهد، این نتیجه حاصل شد که به ترتیب متغیرهای درصد وزنی فیلر به قیر، وزن مخصوص مصالح، درصد قیر آسفالت و عبوری الک، بیشترین اثر را بر تراکم دارند. براساس شکل ۴-ب که از شبکه عصبی مربوط به تراکم کمتر از ۹۵٪ بدست آمده است، می‌توان نتیجه گرفت که به ترتیب متغیرهای فضای خالی پر شده با قیر (VFA^{۱۸})، فضای خالی آسفالت، دمای پخش و درصد

که میزان دانسیته آن کمتر یا مساوی با ۲/۳۸ بود، مقدار ۹۰/۳٪ از داده‌ها در دسته خوب قرار گرفتند که قابل قبول واقع شد. در نهایت گره شماره ۱۱ نیز براساس درصد شکستگی دو جبهه به دو زیرگره ۱۵ و ۱۶ تقسیم شد. در گره شماره ۱۵، به علت اینکه تعداد داده‌های موجود کم بود و از قبیل نتیجه‌گیری شد که درصد شکستگی دو جبهه باید بیشتر از ۹۲/۵٪ باشد، این گره نیز حذف گردید. در نهایت در گره شماره ۱۶، که درصد شکستگی دو جبهه در آن بیشتر از ۹۲/۵٪ بود، مقدار ۹۴/۵٪ از داده‌ها در دسته خوب قرار گرفت که قابل قبول بود.

در کل، از مدل درخت تصمیم ساخته شده در شکل ۳ می‌توان نتیجه‌گیری نمود که متغیرهای استحکام، دمای پخش، عبوری الک، دانسیته و درصد شکستگی دو جبهه در رسیدن تراکم آسفالت به ۹۷٪ تأثیر دارد و جهت رسیدن به تراکم مناسب این پارامترها باید کنترل شوند. براساس جدول ۲، میزان خطای استاندارد این مدل برابر با ۰/۰۲۷ است. همچنین جدول ۳، نشانگر دقت پیش‌بینی مدل می‌باشد که براساس این جدول دقت پیش‌بینی کلی مدل درخت تصمیم ساخته شده در شکل ۳، برابر با ۹۱٪ می‌باشد.

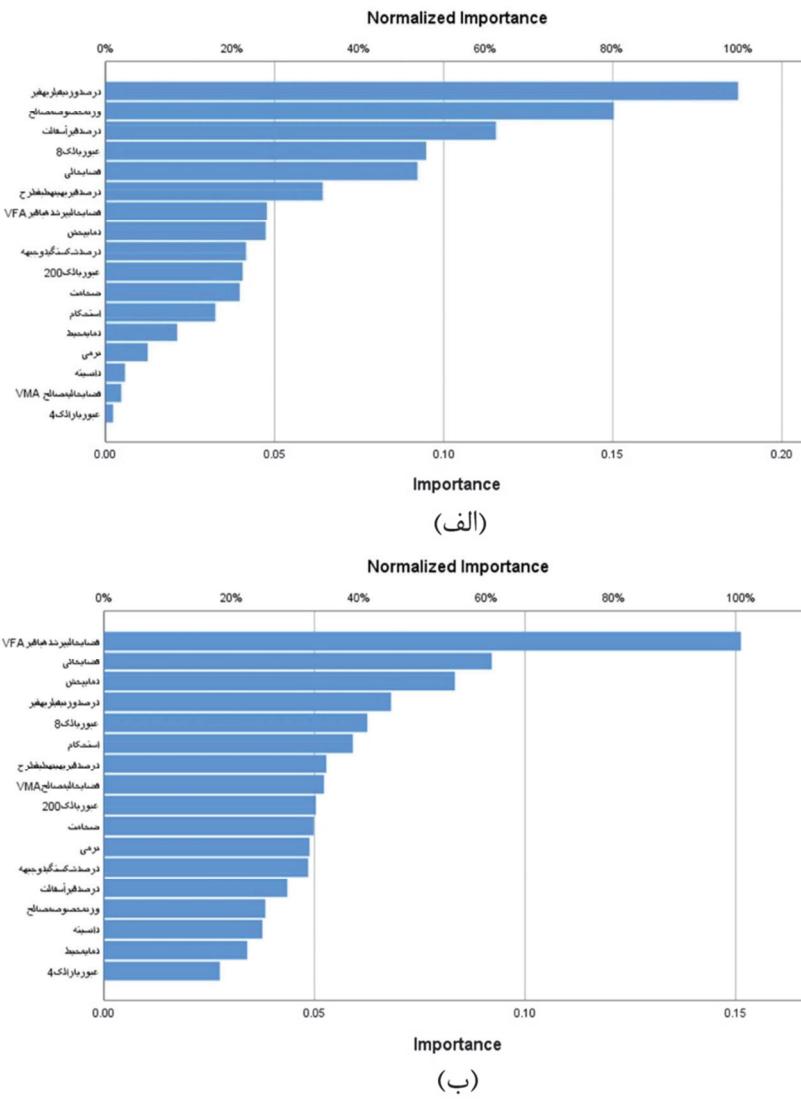
پژوهش محققان در سال ۲۰۱۵، این موضوع را تصدیق می‌کند که دمای پخش و دمای تراکم، بیشترین اثر را بر تراکم میدانی مخلوطهای آسفالتی دارند [۱۵]. همچنین براساس نتایج بدست آمده در تحقیق دیگری در سال ۲۰۱۲، دمای مخلوط در زمان تراکم صرف نظر از نوع مخلوط، تأثیر بسیار زیادی بر تراکم خواهد داشت [۱۶].

براساس مدل‌های ساخته شده نتیجه‌گیری شد که بازه دمای پخش باید بین ۱۲۶ و ۱۵۵ درجه باشد. در نتیجه در پروژه‌های آسفالتی با توجه به فاصله و زمان حمل آسفالت و دمای محیط، باید دمای پخش را کنترل نمود. همچنین پارامتر درصد شکستگی در دو جبهه نیز

^{۱۷}- Voids in Mineral Aggregate

^{۱۸}- Voids Filled with Asphalt

وزنی فیلر به قیر بیشترین اثر را بر تراکم دارند. این مقایسه در جدول ۴ نیز آورده شده است.



شکل ۴- نمودار اهمیت متغیرهای مستقل مربوط به تراکم (الف) بیشتر از ۹۷٪ و (ب) کمتر از ۹۵٪

زمانی که متغیر ضخامت آسفالت به عنوان متغیر تأثیر انتخاب شد، اثرگذاری فضای خالی پر شده با قیر VFA دمای محیط و عبوری از الک ۲۰۰ بیشتر شد و پس از استحکام، این متغیرها بیشترین اثر را بر تراکم دارند. در انتهای نیز درخت تصمیم مربوط به متغیر دمای پخش مدل سازی شد. همانطور که در شکل ۵-ب مشاهده می‌شود درخت تصمیم مربوط به متغیر دمای پخش تفاوت چندانی با درخت تصمیم ساخته شده در حالت اول نداشته و تنها تفاوت آن در این موضوع است که گره شماره ۲ که گره پایانی بود، اکنون براساس دمای محیط

۳-۴- بررسی اثر متغیرهای میدانی به عنوان متغیر تأثیر بر تراکم

متغیر تأثیر^{۱۹} در نرم افزار SPSS متغیری است که میزان اثرگذاری بر روند رشد درخت را مشخص می‌کند. در این بخش به بررسی دو متغیر میدانی ضخامت و دمای پخش بر تراکم و روند رشد درخت تصمیم پرداخته می‌شود. همانطور که در شکل ۵-الف مشاهده می‌شود،

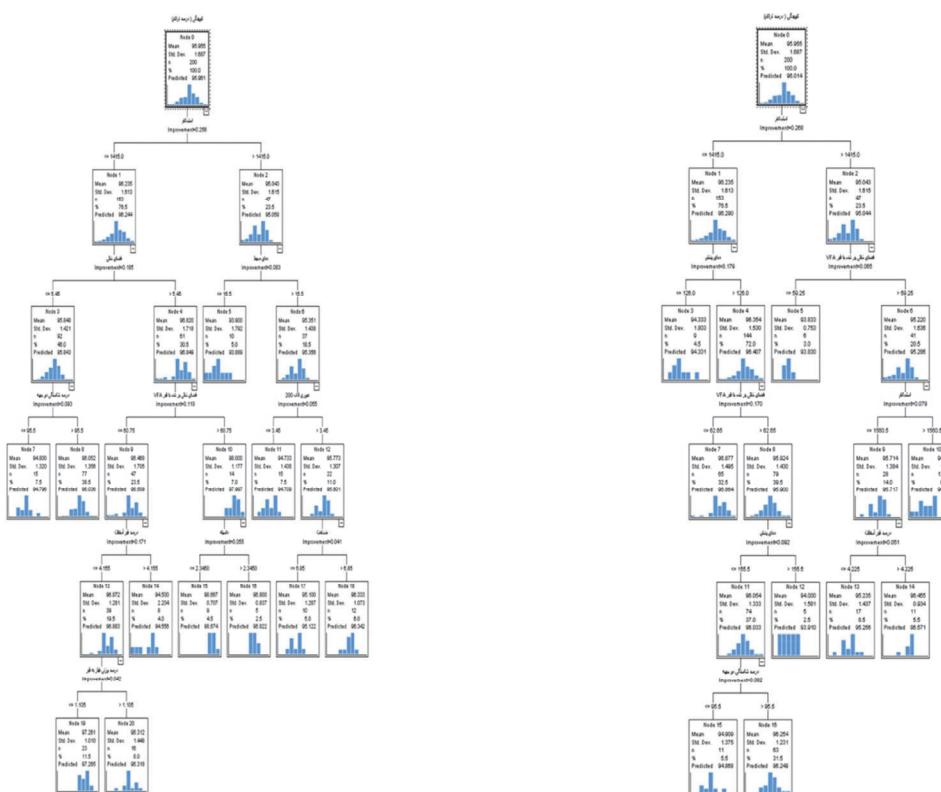
¹⁹- Influence Variable

انتخاب شود، اثرگذاری متغیر دمای محیط و عبوری از الک ۲۰۰ بر تراکم افزایش می‌یابد.

به دو زیرگره تقسیم شده است که این موضوع نشانگر این است که زمانی که متغیر دمای پخش به عنوان متغیر تأثیر

جدول ۴- اهمیت متغیرهای مستقل به ترتیب بیشترین اهمیت

مدل داده‌کاوی		متغیرهای مستقل
شیوه عصبی مصنوعی	درخت تصمیم بیشتر از ۹۷٪ و کمتر از ۹۵٪	
VFA	استحکام ۱۴۱۷/۵	
دمای پخش	دمای پخش ۱۲۶	
درصد قیر آسفالت	عبوری الک ۶۷/۵	
درصد شکستگی در دو جبهه	دانسیته ۲/۳۸	
VMA	درصد شکستگی دو جبهه ۹۲/۵	



شکل ۵- درخت تصمیم مربوط به متغیر تأثیر (الف) ضخامت شکل و (ب) دمای پخش

دمای پخش را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود متغیرهای دمای پخش، استحکام و درصد شکستگی در دو جبهه همانند سه مدل بحث شده قبل بیشترین اثر را داشته و درخت تصمیم ساخته شده در این مدل، نتایج سه مدل ساخته شده قبلی را تصدیق می‌کند.

۵- تحلیل و بحث مدلها

در کل با توجه به درختهای تصمیم، نتیجه‌گیری می‌شود که متغیرهای تأثیر ضخامت، دمای پخش، روند رشد درخت تصمیم را تحت تأثیر قرار داده و رشد درخت را بیشتر می‌کنند. در نتیجه، تأثیر برخی متغیرهای بر تراکم نیز مشخص می‌شود. جدول ۵، اهمیت متغیرهای مستقل درخت تصمیم‌های ساخته شده متغیر، ضخامت و

در این مدل، متغیر اول مؤثر بر تراکم، استحکام بود. در نتیجه مشخص شد که استحکام یکی از متغیرهای مهم در تراکم آسفالت بوده که باید در تولید آسفالت آن را کنترل نمود. متغیر بعدی در این مدل، دمای پخش بود.

همانگونه که ذکر شد، در این بخش به بیان متغیرهای مؤثر بر تراکم که در قالب مدل‌های درخت تصمیم و شبکه عصبی بررسی شده‌اند خواهیم پرداخت.

۱-۵- مدل درخت تصمیم مربوط به تراکم بیشتر از ۹۷٪ و کمتر از ۹۵٪

جدول ۵- اهمیت متغیرهای مستقل ناشی از متغیر تأثیر

متغیر تأثیر	ضخامت	دمای پخش	استحکام
متغیرهای مستقل	استحکام	۱۴۱۵	۱۴۱۵>
	دمای پخش	۱۲۶	۵/۴۵<
	فضای خالی پرشده با قیر	۶۲	درصد شکستگی دو جبهه</۹۵/۵

رشد درخت تصمیم را تحت تأثیر قرار داده و رشد درخت را بیشتر می‌کنند. در نتیجه، تأثیر برخی متغیرهای دیگر بر تراکم نیز مشخص شد.

۲-۵- مدل شبکه عصبی مصنوعی

از شبکه عصبی مربوط به تراکم بیشتر از ۹۷٪ این نتیجه حاصل شد که به ترتیب متغیرهای درصد وزنی فیلر به قیر، وزن مخصوص مصالح، درصد قیر آسفالت و عبوری الک ۸ بیشترین اثر را بر تراکم دارند و همچنین از شبکه عصبی مربوط به تراکم کمتر از ۹۵٪ این نتیجه حاصل شد که به ترتیب متغیرهای فضای خالی پرشده با قیر، فضای خالی آسفالت، دمای پخش و درصد وزنی (VFA)، فیلر به قیر، بیشترین اثر را بر تراکم دارند.

۶- نتیجه گیری

این بخش به بیان متغیرهای مؤثر بر تراکم که در قالب مدل‌های درخت تصمیم و شبکه عصبی بررسی شده‌اند خواهد پرداخت. با توجه به جدول ۶ و با مقایسه مدل‌های ساخته شده می‌توان نتیجه گیری نمود که متغیر دمای پخش و استحکام اثرگذارترین متغیرها بر تراکم می‌باشند. همچنین متغیر درصد شکستگی در دو جبهه و متغیر فضای خالی پرشده با قیر (VFA) نیز به عنوان متغیرهای مؤثر بر تراکم شناخته شدند.

در این مدل اکثر داده‌هایی که دارای تراکم مناسب بودند دارای دمای پخشی بیشتر از ۱۲۶ درجه سانتی‌گراد می‌باشند. پس می‌توان نتیجه گیری نمود دمای پخش مناسب جهت رسیدن به تراکم مطلوب بین ۱۲۶ و ۱۵۵ درجه سانتی‌گراد می‌باشد.

بعد از دمای پخش، این مدل، عبوری از الک ۴ را به عنوان متغیر مهم بعدی معرفی نمود. براساس آن درصد عبوری الک شماره ۴ باید کمتر از ۶۷/۵٪ باشد؛ زیرا الک شماره ۴ مرز بین مصالح درشت‌دانه و ریزدانه بوده و هرچه درصد عبوری این الک بیشتر شود، میزان ریزدانه مخلوط بیشتر می‌شود. در نهایت، دانسیته و درصد شکستگی در دو جبهه به عنوان آخرین متغیرهای اثرگذار معرفی شدند. در نتیجه، درصد شکستگی در دو جبهه نیز در هر دو مدل قرار دارد که این موضوع به اهمیت این متغیر می‌افزاید.

همچنین درخت‌های تصمیم ساخته شده با استفاده از متغیرهای تأثیر ضخامت و دمای پخش نشان می‌دهد که متغیرهای دمای پخش، استحکام و درصد شکستگی در دو جبهه همانند سه مدل بحث شده قبل، بیشترین اثر را بر تراکم داشته و درخت تصمیم ساخته شده در این مدل، نتایج سه مدل ساخته شده قبلی را تصدیق می‌کند. همچنین با توجه به درخت‌های تصمیم، نتیجه گیری می‌شود که متغیرهای تأثیر ضخامت، دمای پخش، روند

امکان ایجاد رابطه بین متغیرها به وجود آمده و در درخت‌های تصمیم ساخته شده، اثربخشی هر کدام از پارامترها بر تراکم آسفالت مشخص گردید.

از طرفی، علت عدم تراکم کافی آسفالت می‌تواند عدم کنترل یا کنترل نامناسب متغیرهای حاصل از پژوهش باشد. در نهایت با استفاده از روش‌های داده‌کاوی

جدول ۶- پارامترهای مؤثر با مقایسه مدل‌های آماری به کار رفته

نوع متغیر	پارامترهای مؤثر	درخت تصمیم تراکم بیشتر از٪۹۷ و کمتر از٪۹۵	مدل متغیر ضخامت	مدل متغیر دمای پخش	مدل متغیر تأثیر دمای پخش	شبکه عصبی داده‌های بیشتر از٪۹۷	شبکه عصبی داده‌های کمتر از٪۹۵
میدانی	دمای پخش	✓	-	-	✓	✓	✓
	ضخامت	-	-	-	-	-	-
	استحکام	✓	-	✓	✓	-	-
	فضای خالی	✓	✓	-	-	-	-
	شکستگی در دو جبهه	-	✓	-	✓	-	-
	عبوری الک ۸	✓	✓	-	-	-	-
	فضای خالی مصالح VMA	-	✓	-	-	-	-
	فضای خالی پر شده با VFA قیر	✓	-	-	✓	-	-
	درصد قیر آسفالت	-	✓	-	-	-	-
اختلاط	درصد وزنی فیلر به قیر	✓	✓	-	-	-	-

۳- با توجه به اهمیت استحکام (مقاومت مارشال) آسفالت، پیشنهاد می‌شود صاحبان کارخانه آسفالت از اپراتورهای مجهز و با تجربه جهت تولید آسفالت استفاده نموده تا میزان دانه‌بندی با دقت کنترل شده و میزان استحکام آسفالت در بازه مناسب قرار گیرد.

قدرتانی

با تشکر از مدیرعامل و پرسنل محترم شرکت آسفالت سازان جنوب که در پژوهش‌های میدانی همراهی نموده و در پیشرفت پژوهش کمال همکاری را داشته است. همچنین از مدیریت و پرسنل محترم آزمایشگاه مکانیک خاک استان فارس که داده‌های مورد استفاده در این پژوهش را در اختیار قرار دادند، کمال تشکر را دارم. از استادی محترم دکتر خانی سانیچ و دکتر پدارم پیوندی نیز که با ارائه رهنمودهای سازنده در ارتقای علمی نوشتار کمک نمودند سپاسگزاری می‌شود.

با توجه به پارامترهای نتیجه‌گیری شده از پژوهش، می‌توان چند مورد پیشنهاد کاربردی ارائه نمود:

۱- با توجه به اینکه دمای پخش مؤثرترین متغیر بر تراکم آسفالت شناسایی شد، پیشنهاد می‌شود پیمانکاران با توجه به فاصله کارخانه آسفالت تا محل پروژه و زمان مورد نیاز برای رسیدن کامیون به محل پروژه، دمای پخش را کنترل نموده و با توجه به دمای محیط و دمای پخش اقدام به پخش آسفالت نمایند.

۲- با توجه به اینکه شکستگی در دو جبهه مصالح نیز از پارامترهای مهم در تراکم می‌باشد و براساس الزام اداره صنایع به قرار گرفتن آزمایشگاه مکانیک خاک در محل سنگشکن و کارخانه آسفالت، توصیه می‌شود صاحبان کارخانه آسفالت اقدام به تجهیز آزمایشگاه مکانیک خاک در محل سنگشکن نموده تا بتواند میزان شکستگی مصالح را اندازه‌گیری نماید.

مراجع

- [1] Bijleveld, F., Miller, S., De Bondt, A., & Dorée, A. (2012). "Too hot to handle, too cold to control-influence of compaction temperature on the mechanical properties of asphalt", In *Proc. 5th Eurasphalt & Eurobitume Congress* (Istanbul, Turkey), (pp. A5EE-231).
- [2] Chang, C. M., Chang, Y. J., & Chen, J. S. (2009). "Effect of mixture characteristics on cooling rate of asphalt pavements", *Journal of Transportation Engineering*, 135(5), 297-304.
- [3] Nabuun, N., & Khabiri, M. M. (2016). "Mechanical and moisture susceptibility properties of HMA containing ferrite for their use in magnetic asphalt", *Construction and Building Materials*, 113, 691-697.
- [4] Gao, Y., Huang, X., & Yu, W. (2014). "The compaction characteristics of hot mixed asphalt mixtures", *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, 29(5), 956-959.
- [5] TransTech Systems. (2018). "Non-Nuclear Pavement Quality Indicator (PQI 380)", The PQI 380 conforms to ASTM standard D7113 and AASHTO T 343-12.
- [6] Kassem, E., Awed, A., & Masad, E. (2016). "Effect Of Compaction On Skid Resistance Of Asphalt Pavements", *In Functional Pavement Design*, CRC Press, 1513-1522.
- [7] Kök, B. V., Yilmaz, M., & Alataş, T. (2013). "Evaluation of the mechanical properties of field-and laboratory-compacted hot-mix asphalt", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(9), 04014064.
- [8] Plati, C., Georgiou, P., & Loizos, A. (2014). "Use of infrared thermography for assessing HMA paving and compaction", *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 46, 192-208.
- [9] Ghazanfari, M., Alizade, S., & Taymourpour, B. (2008). *Data Mining and Knowledge Discovery*. Tehran: Iran University of Science and Engineering (IUST) press.
- [10] Chang, L. Y., & Chen, W. C. (2005). "Data mining of tree-based models to analyze freeway accident frequency", *Journal of safety research*, 36(4), 365-375.
- [11] Rivas, T., Paz, M., Martín, J. E., Matías, J. M., García, J. F., & Taboada, J. (2011). "Explaining and predicting workplace accidents using data-mining techniques", *Reliability Engineering & System Safety*, 96(7), 739-747.
- [12] Shariati Mahimani, A., & Tavakoli Kashani, E. (2010). "Intensity Analysis of Accidental Injuries Using Two-Way Extrusion Roads Using Data Mining Models", *Journal of Transportation Research*, 7 (2), 153-165.
- [13] Xiawi, H., Michelin, K., & Jean, Pae. (2012). *Data Mining Concepts and Techniques*, Third Edition, Translate by Esmaili, M. Niaz Danesh Publishing Co., 224-236.
- [14] Von Quintus, H. L., Schmitt, R., & Rao, C. (2006). *Non-nuclear density testing devices and systems to evaluate in-place asphalt pavement density*. Wisconsin Highway Research Program.
- [15] Androžić, I., & Dimter, S. (2015). "Influence of compaction temperature on the properties of Marshall specimens", *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 10(4), 309-315.
- [16] Kassem, E., Scullion, T., Masad, E., & Chowdhury, A. (2012). "Comprehensive evaluation of compaction of asphalt pavements and a practical approach for density predictions", *Transportation Research Record*, 2268(1), 98-107.

محمدحسین تقیزاده

* ولدی

گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خواراسکان)، اصفهان، ایران.

پست الکترونیک:

mh.taghizadeh@khuisf.ac.ir

مهندیه پورهادی گوابری

گروه معماری، موسسه آموزش عالی مهرآبین بندرانزلی، انزلی، ایران.

پست الکترونیک:

m.pourhadi@ut.ac.ir

تحلیل رفتار سازه‌های فضاکار در عرشه پل‌ها با تغییرات قطر و طول اعضا

کاربرد سازه‌های فضاکار، علی‌رغم سهولت و سرعت اجرا همواره محدود به پوشش سقف‌های با دهانه‌های طولانی است. در حالی که این نوع سازه‌ها که با مکانیزم پخش بار در کلیه اعضا، از مقاومت قابل قبولی در برابر بارهای واردۀ اعم از مرده و زنده برخوردار هستند، می‌توانند جایگزین مناسبی جهت به کارگیری در عرشه پل‌ها محسوب شوند. بنابراین در این مقاله، با مدل‌سازی عددی یک عرشه مشبک فضاکار دو لایه با قطر و طول مختلف اعضا، رفتار آن در برابر بارهای مرده و متحرک ناشی از حرکت وسایل نقلیه موتوری مطابق آیین‌نامه آشتو، مورد بررسی قرار گرفت. فرم‌بایی هندسی، با استفاده از جبر فرمکسی توسط نرم‌افزار 2.0 Formian و مدل‌سازی عددی عرشه‌های فضاکار با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود SAP2000 و با تحلیل استاتیکی خطی صورت گرفت. نتایج نشان داد که با افزایش قطر اعضا عرشه مشبک فضاکار دولایه از ۱۳/۹۴ به ۱۹/۳۷ سانتی‌متر، سطح مقطع و در نتیجه سختی اعضا افزایش می‌یابد که این امر منجر به افزایش سختی کل سازه و مقاومت آن در برابر خیز ناشی از بارهای مرده در اثر وزن سازه و خیز ناشی از بارهای متحرک در اثر عبور و مرور وسایل نقلیه موتوری می‌گردد. همچنین با افزایش طول اعضا عرشه مشبک فضاکار دولایه از ۱/۵ به ۴/۵ متر، فاصله بین گره‌ها افزایش یافته و تعداد گره‌ها و اعضا دو لایه و مابین آن که قسمت عمده المان‌های کل سازه در این فاصله قرار دارد، کاهش می‌یابد و به تبع آن منجر به کاهش بارهای مرده و خیز ناشی از این بار می‌شود. از طرفی، چون این گره‌ها از نوع مفصلی انتخاب شده است که دارای آزادی حرکت در تمام جهات می‌باشند، بنابراین کاهش تعداد گره‌ها، کاهش نسبی خیز ناشی از بارهای متحرک را به ذنبال دارد.

واژگان کلیدی: سازه‌های فضاکار، عرشه پل، قطر و طول اعضا، خیز.

گرفت [۱]. اما عمدۀ کاربرد این سازه‌ها بین سال‌های ۱۹۲۵ تا ۱۹۷۵ است که می‌توان تاریخچه سازه‌های فضاکار را به سه مرحله تفکیک نمود: سازه‌های فضاکار باستانی، سازه‌های فضاکار پیش مدرن و سازه‌های فضاکار مدرن [۲-۷]. در سال ۱۹۲۴، اولین پوسته مشبک تک لایه نیم‌کره ساخته شده از فولاد در زایس پلانتاریوم^۱ آلمان ساخته شد. در سال ۱۹۲۵، اولین سازه پوسته نازک

۱- مقدمه

اولین نمونه‌های سازه‌های مشبک فضاکار از اوایل قرن بیستم میلادی و در سال ۱۹۰۳ توسط الکساندر گراهام بل ابداع و جهت استفاده در بال‌های کایت قرار

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۱۲/۲۱، بازنگری ۱۳۹۹/۰۲/۳۱، پذیرش ۱۳۹۹/۰۳/۲۶.

(DOI): 10.22091/cer.2020.5328.1197

^۱- Zeiss Planetarium

در ژاپن اشاره نمود که طرح یک شهر در هوا با شکل هرم را ارائه کرده، به طوری که در ساعت کاری به بیش از یک میلیون نفر می‌رسد و بر روی یک سازه عظیم از خرپای فضاکار استوار است [۱].

تقی‌زاده و همکاران (۱۳۹۳) با بررسی رفتار عرضه پل‌های ساخته شده با سازه‌های فضاکار دریافتند که تغییرات در قطر اعضا، می‌تواند در میزان خیز ناشی از بارهای مرده و متحرک و کمانش حاصل از آن تأثیرگذار باشد [۹]. دیانت (۱۳۹۴) از سازه‌های فضاکار در مقاومسازی لرزه‌ای سازه‌های بتني موجود استفاده نمود. این روش پیشنهادی ضمن کاهش هزینه‌های ساخت و ساز و مشکلات معمول در روش‌های مقاومسازی، منجر به افزایش سرعت اجرا و بهبود ظرفیت لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح به دلیل افزایش چشمگیر ظرفیت برش پایه و سختی مدل مورد بررسی شد [۱۰]. مالک و همکاران (۱۳۹۴) به کاربردهای وسیع سازه‌های فضاکاری پرداخته است که تاکنون نادیده گرفته شده‌اند. آنها با اشاره به امکان استفاده از سازه‌های فضاکار به عنوان عرضه پل‌های تک و چند دهانه، اسکلت ساختمان‌های با ارتفاع کوتاه تا متوسط، عناصر مقاومسازی لرزه‌ای سازه‌ها، جکت‌ها و سکوهای فراساحلی، بازسازی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها و مناطق شهری با میراث فرهنگی غنی و پیکربندی گنبد با اشکال مختلف، به روشنی نشان دادند که سازه‌های فضاکار اسکلتی مدولار کاربردها و مزایای زیادی به منظور پاسخگویی به نیازهای جوامع معاصر در ترکیب اقتصاد و جنبه‌های زیستمحیطی برای ایجاد سازه‌های پایدار با نگاهی به آینده دارد [۱۱]. در سال ۲۰۱۵ محققان با بررسی کاربرد سازه‌ای فضاکار در عرضه پل‌ها و مقایسه مقادیر وزن و خیز در عرضه پل‌های تک دهانه و دو دهانه ساخته شده با سازه‌های فضاکار، پل‌های بتني و پل‌های فلزی دریافتند که استفاده از سازه‌های فضاکار در عرضه پل‌ها علی‌رغم سبکی و کاهش چشمگیر وزن نسبت به پل‌های بتني و فلزی، از خیز بیشتری ناشی از بارهای مرده و متحرک در مقایسه با پل‌های مذکور

بتن مسلح به قطر ۴۰ متر در جنا^۲ آلمان ساخته شد. در سال ۱۹۷۵، سالن بدنسازی پونتیاک^۳ (۲۲۰ × ۱۶۸ متر)، به عنوان اولین سازه غشایی بادی (هوای فشرده) در ایالات متحده ساخته شد. برای سازه‌های فضاکار پیش‌مدرن که از اواسط قرن بیستم به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است (مانند پوسته‌های نازک، خرپاهای فضاکار، پوسته‌های مشبك و سازه‌های کابلی معمولی)، سازه‌های فضاکار جدید با ترکیبی از اشکال و مصالح مختلف سازه‌ای توسعه یافته است. سازه‌های فضاکار مدرن، سازه‌های سبک و کارآمدی هستند که از دهه ۱۹۷۰ و ۱۹۸۰ براساس فن‌آوری‌های جدید و مصالح سبک با مقاومت بالا از قبیل غشاها و کابل‌های فولادی شروع شده است. این سازه‌ها شامل سازه‌های غشایی هوای فشرده، سازه‌های غشایی کابلی، سازه‌های خرپایی کابلی، سازه‌های گنبدی معلق، گنبدهای کابلی، پوسته‌های مشبك تک لایه و غیره هستند [۸]. با نگاهی به برخی پروژه‌های معروف نظری سقف ترمینال منچستر انگلستان (۱۹۹۳)، سقف سالن ورزشی پالافولس^۴ اسپانیا (۱۹۹۳) و سقف استادیوم سیدنی استرالیا (۱۹۹۸) استنباط می‌گردد که طرح سازه‌های فضاکار عمده‌تاً به منظور پوشش دهانه‌های بزرگ و به عنوان سقف، مورد بهره‌برداری قرار گرفته است [۱]. حال اینکه کاربردهای سازه‌های فضاکار تنها به این مورد محدود نمی‌شود و از آنجا که این سیستم سازه‌ای با توزیع نیرو بین اعضای خود، رفتاری سه بعدی را عرضه می‌کند؛ بنابراین می‌تواند در مقابل اعمال بارهای بسیار بزرگ، اعم از بارهای مرده و زنده، مقاومت خوبی از خود نشان داده، به طوری که امروزه پیشنهادات جسورانه و گاهاً دور از ذهن توسط شرکت‌های طراح سازه‌های فضاکار در سراسر دنیا بیان شده است که از آنها می‌توان به پیشنهاد شرکت شیمیزو^۵

²- Jena

³- Pontiac

⁴- Palafolls

⁵- Shimizu Co.

فضاکار در عرشه پل‌ها با تغییرات قطر و طول اعضا و کنترل کمانش آنها در اثر بارهای مرده و متحرک ناشی از عبور و مرور وسایل نقلیه موتوری اعم از کامیون دو محوره (H) و سه محوره (HS) پرداخته می‌شود.

۲- مواد و روش‌ها

۱- فرم‌بایی هندسی و مدل‌سازی عددی

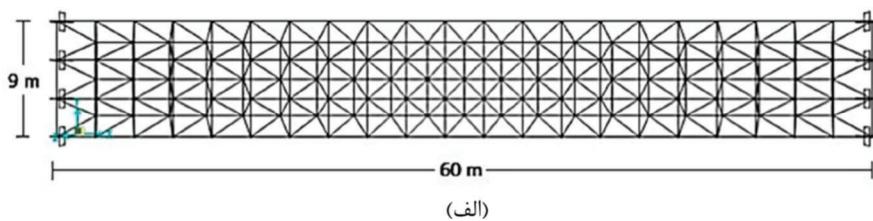
سازه مورد بحث از نوع پل با عرشه مشبك فضاکار با آرایش شبکه مربع روی مربع جابه‌جا شده با کاربری عبور و مرور وسایل نقلیه موتوری بوده که از دو لایه با فاصله ۳ متر نسبت به یکدیگر تشکیل شده است. طول دهانه پل ۶۰ متر و عرض آن ۹ متر و دارای دو باند رفت و برگشت به عرض ۳ متر جهت عبور و مرور وسایل نقلیه موتوری اعم از کامیون دو محوره (H) و سه محوره (HS) می‌باشد و فاصله بین دو باند ۰/۵ متر و از طرفین عرشه پل، ۱/۲۵ متر می‌باشد [۱۵]. به منظور بررسی تأثیر قطر و طول اعضای عرشه بر خیز و نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده و متحرک، شش مدل از عرشه مشبك فضاکار طراحی و مورد تحلیل قرار گرفت که در سه مدل، قطر اعضای عرشه برابر با ۱۳/۹۴، ۱۶/۸۳، ۱۹/۳۷ سانتی‌متر و در سه مدل دیگر، طول اعضای عرشه در راستای محور X برابر با ۱/۵، ۳ و ۴/۵ متر در نظر گرفته شده و جهت اتصال عضوها به یکدیگر از گره مرو استفاده می‌گردد. یک دال بتني به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر و به طول و عرض یکسان با عرشه فضاکار، بر روی لایه فوقانی آن به منظور ایجاد یک سطح صاف جهت عبور و مرور وسایل نقلیه در نظر گرفته شده است. اما به علت آنکه وجود هر عنصر اضافی می‌تواند در سختی کل سازه مؤثر باشد و مسلماً سهمی از بارهای واردہ را تحمل می‌کند و از آنجاکه هدف از این پژوهش بررسی رفتار سازه‌های فضاکار به عنوان عرشه پل‌ها می‌باشد، بنابراین از طرح این دال بتني توسط نرم‌افزار صرف‌نظر شده و تنها بار ناشی از وزن آن به تعداد گره‌های لایه فوقانی تقسیم و به صورت

برخوردار است [۱۲]. اسکندر و مالک (۱۳۹۵) به بررسی جنبه‌های فنی و اقتصادی سیستم سازه عرشه پل‌های مشکل از شبکه‌های دولایه فضاکار مختلط در مقایسه با پل‌های جعبه‌ای پیش‌ساخته پس‌کشیده بتني پرداختند. نتایج آنها نشان داد که برآورد اولیه احداث پل با سیستم فضاکار به میزان قابل ملاحظه‌ای کمتر از پل جعبه‌ای پیش‌ساخته پس‌کشیده سگمنتال است و در صورت جایگزین کردن پل شبکه‌ای فضاکار با پل سگمنتال، امکان صرفه‌جویی چشمگیری فراهم می‌گردد. در عین حال، معضل برچیدن پل‌های بتني سگمنتال با بهره‌گیری از سیستم پیشنهادی که قابل کاربرد مجدد و بازیافت است، مرتفع خواهد شد [۱۳]. تقی‌زاده ولدی و پورهادی گوایبری (۱۳۹۸) به بررسی رفتار سازه‌های فضاکار در عرشه پل‌ها با تغییرات توپولوژی و تعداد لایه‌ها پرداختند. نتایج مطالعات آنها نشان داد که عرشه فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مربع جابه‌جا شده که از کمترین تعداد اعضا و گره‌ها نسبت به سایر توپولوژی‌ها برخوردار است، دارای کمترین خیز ناشی از بارهای مرده و عرشه فضاکار دو لایه با آرایش مربع مربوب روی مربع مربوب جابه‌جا شده دارای کمترین خیز ناشی از بارهای متحرک است. همچنین با افزایش تعداد لایه‌های عرشه فضاکار از دو به سه لایه، به علت افزایش تعداد اعضا و گره‌های سازه، خیز ناشی از بارهای مرده بیشتر می‌شود؛ در حالی که این از دیداد مصالح کاهش خیز ناشی از بارهای متحرک را به دنبال دارد [۱۴].

در پژوهش‌های مورد بررسی اغلب به کاربرد سازه‌های فضاکار در مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌ها و همچنین کاربرد در عرشه پل‌ها از دیدگاه فنی، اقتصادی و توپولوژی (آرایش شبکه) پرداخته شده است. اما اثر تغییرات قطر و طول اعضا بر رفتار سازه‌های فضاکار مورد استفاده در عرشه پل‌ها و کمانش اعضای آن ناشی از بارهای مرده و متحرک کمتر مورد توجه قرار گرفته است. بنابراین در این مقاله، به بررسی عددی رفتار سازه‌های

فضاکار ملاک کار است، بنابراین از طرح پایه‌های منتهی به پی صرف‌نظر شده و تکیه‌گاه‌ها دقیقاً در محل هر پایه در لایه‌های فوقانی و تحتانی عرشه‌ها قرار داده شده است. همچنین به علت عدم قابلیت معرفی نوع گره‌ها در نرم‌افزار SAP2000، از وزن هر گره صرف‌نظر شده و اتصالات بین اعضاء از نوع مفصلی فرض شده است تا هر عضو دارای شش درجه آزادی باشد و به علت اینکه بارهای وارد بر عرشه این پل فقط به محل گره‌های لایه فوقانی اعمال می‌گردد، از ایجاد لنگرهای خمشی در آنها جلوگیری می‌شود و کلیه اعضای این عرشه مشبک فضاکار فقط به نیروهای محوری به صورت کشش یا فشار کار می‌کنند [۲۴]. در شکل ۱ پلان و نمای عرشه پل به صورت سازه فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مریع جابه‌جا شده است.

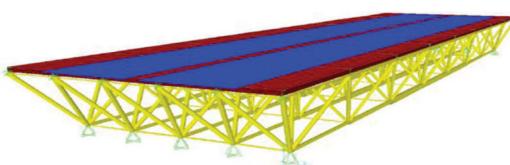
متمرکز بر محل گره‌های آن لایه اعمال گردیده است. فرم‌بایی هندسی آرایش اعضای این عرشه مشبک فضاکار با استفاده از جبر فرمکسی توسعه نرم‌افزار Formian 2.0 [۲۱-۲۶] و رفتار پل‌ها توسط نرم‌افزار اجزای محدود SAP2000 به روش استاتیکی خطی بررسی شده است [۲۷]. اصول طراحی پل‌ها براساس آیین‌نامه آشتو (۲۰۱۲) می‌باشد [۲۸]. در دو طرف این عرشه، یعنی به فاصله ۶۰ متر از یکدیگر، تکیه‌گاه‌های گیردار در هر دو لایه فوقانی و تحتانی تعییه گردیده است. این تکیه‌گاه‌ها شش درجه آزادی مهار شده دارند که سه تای آن‌ها درجهات آزادی انتقالی و سه تای دیگر درجهات آزادی دورانی در سه محور متعامد X، Y و Z هستند و اعضای انتهایی عرشه را در همه جهت‌های طولی و پیچشی مهار می‌کند. به علت آنکه در این پژوهش، بررسی رفتار عرشه



شکل ۱- (الف) پلان و (ب) نمای عرشه پل به صورت سازه فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مریع جابه‌جا شده

- طراحی این پل براساس آیین‌نامه آشتو (۲۰۱۲)، انجام شده است [۲۹]. بارهای زنده وارد به عرشه به صورت زیر در نظر گرفته شده است که در حقیقت، بارهای زنده مذکور نماینده وسایل نقلیه‌ای است که مجاز به عبور از عرشه این پل می‌باشد:
- ۱- بار کامیون دومحوره (H) و یا بار تیغه‌ای متناسب با آن
 - ۲- بار کامیون سه‌محوره (HS) و یا بار تیغه‌ای متناسب با آن

در شکل ۲، شماتیکی از یک عرشه فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مریع جابه‌جا شده به صورت تک دهانه و جزئیات اجرایی آن با اتصالات بین اعضاء از نوع سیستم مرو، مشاهده می‌شود.



شکل ۲- عرشه مشبک فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مریع جابه‌جا شده [۱۲]

۲-۲- اصول طراحی و محدودیت‌ها

بررسی قرار دهیم، بنابراین بایستی وزن حاصل از دال بتنی عرشه را به صورت بار متتمرکز به گرههای شبکه فوقانی عرشه فضاکار اعمال نمود تا مدل به واقعیت نزدیکتر باشد. با فرض اینکه وزن واحد حجم بتن 2400 kg/cm^3 است، بنابراین مطابق رابطه (۳) وزن دال بتنی به طول 60 و عرض 9 متر و ضخامت 20 سانتی‌متر برابر با 259200 کیلوگرم است:

$$W = L \times B \times D \times \gamma \quad (3)$$

که در آن W وزن، L طول، B عرض و D ضخامت دال بتنی عرشه پل و γ وزن واحد حجم بتن است. سپس وزن دال بتنی عرشه به صورت بار متتمرکز به گرههای لایه فوقانی آن اعمال می‌گردد. بنابراین با توجه به اینکه تعداد گرههای لایه فوقانی عرشه، برابر با 88 گره می‌باشد، مطابق رابطه (۴) سهم هر گره از بار متتمرکز ناشی از وزن دال بتنی برابر با $2945/45$ کیلوگرم است:

$$P = \frac{W}{N_n} \quad (4)$$

در این رابطه، که P بار متتمرکز ناشی از وزن دال بتنی وارد بر هر گره، W وزن دال بتنی و N_n تعداد گرههای لایه فوقانی عرشه مشبک فضاکار است. علت اعمال بار ناشی از وزن دال بتنی عرشه به صورت متتمرکز فقط بر گرههای لایه فوقانی عرشه مشبک فضاکار و خودداری از اعمال آنها بر عضوهای سازه، آن است که اولاً در سازه‌های فضاکار بهتر است اعضا فقط به نیروهای محوری (کششی یا فشاری) طراحی شوند و حتی‌امکان از به وجود آمدن لنگر خمشی در آنها ناشی از اعمال بار خارجی بر اعضای سازه اجتناب شود. ثانیاً فاصله گرهها از یکدیگر آنقدر زیاد نیست که نیاز به استفاده از لapeهایی با فواصل معین، بر روی اعضا به منظور اتصال به عرشه بتنی باشد.

در جدول ۱، بیشترین خیز ناشی از بارهای مرده و متحرک در عرضه‌های فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مربع جابه‌جا و با قطر اعضای $13/94$ ، $16/83$ و $19/37$

بنابراین بر روی لایه فوقانی عرشه دو بند رفت و برگشت جهت عبور و مرور وسایل نقلیه موتوری از قبیل کامیون با کانتینر و بدون کانتینر تعییه گردیده که هریک با ضریب ضربه $1/3$ که در آیین‌نامه بارگذاری پل ایران نیز تأکید شده، بر عرشه این پل اعمال گردیده است. به منظور تعیین بار کمانش بحرانی در اعضا یک سازه فضاکار، ابتدا باید ممان اینرسی اعضا محاسبه گردد. با توجه به اینکه در سازه‌های فضاکار اغلب از عضوهای با مقاطع دایروی استفاده می‌گردد؛ بنابراین ممان اینرسی این مقاطع در هر دو جهت محورهای X و Y یکسان بوده و مطابق رابطه (۱) می‌باشد [۲۵]:

$$I = \frac{\pi r^2}{4} \quad (1)$$

که در آن r شعاع عضو است.
با تعیین ممان اینرسی مقاطع و خصوصیات مصالح اعضا، بار کمانش بحرانی در عضوهای یک سازه فضاکار مطابق رابطه (۲) تعیین می‌گردد [۲۵]:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{KL^2} \quad (2)$$

که در آن E مدول یانگ، I ممان اینرسی، K ضریب سختی و L طول عضو است. مقدار عدد π نیز برابر با $3/14$ در نظر گرفته شده است.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- عرضه فضاکار دو لایه با قطر اعضا مختلف

به منظور بررسی تأثیر قطر اعضا عرشه بر خیز و نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده و متحرک، سه مدل از عرضه مشبک فضاکار با قطر اعضای $13/94$ ، $16/83$ و $19/37$ سانتی‌متر طراحی و تحلیل گردید، به طوری که طول اعضا در هر سه مدل، ثابت بوده و برابر با 3 متر در نظر گرفته شد. همان‌طور که قبل ذکر گردید چون از طرح قسمت بتنی عرضه این پل صرف‌نظر شده تا فقط رفتار سازه‌های فضاکار را به عنوان عرضه پل‌ها مورد

آیین‌نامه سازه‌های فضاکار ایران بیشترین مقدار خیز مجاز ناشی از بارهای مرده و متحرک با در نظر داشتن اثر ضربه، نباید به ترتیب از $\frac{1}{240}$ و $\frac{1}{1000}$ طول دهانه آن بیشتر باشد [۱۵].

سانسی‌متر نشان داده شده است. با توجه به اینکه در این سه مدل از عرضه مشبك فضاکار فقط قطر اعضا سازه تغییر کرده است، بنابراین تعداد اعضا و گره‌ها بدون تغییر بوده و به ترتیب برابر با ۵۰۴ و ۱۵۱ است. طبق توصیه

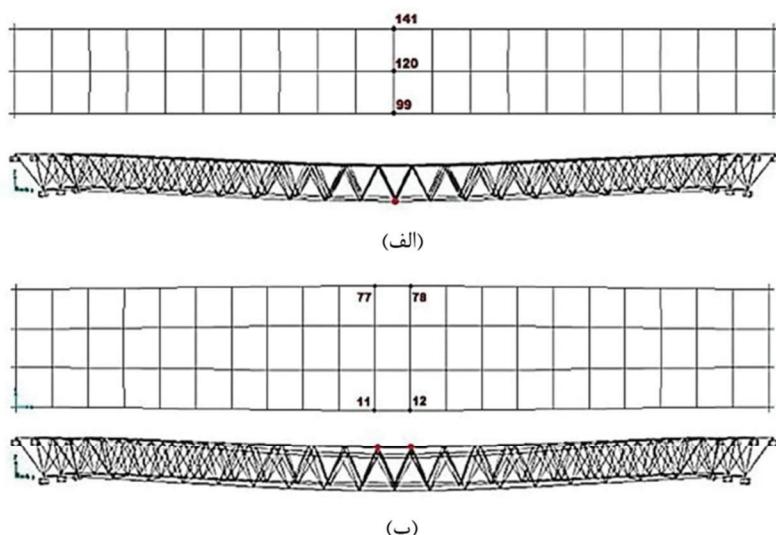
جدول ۱- بیشترین خیز ناشی از بارهای مرده و متحرک در عرضه‌های فضاکار با قطر اعضا مختلف

خیز نهایی (cm)	خیز ناشی از بار متحرک (cm)	خیز ناشی از بار مرده (cm)	قطر اعضا (cm)
۱۷/۱۵	۱۱/۰۵	۶/۱۲	۱۳/۹۴
۱۲/۶۲	۷/۶۲	۵/۰۷	۱۶/۸۳
۱۰/۵۶	۶/۰۶	۴/۵	۱۹/۳۷

مدل‌های مذکور که طول دهانه‌ای برابر با ۶۰ متر دارند، بیشترین مقدار خیز مجاز ناشی از بارهای مرده برابر با ۲۵ سانتی‌متر است و مطابق جدول ۱، در هر سه مدل مذکور با قطر اعضا مختلف، خیز ناشی از بارهای مرده در محدوده قابل قبول براساس آیین‌نامه سازه‌های فضاکار ایران قرار دارد.

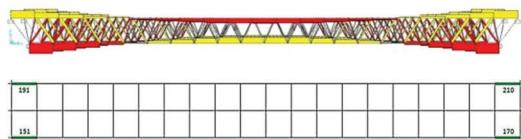
باتوجه به شکل ۳-(ب) بیشترین مقدار خیز در اثر بار متحرک ناشی از حرکت وسایل نقلیه موتوری شامل کامیون‌های دو و سه محوره، در هر سه مدل با قطر اعضا مختلف، در گره‌های ۱۱، ۱۲، ۷۷ و ۷۸ واقع در وسط دهانه و در لایه تحتانی عرضه رخ داده است.

همان‌طور که در شکل ۳-(الف) ملاحظه می‌شود بیشترین مقدار خیز در اثر بار مرده ناشی از وزن عرضه مشبك و دال بتنی فوقانی در هر سه مدل با قطر اعضا مختلف، در گره‌های ۹۹، ۱۲۰ و ۱۴۱ واقع در وسط دهانه و در لایه تحتانی عرضه رخ داده است. مطابق جدول ۱، از مقایسه خیز ناشی از بارهای مرده در عرضه‌های مشبك فضاکار با قطر اعضا مختلف استنباط می‌گردد که در اثر افزایش قطر اعضا سازه، سطح مقطع و در نتیجه سختی اعضا افزایش می‌یابد که این امر منجر به افزایش سختی کل سازه و مقاومت آن در برابر خیز ناشی از وزن سازه می‌گردد. بنابراین براساس محدودیت‌های بیان شده، در



شکل ۳- محل بیشترین مقدار خیز ناشی از (الف) بارهای مرده و (ب) بارهای متحرک در عرضه فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مربع جایه‌جا شده

کمانش آنها به علت کم بودن نیروهای محوری فشاری نسبت به این چهار عضو، خودداری می‌شود، زیرا اگر یک یا چند عضو که دارای قطر و ضخامتی یکسان با سایر اعضاء، اما از طول و نیروی محوری فشاری بیشتری نسبت به آنها برخوردار است، کمانش قابل قبولی در مقابل این نیروها داشته باشد، سایر اعضاء نیز در مقابل این بارهای وارد جوابگو بوده و نیازی به بررسی کمانش در آنها نمی‌باشد.



شکل ۴- محل بیشترین نیروی محوری فشاری ناشی از بارهای مرده و متحرک در لایه تحتانی عرشه فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مربع جایه‌جا شده

در جدول ۲، مقادیر نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده و متحرک در عرشه‌های فضاکار دو لایه با قطر اعضا مختلف نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود هرچه قطر اعضا یک عرشه فضاکار کاهش یابد، چون از وزن کل سازه یعنی بارهای مرده آن کاسته می‌شود، نیروهای محوری ناشی از این بارها نیز کاهش می‌یابد. اما این امر لزوماً منجر به بیشتر شدن خیزهای ناشی از بارهای مرده نمی‌شود؛ زیرا همان‌گونه که ذکر شد با افزایش قطر اعضا یک عرشه فضاکار، سختی کل سازه بالا رفته و این امر کاهش خیزهای ناشی از بارهای مذکور را به دنبال خواهد داشت.

مطابق جدول ۱، از مقایسه خیز ناشی از بارهای متحرک ناشی از عبور و مرور وسایل نقلیه موتوری، در عرشه‌های مشبک فضاکار با قطر اعضا مختلف، استنبط می‌گردد که در اثر کاهش قطر اعضا سازه، سطح مقطع و در نتیجه سختی اعضا کاهش می‌یابد که این امر منجر به کاهش سختی کل سازه و مقاومت آن در برابر خیز ناشی از بارهای متحرک می‌گردد. بنابراین براساس محدودیت‌های بیان شده، در مدل‌های مذکور که طول دهانه‌ای برابر با ۶۰ متر دارند، بیشترین مقدار خیز مجاز ناشی از بارهای متحرک برابر با ۶ سانتی‌متر است و مطابق جدول ۱، در هر سه مدل مذکور با قطر اعضا مختلف، خیز ناشی از بارهای متحرک در محدوده قابل قبول مطابق آیین‌نامه سازه‌های فضاکار ایران قرار ندارد.

همان‌طور که در شکل ۴ ملاحظه می‌شود، بیشترین مقدار نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده و متحرک در هر سه عرشه مشبک فضاکار دو لایه با قطر اعضا مختلف به صورت نیروی فشاری در عضوهای ۱۵۱، ۱۷۰، ۱۹۱ و ۲۱۰ از لایه تحتانی عرشه اتفاق می‌افتد. از این‌رو، به علت این که طول و قطر کلیه اعضا که در راستای محورهای X و Y قرار گرفته‌اند، به صورت تیپ انتخاب شده است؛ بنابراین کنترل کمانش برای این چهار عضو بحرانی کفایت می‌کند به شرط آن که محدودیت کمانشی را برآورده سازند. سایر عضوهای قطری که به صورت مورب مابین لایه‌های فوقانی و تحتانی عرشه فضاکار قرار گرفته و از طول‌های متفاوتی برخوردار است، از محاسبه

جدول ۲- نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده و متحرک در عرشه‌های فضاکار با قطر اعضا مختلف

مجموع نیروهای محوری (kgf)	نیروهای محوری ناشی از بارهای متحرک (kgf)	نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده (kgf)	قطر اعضا (cm)
۵۲۵۲۰۸/۵۸	۳۱۶۸۹۴/۹۷	۲۰۸۳۱۳/۶۱	۱۳/۹۴
۵۶۷۵۰۵/۰۱۲	۳۱۶۸۹۴/۹۷	۲۵۰۶۱۰/۰۴	۱۶/۸۳
۶۱۱۶۵۵/۶۴	۳۱۶۸۹۴/۹۷	۲۹۴۷۶۰/۶۷	۱۹/۳۷

اعضای مختلف، ملاحظه می‌شود که افزایش یا کاهش قطر اعضا هیچگونه تأثیری در افزایش یا کاهش این نیروها

همچنین از مقایسه مقادیر نیروهای محوری ناشی از بارهای متحرک در عرشه‌های فضاکار دو لایه با قطر

است. در نتیجه، عضوهای مذکور بیش از حد مجاز کمانش خواهد کرد که منجر به ناپایداری کل سازه می‌شود. این در حالی است که با افزایش قطر اعضا سازه به $16/83$ و $19/37$ سانتی‌متر، به علت افزایش ممان اینرسی اعضا، بار کمانش بحرانی بیشتر می‌شود و مقادیر مجموع نیروهای محوری فشاری ناشی از بارهای مرده و متحرک در عضوهای مذکور، کمتر از بار کمانش بحرانی آن می‌گردد. از این‌رو، سازه از لحاظ کمانش اعضا، در حالت پایدار قرار خواهد داشت. لازم به ذکر است که هرچه قطر اعضا بیشتر شود، با افزایش ممان اینرسی اعضا و به تبع آن افزایش بار کمانش بحرانی سازه، اختلاف بین مقادیر مجموع نیروهای محوری فشاری ناشی از بارهای مرده و متحرک و بار کمانش بحرانی سازه بیشتر شده و ضریب اطمینان پایداری سازه در برابر کمانش افزایش می‌یابد. بنابراین توصیه می‌شود که در طراحی پل‌های مشبك فضاکار، قطر اعضا طوری انتخاب شود که اختلاف بین مقادیر مجموع نیروهای محوری فشاری ناشی از بارهای مرده و متحرک و بار کمانش بحرانی سازه چشمگیر نباشد و به منظور تأمین پایداری سازه در برابر کمانش، مقدار بار کمانش بحرانی کمی بیشتر از مقادیر نیروهای محوری فشاری در نظر گرفته شود.

ندارد، زیرا تغییرات نیروهای محوری ناشی از بارهای متحرک، رابطه مستقیم با تغییرات نوع و وزن وسایل نقلیه عبوری از روی آن سازه و به عبارتی میزان ترافیک عبوری دارد؛ به طوری که اگر به جای کاهش یا افزایش قطر اعضا، بارهای ناشی از وسایل نقلیه را کاهش یا افزایش دهیم مسلمًا نیروهای محوری ناشی از بارهای متحرک تغییر خواهد کرد. بنابراین تغییرات قطر اعضا فقط بر نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده تأثیرگذار بوده و نیروهای محوری ناشی از بارهای متحرک، متأثر از وسایل نقلیه تعریف شده می‌باشد.

در جدول ۳، مقادیر بار کمانش بحرانی در عرشه‌های فضاکار با قطر اعضا مختلف نشان داده شده است. از مقایسه این مقادیر با بیشترین مقادیر نیروهای محوری فشاری ناشی از بارهای مرده و متحرک که در عضوهای 151 ، 170 ، 191 و 210 رخ داده است ملاحظه می‌گردد که هرچه قطر اعضا یک عرشه مشبك فضاکار را کاهش دهیم، مطابق رابطه (۱) ممان اینرسی اعضا سازه کاهش یافته و در نتیجه مطابق رابطه (۲) بار کمانش بحرانی اعضا کمتر می‌شود. بنابراین در عرشه فضاکار دو لایه با قطر اعضا برابر $13/94$ سانتی‌متر، مقادیر مجموع نیروهای محوری فشاری ناشی از بارهای مرده و متحرک از مقدار بار کمانش بحرانی مربوط به این اعضا فراتر رفته

جدول ۳- مقادیر مجموع نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده و متحرک و بار کمانش بحرانی در عرشه‌های فضاکار با قطر اعضا مختلف

بار کمانش بحرانی (kgf)	ممان اینرسی (cm ⁴)	مجموع نیروهای محوری (kgf)	قطر اعضا (cm)
$418256/85$	$1853/62$	$52520.8/58$	$13/94$
$881036/68$	$3938/27$	$56750.5/012$	$16/83$
$1545880/02$	$6910/16$	$611655/64$	$19/37$

شده است. به علت تغییرات طول اعضا و تعداد متفاوت گره‌ها در لایه فوقانی عرشه مشبك فضاکار، بار متمرکز اعمالی بر این گره‌ها ناشی از وزن دال بتنی پل که برابر با 259200 کیلوگرم است، متفاوت می‌باشد. از این‌رو، با

۲-۳- عرشه فضاکار دو لایه با طول اعضا مختلف

در جدول ۴، خیز ناشی از بارهای مرده و متحرک در عرشه‌های فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مربع جابه‌جا و با طول اعضا $1/5$ ، 3 و $4/5$ متر نشان داده

تم مرکز اعمالی ناشی از وزن دال بتنی، کاهش می‌یابد.

کاهش طول اعضای عرضه مشبک فضاکار، به علت افزایش تعداد گره‌ها، سهم گره‌های لایه فوقانی عرضه از بار

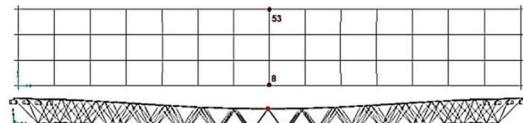
جدول ۴- خیز ناشی از بارهای مرده و متجرک در عرضه‌های فضاکار با طول اعضای مختلف

خیز نهایی (cm)	خیز ناشی از بار متحرک (cm)	خیز ناشی از بار مرده (cm)	خیز ناشی از وزن دال بتنی (kg)	تعداد گره‌ها	تعداد اعضا	طول اعضا (m)
۱۶/۶۴	۸/۷۷	۷/۸۷	۱۵۰۶/۹۷	۲۹۸	۱۰۰۸	۱/۵
۱۲/۶۸	۷/۶۲	۵/۰۷	۲۹۴۵/۴۵	۱۵۱	۵۰۴	۳
۱۱/۲۴	۷/۱	۴/۱۴	۴۳۲۰	۱۰۲	۳۳۶	۴/۵

محدوده قابل قبول مطابق آیین‌نامه سازه‌های فضاکار ایران قرار دارد.

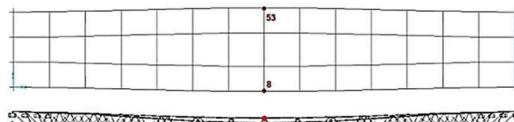
با مراجعه به جدول ۴ ملاحظه می‌شود که پس از افزایش طول اعضای عرضه مشبک فضاکار در راستای محور X از ۱/۵ متر به ۴/۵ متر، خیز ناشی از بارهای متحرک کاهش نسبی یافته است؛ به طوری که مطابق شکل ۶، در گره‌های ۸ و ۵۳ از لایه فوقانی عرضه مشبک فضاکار به بیشترین مقدار خود می‌رسد. در واقع افزایش طول اعضای یک سازه فضاکار، منجر به کاهش تعداد گره‌های آن می‌شود و چون این گره‌ها از نوع مفصلی انتخاب شده است که دارای آزادی حرکت در تمام جهات می‌باشند، بنابراین کاهش تعداد گره‌ها، مسلماً کاهش نسبی خیز ناشی از بارهای متحرک را به دنبال خواهد داشت. از این‌رو، در طراحی سازه‌های مشبک فضاکار به عنوان عرضه پل‌ها، توصیه می‌شود که طول اعضای سازه طوری انتخاب گردد که اولاً خیز ناشی از بارهای مرده و متجرک به حداقل برسد؛ ثانیاً کمانش در اعضای سازه در حد مجاز بوده و منجر به فروپاشی آن نگردد. بنابراین براساس محدودیت‌های بیان شده، در مدل‌های مذکور که طول دهنه‌ای برابر با ۶۰ متر دارند، بیشترین مقدار خیز مجاز ناشی از بارهای متجرک برابر با ۶ سانتی‌متر است و براساس جدول ۴، در هر سه مدل مذکور با قطر اعضا مختلف، خیز ناشی از بارهای متجرک در محدوده قابل قبول مطابق آیین‌نامه سازه‌های فضاکار ایران قرار ندارد.

با مراجعه به جدول ۴ ملاحظه می‌شود که پس از افزایش طول اعضای عرضه مشبک فضاکار در راستای محور X از ۱/۵ متر به ۴/۵ متر، خیز ناشی از بارهای مرده ناشی از وزن عرضه مشبک و دال بتنی فوقانی به نحو چشمگیری کاهش یافته است؛ به طوری که مطابق شکل ۵، در گره‌های ۸ و ۵۳ از لایه فوقانی عرضه مشبک فضاکار به بیشترین مقدار خود می‌رسد. از مقایسه مقدادر خیزهای بهدست آمده ناشی از بار مرده در سه مدل با طول اعضای مختلف، استتباط می‌گردد که هرچه طول اعضا بیشتر شود، یعنی فاصله بین گره‌ها افزایش یابد؛ تعداد گره‌ها و اعضا دو لایه و مابین آن که قسمت عمده المان‌های کل سازه در این فاصله قرار دارد، کاهش می‌یابد و به تبع آن منجر به کاهش بار مرده سازه و خیز ناشی از این بار می‌شود.



شکل ۵- محل بیشترین مقدار خیز ناشی از بارهای مرده در عرضه فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مربع جابه‌جا شده بنابراین براساس محدودیت‌های بیان شده، در مدل‌های مذکور که طول دهنه‌ای برابر با ۶۰ متر دارند، بیشترین مقدار خیز مجاز ناشی از بارهای مرده برابر با ۶ سانتی‌متر است و مطابق جدول ۴، در هر سه مدل مذکور با قطر اعضا مختلف، خیز ناشی از بارهای مرده در محدوده قابل قبول مطابق آیین‌نامه سازه‌های فضاکار ایران قرار ندارد.

و گره‌های سازه، متعاقباً بار مرده سازه و به تبع آن نیروهای محوری ناشی از این بارها نیز افزایش خواهد یافت. از مقایسه مقادیر نیروهای محوری ناشی از بارهای متحرک در عرشه‌های فضاکار دو لایه با طول اعضا مختلف، ملاحظه می‌شود که کاهش طول اعضا، منجر به افزایش تعداد گره‌های آن می‌شود و چون این گره‌ها از نوع مفصلی انتخاب شده است که دارای آزادی حرکت در تمام جهات می‌باشند، بنابراین با اعمال بارهای متحرک، مسلماً افزایش نیروهای محوری را در اعضا عرشه مشبک فضاکار به دنبال خواهد داشت. بنابراین هرچه طول اعضا عرشه بیشتر و تعداد گره‌های آن کمتر باشد، تغییرمکان ناشی از بارهای متحرک در گره‌ها و به تبع آن نیروهای محوری ناشی از این بارها در اعضا عرشه مشبک فضاکار کمتر خواهد بود.



شکل ۶- محل بیشترین مقدار خیز ناشی از بارهای متحرک در عرشه فضاکار دو لایه با آرایش مربع روی مربع جابه‌جا شده

در جدول ۵، مقادیر بیشترین نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده و متحرک در عرشه‌های فضاکار دو لایه با طول اعضا مختلف نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود هرچه طول اعضا یک عرشه فضاکار افزایش یابد، از تعداد اعضا و گره‌های آن کاسته شده و در نتیجه وزن کل سازه یعنی بارهای مرده آن کاهش می‌یابد، از این‌رو، منجر به کاهش نیروهای محوری ناشی از این بارها می‌شود. همچنین هرچه طول اعضا یک عرشه فضاکار کاهش یابد، با ازدیاد تعداد اعضا

جدول ۵- بیشترین نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده و متحرک در عرشه‌های فضاکار با طول اعضا مختلف

نیروهای محوری ناشی از بارهای متحرک (kgf)	نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده (kgf)	نیروهای محوری ناشی از بارهای مرده (kgf)	طول اعضا (m)
۷۴۹۶۳۸/۲۹	۳۵۷۳۱۰/۱۶	۳۹۲۳۲۸/۱۳	۱/۵
۵۶۷۵۰۵/۰۱۲	۳۱۶۸۹۴/۹۷	۲۵۰۶۱۰/۰۴	۳
۲۱۸۴۰۱/۴۳	۲۷۸۶۰۳/۳۳	۱۹۰۵۹۸/۱۰	۴/۵

اعضا عرشه که نیروهای محوری فشاری کمتری نسبت به این اعضا دارند در مقابل کمانش ناشی از بارهای مذکور مقاومت نموده و پایداری سازه از لحاظ کمانش اعضا تأمین می‌باشد.

۴- نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی عددی رفتار سازه‌های فضاکار در عرشه پل‌ها با تغییرات قطر و طول اعضا پرداخته شد. به این منظور، عرشه پل به صورت دو لایه با آرایش شبکه مربع روی مربع مربع جابه‌جا شده با استفاده از نرم‌افزار 2.0 Formian طراحی و با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 مورد تحلیل قرار گرفت. نتایج اجزای محدود SAP2000 نشان داد که با افزایش قطر اعضا عرشه مشبک فضاکار

با توجه به اینکه در هر سه مدل از عرشه مشبک فضاکار با طول اعضا مختلف، قطر اعضا یکسان و برابر ۱۶/۸۳ سانتی‌متر است، بنابراین در مقاطع دایروی که ممان اینرسی در هر دو جهت محورهای X و Y یکسان می‌باشد از رابطه (۱) تعیین می‌گردد که برابر با ۳۹۳۸/۲۸ می‌باشد از رابطه (۱) تعیین می‌گردد که برابر با ۱۶/۸۳ سانتی‌متر مکعب است. از این‌رو، مطابق رابطه (۲) بار کمانش بحرانی اعضا برای هر سه مدل مذکور برابر با ۸۸۱۰۳۶/۶۸ kgf است. از مقایسه این مقدار با بیشترین نیروی محوری فشاری در عضوهای عرشه با طول اعضا ۳، ۱/۵ و ۴/۵ متر که به ترتیب برابر با ۷۴۹۶۳۸/۲۹ kgf، ۵۶۷۵۰۵/۰۱۲ و ۲۱۸۴۰۱/۴۳ می‌باشد، ملاحظه می‌شود که نیروی محوری فشاری در عضوهایی که مستعد کمانش هستند، کمتر از بار کمانش بحرانی است. بنابراین کلیه

سه مدل از عرشه مشبک فضاکار با طول اعضای مختلف، قطر اعضا یکسان و برابر ۱۶/۸۳ سانتی‌متر است، بنابراین در مقاطع دایروی که ممان اینرسی در هر دو جهت محورهای X و Y یکسان است، بار کمانش بحرانی اعضا برای هر سه مدل مذکور برابر بوده و ملاحظه شد که نیروی محوری فشاری در عضوهایی که مستعد کمانش هستند، کمتر از بار کمانش بحرانی است؛ از این‌رو پایداری سازه از لحاظ کمانش اعضا تأمین می‌باشد. بنابراین در طراحی سازه‌های مشبک فضاکار به عنوان عرشه پل‌ها، توصیه می‌شود که قطر و طول اعضای سازه طوری انتخاب گردد که اولاً خیز ناشی از بارهای مرده و متحرک به حداقل برسد؛ ثانیاً کمانش در اعضا سازه در حد مجاز بوده و منجر به فروپاشی آن نگردد.

قدردانی

نویسنده‌گان صمیمانه از همکاری و راهنمایی‌های دکتر علاءالدین بهروش در این مقاله تشکر و قدردانی می‌نمایند.

دولایه از ۱۳/۹۴ به ۱۹/۳۷ سانتی‌متر، سطح مقطع و در نتیجه سختی اعضا افزایش می‌یابد که این امر منجر به افزایش سختی کل سازه و مقاومت آن در برابر خیز ناشی از بارهای مرده در اثر وزن سازه و خیز ناشی از بارهای متحرک در اثر عبور و مرور وسایل نقلیه موتوری می‌گردد. همچنین به علت افزایش ممان اینرسی اعضا، بار کمانش بحرانی بیشتر می‌شود و چون نیروی محوری فشاری در عضوهایی که مستعد کمانش هستند، کمتر از بار کمانش بحرانی است؛ از این‌رو سازه از لحاظ کمانش اعضا، در حالت پایدار قرار دارد. با افزایش طول اعضای عرشه مشبک فضاکار دولایه از ۱/۵ به ۴/۵ متر، فاصله بین گره‌ها افزایش یافته و تعداد گره‌ها و اعضا دو لایه و مابین آن که قسمت عمده المان‌های کل سازه در این فاصله قرار دارد، کاهش می‌یابد و به تبع آن منجر به کاهش بار مرده سازه و خیز ناشی از این بار می‌شود. از طرفی، چون این گره‌ها از نوع مفصلی انتخاب شده است که دارای آزادی حرکت در تمام جهات می‌باشند، بنابراین کاهش تعداد گره‌ها، کاهش نسبی خیز ناشی از بارهای متحرک را به دنبال دارد. همچنین با توجه به اینکه در هر

مراجع

- [1] Chilton, J. (2000). *Space grid structures*. Architectural press.
- [2] Shilin, D. O. N. G. (2009), “The development history, innovation, classification and practical application of spatial structures”, *Spatial Structure*, 15(3), 22–43.
- [3] Shilin, D. O. N. G. (2010), “Development and expectation of spatial structures in China”, *Journal of Building Structures*, 31(6), 38–51.
- [4] Dong, S.L., Luo, Y.Z., & Zhao, Y. (2009). *Analysis, design and construction of new space structure*. China Architecture and Building Press, China.
- [5] Liu, X.L. (2003). *Modern space structures*. Tianjing: Tianjing Univercity Press.
- [6] Saitoh, M. (2006). *Development and prospect of space structure— past, present, future of space structure design*. Beijing: China Architecture and Building Press.
- [7] Mei, J.K., Liu, D.M., & Yao, Y.X. (2002). *Thinking of structure and construction of long-span structures*. Beijing: China Architecture and Building Press.
- [8] Ramaswamy, G. S., & Eekhout, M. (2002). *Analysis, design and construction of steel space frames*. Thomas Telford.
- [9] Taghizadeh, M. H., Behravesh, A., & Akbarlou, A. (2015). “Study on behavior of bridges deck built by spatial structures”, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2(1), 46-55.
- [10] Dianat, P. (2014). “Use of space structures in seismic reinforcement of existing concrete structures”, *the 4th National Conference on Spatial Structures*, Tehran, May 19-20.
- [11] Maalek, S., Maalek, R., & Maalek, B. (2014), “Largely neglected areas of application of skeletal space structures”, *the 4th National Conference on Spatial Structures*, May 19-20.
- [12] Taghizadeh, M.H., & Behravesh, A. (2015), “Application of spatial structures in bridges deck”, *Civil Engineering Journal*, 1(1), 1-8.

- [13] Eskandar, H., & Maalek, S. (2016). "Investigation of technical and economic aspects of deck structure system of bridges deck consisting of two-layer mixed spatial grids in comparison with prefabricated post-tensioned concrete box-girder bridges", *the 9th International Congress on Civil Engineering*, Mashhad, May 10-1.
- [14] Taghizadeh Valdi, M. H., & Pourhadi Gavabari, M. (2020). "Analysis of spatial structures behavior in bridges deck with topology and layers changes", *Journal of Architecture*, 2(13), 1-8.
- [15] Vice presidency for Strategic Planning and Supervision, (2010). Code of practice for skeletal steel space structures of Iran, No 400.
- [16] Nooshin, H. (1996), "A Technique for Surface Generation", *IASS Symposium*, Stuttgart, Germany.
- [17] Nooshin, H., & Moghimi, M. (2007), "Formex formulation of freeform structural surfaces", *2nd National Conference on Space Structures*, Tehran. Iran.
- [18] Nooshin, H., & Disney, P.L. (2000), "Formex configuration processing I", *International Journal of Space Structures*, 15(1), 1-52.
- [19] Nooshin, H., & Disney, P.L. (2001), "Formex configuration processing II", *International Journal of Space Structures*, 16(1), 1-56.
- [20] Nooshin, H., & Disney, P.L. (2002), "Formex configuration processing III", *International Journal of Space Structures*, 17(1), 1-50.
- [21] Nooshin, H., Disney, P.L. & Champion, O.C. (1997). Computer-aided processing of polyhedric configurations. Chapter 12 in *Beyond the Cube*. Edited by J.F. Gabriel. *John Wiley*.
- [22] Habibullah, A., & Wilson, E. (2005). *General program of structures analysis and design SAP2000*. Translated by Afshin Torabi, and Reza Pashaei, 1st Edition, Simaye Danesh Publications.
- [23] AASHTO LRFD. (2012). Bridge design specifications. *6th Edition*.
- [24] Baji, H., & Hashemi, S. J. (2005). *Applied projects in computerized analysis and design of structures*. 4th Edition, Motafakeran Publications.
- [25] Tahooni, S. (2014). *Design of steel structures (allowable stress method and limit state design - LRFD)*. 1st Edition, Elm va Adab Publications.

مطالعه رفتار ساختمان با سیستم مهاربند برونو محور و دیوار پرکننده در زلزله سریل ذهاب

* محمددرضا تابش پور*

دانشیار، دانشکده مکانیک،

دانشگاه صنعتی شریف.

پست الکترونیک:

tabeshpour@yahoo.com

آزاده نوری فرد

استاد مدعو دانشکده معماری،

پردیس هنرهای زیبا، دانشگاه

تهران.

پست الکترونیک:

anoorifard@yahoo.com

قاب‌های مهاربندی شده برونو محور از لحاظ سختی و شکل‌پذیری رفتاری بینابین قاب خمشی و مهاربند هم محور دارند. به این منظور لازم است طراحی مهاربند و تیر پیوند به نحوی انجام گیرد که در مرحله غیرخطی، تنها تیر پیوند جاری شود. بررسی‌های میدانی صورت گرفته پس از زلزله سریل ذهاب نشان می‌دهد علی‌رغم اینکه قاب‌های دارای مهاربند برونو محور طراحی نشده و اشکالات اجرایی زیادی دارند، سازه پایداری خود را حفظ کرده است. در این پژوهش با استفاده از مدل‌سازی یکی از ساختمان‌های آسیب دیده در زلزله سریل ذهاب به صورت یک قاب سه طبقه چهار دهانه در نرم افزار ایتیس، رفتار سازه در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده مطالعه شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد وجود دستک قطربی دیوار پرکننده موجب کاهش نیروی محوری مهاربندها و کاهش نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند می‌شود. دیوار پرکننده همچنین موجب کاهش تغییرمکان، افزایش سختی و کاهش پریویو قاب با مهاربند برونو محور می‌گردد. لذا در چنین شرایطی که اشکالات متعددی در طراحی و اجرای تیر پیوند و مهاربند وجود دارد، اتصال دیوار پرکننده به سازه در حفظ پایداری قاب با مهاربند‌های برونو محور در زلزله سریل ذهاب نقش مهمی را ایفا کرده است. در این شرایط اگر دیوار پرکننده وجود نمی‌داشت، رفتار لرزه‌ای سازه بحرانی‌تر می‌شد و حتی احتمال فروریزش سازه وجود می‌داشت. بنابراین برای قاب با مهاربند برونو محوری که به درستی برای بار زلزله طراحی شده است، چسباندن دیوار پرکننده به قاب باعث اختلال در رفتار شکل‌پذیر مطلوب این سیستم سازه‌ای می‌شود.

واژگان کلیدی: مهاربند برونو محور، دیوار پرکننده، زلزله سریل ذهاب، تحلیل خطی.

۱- مقدمه

قرار داشته، سختی آنها از قاب خمشی و شکل‌پذیری‌شان از سیستم مهاربند هم محور بیشتر است [۱-۸]. در این سیستم، قابلیت سختی زیاد در محدوده الاستیک با ظرفیت استهلاک انرژی در محدوده غیرالاستیک ترکیب شده است که سختی جانبی کافی، ناشی از سختی محوری مهاربند‌های قطری و رفتار شکل‌پذیر ناشی از قابلیت تیر پیوند است [۴ و ۵].

قاب مهاربند برونو محور در اواسط دهه ۷۰ میلادی، توسط روئور و پوپوف^۱ و در دانشگاه کالیفرنیا پیشنهاد گردیده است [۶]. هدف اولیه از ایجاد قاب‌های مهاربندی

همواره تناسب میان پارامترهای سختی و شکل‌پذیری، دغدغه اصلی مهندسین طراح بوده است. قاب‌های خمشی، شکل‌پذیری زیاد و سختی کمی دارند؛ در حالی‌که، قاب‌های مهاربندی شده هم محور، سختی زیاد و شکل‌پذیری اندکی دارند. قاب‌های مهاربندی شده برونو محور از لحاظ سختی و شکل‌پذیری در حالتی بینابینی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۲/۱/۲۲، بازنگری ۰۴/۰۶/۱۳۹۹، پذیرش ۰۴/۱۲/۱۳۹۹.

DOI: 10.22091/cer.2020.5409.1201 شناسه دیجیتال

^۱- Roeder and Popov

خواهد داشت [۱۰]. تابش‌پور و نوری‌فرد با استفاده از تحلیل غیرخطی یک ساختمان مهاربند برونو محور آسیب‌دیده در زلزله سرپل ذهاب در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده نتیجه گرفته‌ند که اتصال دیوار به سازه باعث افزایش شدید سختی، مقاومت و جذب انرژی شده و تا حد زیادی اشکالات مربوط به ضعیف بودن تیر پیوند و مهاربند را جبران می‌کند. در این شرایط اگر دیوار پرکننده وجود نمی‌داشت، رفتار لرزه‌ای سازه بحرانی‌تر می‌شد و حتی احتمال فروریزش سازه وجود می‌داشت [۱۲].

اگرچه مطالعات گسترده‌ای در خصوص مهاربند برونو محور و دیوار پرکننده انجام شده است ولی مطالعه مهاربندی برونو محوری با دیوار پرکننده اندک است [۱۰]. هدف از این پژوهش بررسی اشکالات قاب‌های برونو محور آسیب‌دیده در زلزله سرپل ذهاب و سپس تحلیل یک نمونه از آنها در نرم‌افزار ایتبس در دو حالت با و بدون دیوار جهت مطالعه عددی رفتار سازه می‌باشد.

۲- اشکالات مهاربند برونو محور در زلزله سرپل ذهاب

امروزه استفاده از سیستم‌های مهاربندی برونو محور به دلیل قدرت جذب انرژی زیاد در هنگام زلزله، سختی قابل ملاحظه و امکانات معماری بالاتر، روزبه‌روز گسترش بیشتری می‌یابد [۲]. در دهه‌های گذشته در اغلب شهرهای متوجه و کوچک و به ویژه در حومه آنها طراحی سازه‌ها به صورت اصولی و مهندسی نبوده و حتی بخشی از آنها به صورت تجربی و نیمه مهندسی بدون محاسبات نرم‌افزاری طراحی و اجرا شده‌اند، علاوه بر کمبود مقاومت و سختی در برابر بارهای جانی، اشکالات متعددی نیز دارند. برخی اشکالات متداول در سازه‌های فولادی دارای مهاربند برونو محور در زلزله سرپل ذهاب، در شکل ۱ ارائه شده است.

شده برونو محور، وقوع تسلیم برشی در قسمت کوچکی از تیر اصلی بوده است که اصطلاحاً تیر پیوند نامیده می‌شود. اساسی‌ترین و مهمترین مفهوم در طراحی این سیستم در مقابل زلزله این است که جاری شدن و خسارت سازه‌ای باید به طور کلی در تیر رابط محدود شود و سایر اعضا در محدوده الاستیک باقی بمانند [۱ و ۵]. به بیان دیگر، تیر پیوند مانند فیوز عمل می‌کند و نقش اساسی جذب و استهلاک انرژی توسط آن انجام می‌شود [۳ و ۷].

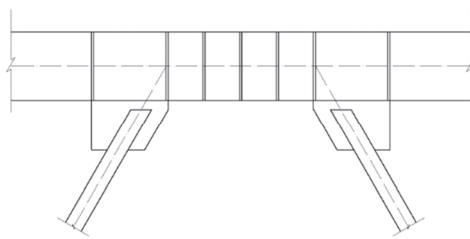
در قاب مهاربندی شده برونو محور، نیروی محوری ایجاد شده در مهاربندها، از طریق برش و خمش در تیر پیوند به ستون یا مهاربند دیگر منتقل می‌شود [۲، ۳ و ۱۰]. تیر پیوند، بخش بزرگی از انرژی وارد در زمان زلزله را از طریق تسلیم مصالح مستهلك می‌کند. در یک قاب مهاربندی شده برونو محور که به خوبی طراحی شده است، عملکرد غیراتجاعی فقط محدود به تیر پیوند بوده و دیگر اعضا در زمان زلزله در محدوده الاستیک باقی می‌مانند، وجود دیوار پرکننده، بر عملکرد تیر پیوند تأثیر می‌گذارد. برخلاف سیستم دارای مهاربند هم‌محور، برهمکنش سیستم دارای مهاربند برونو محور با دیوار پرکننده بسیار مهم است، زیرا در صورت وجود دستک معادل دیوار، توزیع و انتقال نیروی جانبی به صورت محوری، عملکرد برشی تیر رابط را کمرنگ می‌کند. اصولاً از آنجاکه دریافت مربوط به عملکرد سیستم مهاربند واگرا در مقایسه با سیستم همگرا، بیشتر است، احتمالاً در محدوده عملکرد منجر به شکست‌ها و ترک‌های مهم غیرسازه‌ای در دیوار پرکننده می‌شود. در چنین سیستمی کلاً دیوار باید از قاب جدا شود [۱۱]. نتایج مطالعات المان محدود دریان^۲ و همکاران نشان می‌دهد عموماً وجود دیوارهای پرکننده مقاومت تسلیم و محدوده الاستیک در منحنی نیرو-تغییرمکان را افزایش می‌دهد ولی رفتار پلاستیک قاب بدتر شده و به دلیل رفتار ترد مصالح بنایی، کل سیستم پس از عبور از محدوده الاستیک، افت شدید مقاومت

²- Daryan



شکل ۱- اشکالات متدالون در سازه فولادی دارای مهاربند برومنور در زلزله سرپل ذهاب (عکس‌های (ب) تا (و) توسط نگارندگان از زلزله سرپل گرفته شده است.)

تسلیم برشی، در مقادیر کوچک طول تیر پیوند به وقوع می‌پیوندد. با افزایش طول تیر پیوند، به تدریج رفتار اندرکنشی برشی- خمشی و با ادامه افزایش طول، حالت رفتار خمشی مسلط خواهد گردید. به علت احتمال کمانش ناشی از برش در جان تیر پیوند، استفاده از سخت کننده‌هایی در طول تیر پیوند و قسمت انتهایی آن الزامی می‌باشد (شکل ۲) [۶].



شکل ۲- اجرای ورق سخت کننده در تیر پیوند

۳- مروری ضوابط تیر پیوند در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان

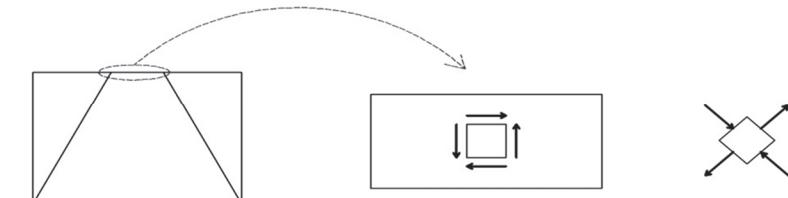
در سیستم مهاربند برومنور، طراحی تیر پیوند از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد چرا که اگر این بخش بسیار قوی طراحی شود، سازه قادر به پاسخگویی مناسب در برابر بارهای جانبی نخواهد بود و در نتیجه در محدوده الاستیک قرار می‌گیرد و اگر ضعیف طراحی شوند سازه از سختی مطلوبی برخوردار نمی‌باشد [۵]. شایان ذکر است در عمل، مشارکت دال سقف موجب افزایش مقاومت برشی تیر پیوند می‌شود [۱۳]. نوع تسلیم در تیر پیوند به طول و مشخصات مقطع آن وابسته است. تسلیم تیر پیوند می‌تواند به صورت برشی، خمشی و یا ترکیب برشی و خمشی باشد.

۱- کمانش برشی جان (شکل ۴-الف)

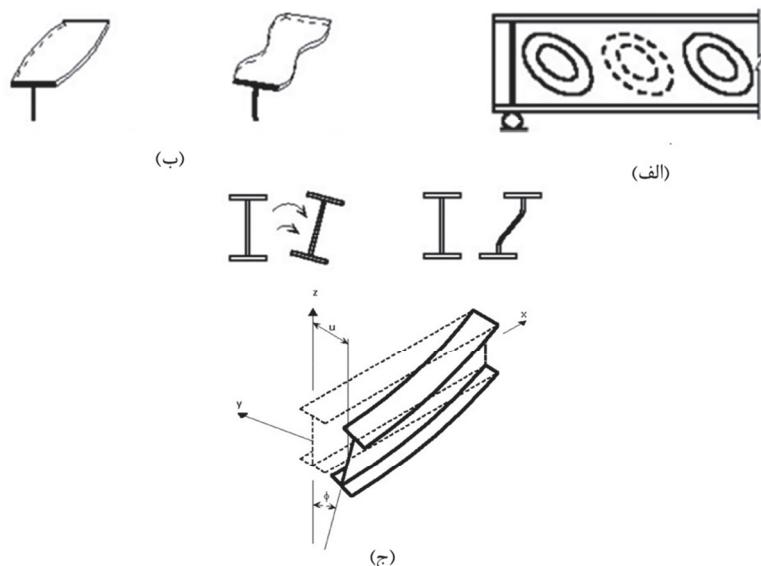
۲- کمانش پیچشی- جانبی تیر (شکل ۴-ب)

۳- کمانش موضعی بال (شکل ۴-ج)

در شکل ۳، پتانسیل کمانش جان تیر پیوند در اثر فشار ناشی از برش تحت نیروی جانبی نشان داده شده است. در صورت عدم اجرای ورق سخت کننده و مهار تیر پیوند، احتمال وقوع سه نوع کمانش وجود خواهد داشت:



شکل ۳- پتانسیل کمانش موضعی جان به علت فشار ناشی از برش جان تیر پیوند



شکل ۴- (الف) کمانش برشی جان در صورت عدم وجود سخت کننده، (ب) کمانش پیچشی- جانبی به علت عدم مهار بالها و (ج) کمانش موضعی بال در فشار به علت مهار نبودن

$$V_n = V_p \quad (1)$$

ب- تسلیم خمسی

$$V_n = \frac{2M_p}{e} \quad (2)$$

در روابط فوق:

در ادامه این بخش، مقاومت برشی طراحی تیر

پیوند و طول تیر پیوند براساس مبحث ۱۰ مقررات ملی

ساختمان به صورت مختصر مرور می شود [۱۴].

۱-۳- مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

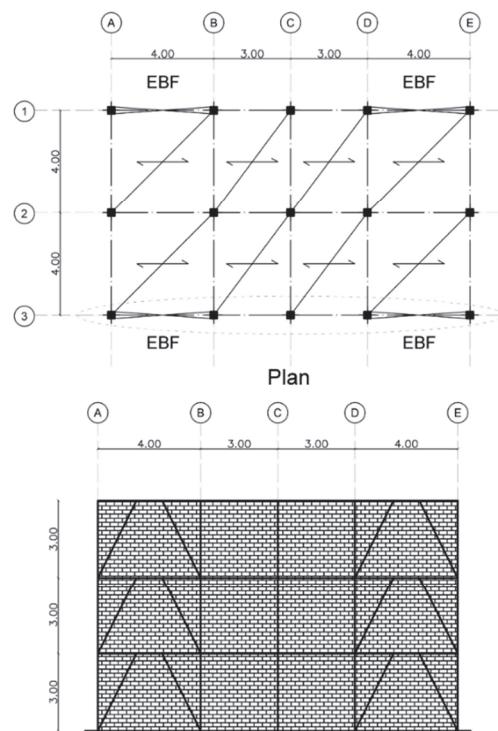
مقاومت برشی طراحی تیر پیوند برابر $\phi_v V_n$ می باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت و برابر با $0/9$ بوده و V_n مقاومت برشی اسمی برابر با کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمسی است.

الف- تسلیم برشی

یکی از قاب‌های دارای مهاربند برومنور در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۵- ساختمان سه طبقه آسیب دیده در زلزله سرپل ذهاب با سیستم مهاربند برومنور



شکل ۶- پلان و نمای سازه ساختمان

در این ساختمان با وجود اینکه طول تیر پیوند کوتاه است، ولی به دلیل اشکالات اجرایی، سختی کافی را تأمین نکرده است. در شکل ۷ مشاهده می‌شود که مهاربندها کمانش کرده و تغییرشکل برومنور صفحه بزرگی داده‌اند و ورق‌های سخت کننده در تیر پیوند اجرا نشده است. اصولاً مهاربند برومنور نباید قبل از تیر پیوند دچار کمانش شود. تیر پیوند و مقاومت فشاری مهاربند با

که P_u مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بار متعارف، P_c مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر $A_{lw} F_y A_g$ ، A_{lw} مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d - 2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $2(d - 2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل، F_y تنش تسلیم فولاد تیر پیوند، Z اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند و e طول تیر پیوند است که برابر با فاصله بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصله بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون می‌باشد.

۲-۳- طول تیر پیوند

$P_u/P_c > 0.15$ تیرهای پیوندی که دارای شرایط هستند، باید محدودیت زیر را برآورده نمایند:

$$\text{الف- زمانی که } \rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c} \leq 0.5$$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (5)$$

$$\text{ب- زمانی که } \rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c} > 0.5$$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}(1.15 - 0.3\rho') \quad (6)$$

در روابط فوق، V_u مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بار متعارف، V_c مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر $0.6F_y A_{lw}$ ، A_g سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند، V_p برش پلاستیک مقطع تیر پیوند و M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند می‌باشند.

۴- مطالعه موردی

در ادامه به عنوان مطالعه موردی، یک ساختمان سه طبقه فولادی با سیستم مهاربند برومنور که در زلزله سرپل ذهاب دچار آسیب شده است مورد بررسی قرار گرفته است (شکل ۵). ساختمان در محله فولادی سرپل ذهاب واقع گردیده و در امتداد عمود بر کوچه دارای سه قاب چهار دهانه است که در قاب‌های ابتدایی و انتهایی، دو دهانه بادبند برومنور اجرا شده است. پلان و نمای

نیست، ولی ظاهراً سختی کافی را تأمین نکرده است.



(ب)

شکل ۷- (الف) کمانش مهاربند برون محور به صورت برون صفحه و (ب) عدم اجرای ورق سخت کننده در تیر پیوند

PL200×10 به یکدیگر متصل شده‌اند. تیرهای دهانه‌های فاقد مهاربند از IPE180، دهانه‌های دارای مهاربند از IPE200 و مهاربندها از IPE140 می‌باشد.



شکل ۹- پروفیل اعضای سازه

بارهای وارد به سازه براساس مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شده است [۱۵]. سقف طبقات از تیرچه بلوک به ارتفاع ۲۵ سانتیمتر در نظر گرفته شده است که در سقف طبقات با ۲ سانتیمتر انود گچ و خاک و ۱ سانتیمتر انود گچ و در کف طبقات با ۵ سانتیمتر پوکه و کفپوش سرامیک پوشش داده شده است. در بام، ضخامت پوکه به ۱۰ سانتیمتر افزایش یافته و کفپوش از موzaïek می‌باشد. بر این اساس بار مرده سقف طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بام ۶۲۰ کیلوگرم بر مترمربع محاسبه گردیده است. بار معادل تیغه‌های داخلی ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده، دیوارهای خارجی از سفال به ضخامت ۱۵ سانتیمتر بوده که در داخل با ۲ سانتیمتر انود گچ و خاک و ۱ سانتیمتر انود گچ و در خارج با ۳ سانتیمتر انود

هم سری هستند، هر کدام بشکنند، سیستم سختی نخواهد داشت. همانطور که ملاحظه می‌شود، طول تیر پیوند زیاد



(الف)

شکل ۷- (الف) کمانش مهاربند برون محور به صورت برون صفحه و (ب) عدم اجرای ورق سخت کننده در تیر پیوند

در این ساختمان، دو دهانه میانی که به طور کامل با پرکننده سفالی پر شده‌اند، در تحمل بخشی از نیروی جانبی به صورت فشاری کمک مؤثری کرده‌اند (شکل ۸). هرچند برهم‌کنش دیوار با مهاربند در دهانه‌های مهاربندی منجر به ریزش دیوار شده است، ولی برآیند کمک دیوارهای پرکننده به صورت دستک قطري فشاری و سختی و مقاومت جانبی دهانه‌های دارای بادبند برون محور باعث شده ساختمان در مجموع پایدار باقی بماند.



شکل ۸- تحمل بخشی از بار جانبی از طریق شکل گیرنده دستک قطري فشاری دیوار پرکننده

۵- مدل‌های خطی

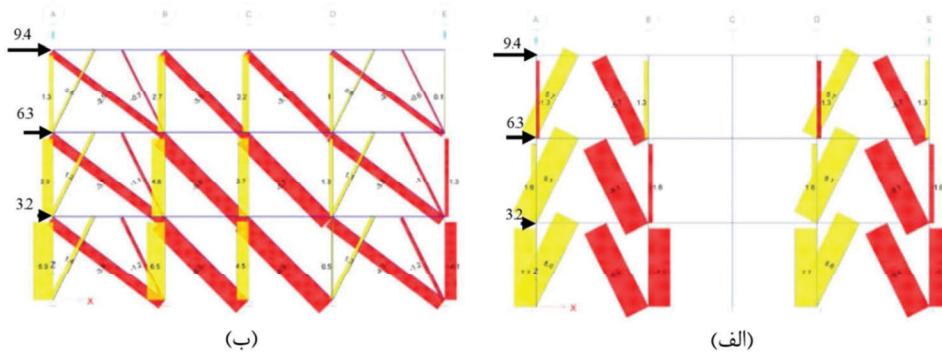
در ادامه جهت تحلیل عددی رفتار ساختمان، مدل دو بعدی یکی از قابها به صورت ۳ طبقه و ۴ دهانه با لحاظ کردن اثرات سه بعدی در نرم افزار ETABS ساخته شده است. ابعاد سازه و پروفیل‌های هرچند تقریبی هستند؛ ولی دقت خوبی دارند. پروفیل‌های اعضای سازه در شکل ۹ نشان داده شده است، بر این اساس ستون‌ها از 2IPE160 به فاصله محور تا محور ۲۰ سانتیمتر است که با ورق

ساده‌تری استفاده گردیده و $0/2$ قطر دیوار در نظر گرفته شده است. همچنین در دهانه‌های دارای مهاربند عرض دستک به $5/0\%$ این مقدار کاهش یافته است [۱۱]. بر این اساس در دهانه 3 متری، عرض دستک دیوار 85 سانتی‌متر و در دهانه 4 متری دارای مهاربند 50 سانتی‌متر می‌باشد. مدل الاستیستیتی دیوار با فرض اینکه بلوک سفال به کار رفته در آن در رده مقاومتی متوسط قرار دارد و با لحاظ نمودن تأثیر انودهای داخلی و خارجی دیوار و محاسبات مربوط به مقطع معادل، به میزان 3927 مگاپاسکال و ضخامت معادل 16 سانتی‌متر لحاظ گردیده است [۱۸].

۶- خروجی تحلیل‌های خطی

در ادامه، دیاگرام‌های مربوط به نیروی محوری، نیروی برشی، ممان خمشی و تغییرشکل ناشی از نیروی زلزله قاب با مهاربند برون‌محور در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده ارائه شده است.

همانگونه که در دیاگرام نیروی محوری در شکل 10 نشان داده شده است، در اثر نیروی زلزله مقدار نیروی محوری مهاربندها در قاب با مهاربند برون‌محور به ترتیب از طبقه سوم تا اول به میزان $7/5$ ، $5/1$ و $6/8$ تن می‌باشد که این میزان در شرایط وجود دیوار پرکننده به ترتیب به $0/8$ ، $1/2$ و $1/4$ تن کاهش یافته است. در واقع وجود دستک قطری دیوار پرکننده موجب می‌شود مهاربندها کاهش نیرویی در حدود $6/1$ تا 7 برابر را تجربه کنند.



شکل ۱۰- دیاگرام نیروی محوری در قاب با مهاربند برون‌محور (الف) بدون دیوار پرکننده و (ب) با دیوار پرکننده (tonf)

سیمان پوشش داده شده است و بار معادل آن 240 کیلوگرم بر مترمربع می‌باشد. بنابراین وزن مؤثر لرزه‌ای قاب مورد مطالعه 8764 کیلوگرم می‌باشد. ضریب زلزله ساختمان براساس ویرایش سوم استاندارد 2800 به صورت زیر محاسبه شده است [۱۶]:

$$A=0.3$$

$$I=1$$

$$T_0=0.1, T_s=0.5, S=1.5$$

زمین نوع دو: سازه قاب ساده فولادی با مهاربند برون‌محور:

$$R=7, T=0.05H^{\frac{3}{4}}$$

$$T=0.05H^{\frac{3}{4}}=0.26s \quad (7)$$

$$T_0 < T < T_s \rightarrow B=S+1=2.5 \quad (8)$$

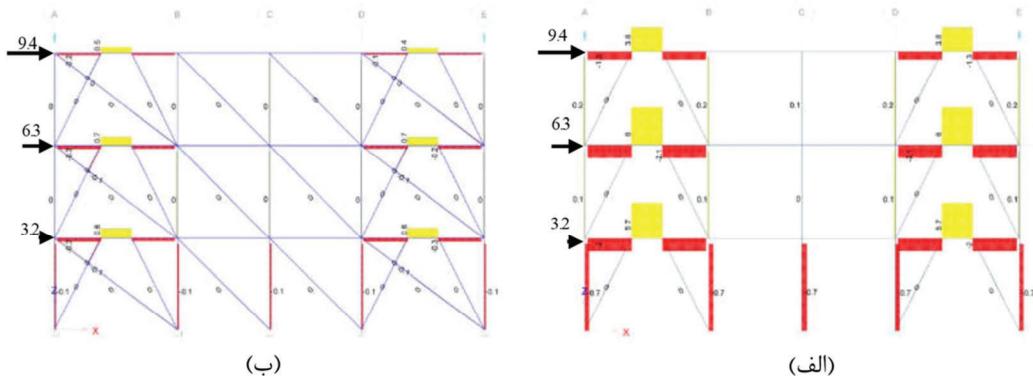
$$C=\frac{ABI}{R}=0.11 \quad (9)$$

چون یکی از دو قابی که در بار جانبی را تحمل می‌کند، به صورت دو بعدی مدل می‌شود و این قاب 25% از بار ثقل را تحمل می‌کند، در نتیجه براساس رابطه (۱۰) مقدار ضریب زلزله دو برابر مقدار فوق در نظر گرفته شده است.

$$V=\frac{1}{2}CW=2C\times\frac{1}{4}W \rightarrow C=0.22 \quad (10)$$

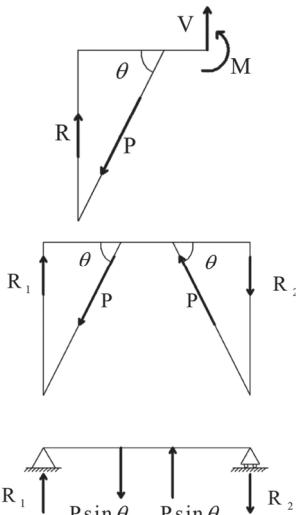
مطابق با ضوابط پیوست ۶ استاندارد 2800 ، جهت مدل‌سازی دیوارهای پرکننده در جهت درون صفحه از مدل عضو قطری فشاری معادل استفاده شده است که ضریب ارجاعی و ضخامت آن با دیوار یکسان است [۱۷]. برای محاسبه عرض عضو به جای رابطه این پیوست از روابط

برش طبقه بهجای اینکه توسط اعضای مورب مهاربند گرفته شود، توسط دستک فشاری دیوار پرکننده گرفته شده و نیروی اندکی به مهاربند می‌رسد. این توزیع نیرو در شرایطی که مقطع مهاربند ضعیفتر از مقدار مورد نیاز است، از کمانش آن جلوگیری می‌کند. به صورت همزمان میزان برش در تیر پیوند نیز کاهش یافته و در نتیجه، خطاهای اجرایی و طراحی تیر پیوند از جمله عدم اجرای ورق‌های سخت کننده موجب کمانش جان تیر پیوند نمی‌گردد.



شکل ۱۱- دیاگرام نیروی برشی در قاب با مهاربند برونمحور (الف) بدون دیوار پرکننده و (ب) با دیوار پرکننده (tonf)

کاهش، بین ۷ تا ۱۰ برابر است. در واقع وجود دیوار پرکننده و شکل‌گیری دستک قطری معادل، رفتار قاب را از کنش خمسی به کنش محوری تغییر داده است



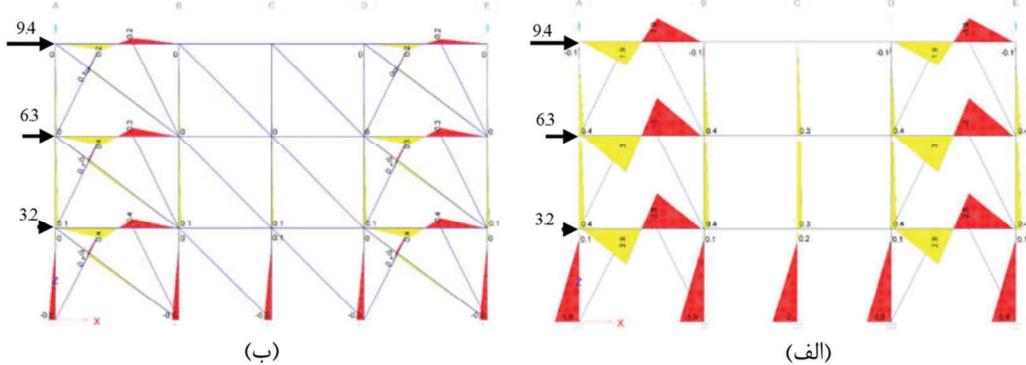
شکل ۱۲- رابطه نیروی محوری در مهاربند با برش تیر پیوند

با توجه به دیاگرام توزیع نیروی برشی که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، نیروی برشی تیر پیوند ناشی از نیروی زلزله، به ترتیب از طبقه سوم تا اول در شرایط قاب خالی معادل $\frac{3}{8}$ ، $\frac{6}{7}$ و $\frac{5}{7}$ تن می‌باشد که در شرایط وجود دیوار پرکننده این میزان به ترتیب به $\frac{0.5}{7}$ ، $\frac{0.8}{7}$ و $\frac{0.5}{7}$ کاهش می‌یابد. در واقع نیروی برشی در تیر پیوند در صورت تشکیل دستک قطری دیوار پرکننده کاهشی معادل ۷ تا $\frac{8}{5}$ برابر را تجربه می‌کند که این اتفاق با فلسفه طراحی قاب با مهاربند برونمحور در تضاد است. در واقع

بررسی همزمان دیاگرام‌های نیروی محوری و نیروی برشی نشان می‌دهد، نیروی محوری داخلی ایجاد شده در مهاربند و ستون در اثر نیروی جانبی زلزله به صورت نیروهای خارجی در تیر عمل کرده و موجب نیروی برشی قابل ملاحظه در تیر پیوند می‌شود. براساس معادلات تعادل میزان نیروی برشی ایجاد شده تیر پیوند به صورت رابطه (۱۱) با نیروی محوری ستون و مهاربند در ارتباط است (شکل ۱۲):

$$V = P \sin \theta - R \quad (11)$$

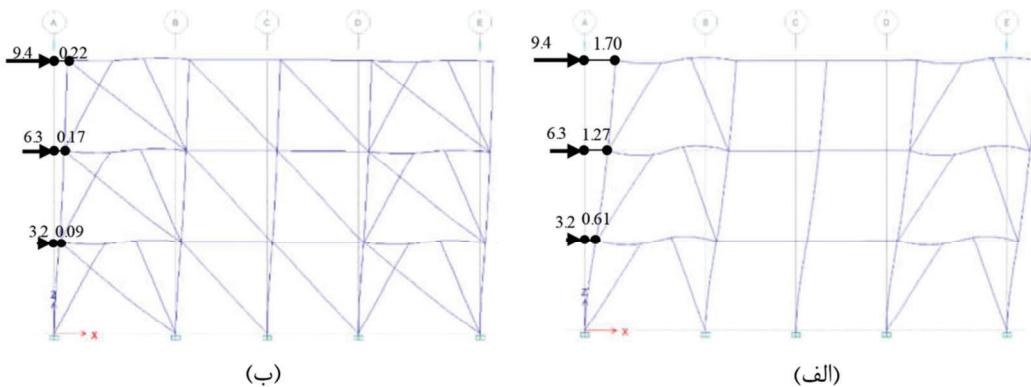
براساس دیاگرام ممان خمسی در شکل ۱۳، لنگر حداکثری در تیر پیوند در شرایط بدون دیوار پرکننده تحت نیروی زلزله به ترتیب از طبقه سوم تا اول $\frac{3}{8}$ ، $\frac{0.9}{7}$ و $\frac{2}{7}$ تن- متر بوده که در صورت وجود دیوار پرکننده به ترتیب به میزان $\frac{0.2}{7}$ ، $\frac{0.3}{7}$ و $\frac{0.4}{7}$ تن- متر کاهش می‌یابد. میزان



شکل ۱۳- دیاگرام ممان خمشی در قاب با مهاربند برومنور (الف) بدون دیوار پرکننده و (ب) با دیوار پرکننده (tonf.m)

است. بر این اساس نسبت تغییرمکان نسبی در شرایط بدون دیوار پرکننده، به ترتیب از طبقه سوم تا اول $0/1$ ، $0/2$ و $0/2$ درصد بوده که در صورت وجود دیوار پرکننده این میزان به ترتیب به $0/03$ ، $0/03$ و $0/03$ درصد کاهش یافته است.

با توجه به نمودار شکل ۱۴، میزان تغییرمکان جانبی قاب با مهاربند برومنور تحت نیروی جانبی زلزله در شرایط بدون دیوار پرکننده، به ترتیب از طبقه سوم تا اول $1/27$ ، $1/27$ و $0/61$ سانتیمتر بوده که در شرایط وجود دیوار پرکننده این میزان به ترتیب به $0/22$ ، $0/17$ و $0/09$ سانتیمتر کاهش می‌یابد که کاهشی معادل $6/7$ تا $7/7$ برابر



شکل ۱۴- تغییرمکان جانبی قاب با مهاربند برومنور (الف) بدون دیوار پرکننده و (ب) با دیوار پرکننده تحت نیروی زلزله (tonf, cm)

است، ولی براساس محاسبات صورت گرفته در ساختمان مورد مطالعه، پریوود قاب پرشده به میزان محاسبه شده براساس ویرایش سوم نزدیکتر است. در حالت قاب خالی، رابطه ویرایش چهار به خروجی نرمافزار نزدیکتر می‌باشد. جهت محاسبه سختی طبقات در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده، از روش توزیع نیروی زلزله و جابه‌جایی ناشی از آن استفاده گردیده است [۲۰] که نتایج در جدول ۲ ارائه شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود، وجود دیوار پرکننده در قاب با مهاربند برومنور موجب افزایش سختی طبقات بین $6/7$ تا $8/5$ برابر می‌گردد.

در ادامه، پریوود سازه به دو صورت با و بدون دیوار پرکننده براساس ویرایش ۳ و ۴ استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] و [۱۹] و نرمافزار در جدول ۱ ارائه شده است. در خصوص پریوود سازه در نرمافزار، با توجه به اینکه یکی از دو قابی که بار جانبی را تحمل می‌کند، به صورت دوبعدی مدل شده است و جرم این قاب معادل 25% جرم کل سازه و سختی آن 50% سختی سازه کل سازه است، در نتیجه، پریوود کل سازه $\sqrt{2}$ برابر پریوود قاب مدل شده خواهد بود. اگرچه رویکرد ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ جهت تأثیر دیوار پرکننده بر پریوود مهاربند برومنور به واقعیت نزدیکتر

جدول ۱- پریود قاب با مهاربند برومنور در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده

نرم افزار	[۱۹] ۲۸۰۰	ویرایش چهارم استاندارد [۱۶] ۲۸۰۰	ویرایش سوم استاندارد [۱۶] ۲۸۰۰
$0.46 \times \sqrt{2} = 0.65$	$T = 0.08H^{0.75} = 0.42$	$T = 0.05H^{0.75} = 0.26$	EBF
$0.17 \times \sqrt{2} = 0.24$	$T = 0.064H^{0.75} = 0.33$	$T = 0.05H^{0.75} = 0.26$	Infilled EBF

جدول ۲- سختی طبقات قاب با مهاربند برومنور در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده

طبقه سوم			طبقه دوم			طبقه اول			
K	F	Δ	K	F	Δ	K	F	Δ	
tonf/cm	tonf	cm	tonf/cm	tonf	cm	tonf/cm	tonf	cm	
۲۲	۹/۴	۰/۴۳	۲۴	۱۵/۷	۰/۶۶	۳۱	۱۸/۹	۰/۶۱	EBF
۱۸۸	۹/۴	۰/۰۵	۱۹۶	۱۵/۷	۰/۰۸	۲۱۰	۱۸/۹	۰/۰۹	Infilled EBF

تعییرات اساسی در مقاطع تیر پیوند و مهاربندها ایجاد شود. این مطلب از فرمول (۱۲) مربوط به سختی قاب با مهاربند برومنور به خوبی قابل مشاهده است. سختی قاب با افزایش مقطع تیر پیوند و مهاربند و کاهش طول تیر پیوند افزایش می‌یابد.

$$k = \frac{E}{\left(h^2 + m^2 \right)^{1.5}} + \frac{m}{2Am^2} + \frac{e^2 h^2}{12LI_b} \quad (12)$$

در این رابطه، k سختی قاب با مهاربند برومنور، E مدول یانگ مصالح قاب، h ارتفاع قاب، L دهانه قاب، m طول بخشی از تیر از ستون تا تیر پیوند، e طول تیر پیوند، I_b ممان اینرسی تیر، A_b سطح مقطع تیر و A سطح مقطع مهاربند برومنور می‌باشد.

۸- نتیجه‌گیری

نتیجه تحلیل‌های صورت گرفته بر روی قاب سه طبقه چهار دهانه در دو حالت با و بدون دیوار نشان می‌دهد، وجود دستک قطری دیوار پرکننده موجب می‌شود نیروی محوری مهاربندها بین ۷ تا ۶/۱ برابر کاهش یابند. نیروی برشی در تیر پیوند کاهشی معادل ۷ تا ۸/۵ برابر را تجربه می‌کند که این اتفاق با فلسفه طراحی قاب با مهاربند برومنور در تضاد است. همچنین لنگر خمی در تیر پیوند بین ۷ تا ۱۰ برابر کاهش می‌یابد. در واقع وجود دیوار پرکننده و شکل‌گیری دستک قطری معادل، رفتار قاب را از کنش خمی به کنش محوری تغییر داده است. دیوار

۷- سازه معادل قاب با مهاربند برومنور و دیوار پرکننده

در ادامه، به طور تقریبی، سازه معادلی که به اندازه برآیند دیوار پرکننده و مهاربند برومنور، سختی و مقاومت دارد، استخراج گردیده است. پروفیل‌های این سازه در شکل ۱۵ ارائه گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود، در سازه معادل، تیرهای دهانه‌های دارای مهاربند از IPE140 به 2IPE330 و مهاربندها از 2IPE200 به 2IPE330 تبدیل شده است. این اختلاف قابل توجه در مقطع پروفیل‌های سازه معادل، نشان می‌دهد سختی قاب با مهاربند برومنور زیاد نبوده و سختی اصلی قاب پرشده مربوط به دیوارهای پرکننده است.



شکل ۱۵- پروفیل‌های اعضای سازه معادل قاب با مهاربند برومنور و دیوار پرکننده

در شرایطی که قرار است سختی مشابهی تنها با سیستم قاب با مهاربند برومنور تأمین شود، لازم است

نیروی محوری مهاربند و نیروی برشی تیر پیوند گردیده، در نتیجه خطاها اجرایی و طراحی در این دو بخش و عدم کفايت سطح مقطع اعضا منجر به کمانش نگردیده و از این منظر نتیجه مثبتی حاصل شده است، با این حال، همچنان باید توجه داشت برای قاب با مهاربند برونو محوری که به درستی برای بار زلزله طراحی شده است، چسباندن دیوار پرکننده به قاب باعث اختلال در رفتار شکل پذیر مطلوب این سیستم سازه‌ای شده و کاهش نیروی برشی در تیر پیوند اساساً منع از جذب نیروی جانبی در این بخش و جاری شدن تیر پیوند می‌شود. بنابراین هدف اصلی از طراحی قاب با مهاربند برونو محور حاصل نمی‌گردد.

پرکننده موجب می‌شود تغییر مکان جانبی به میزان ۶/۷ تا ۷/۷ برابر کاهش یابد. همچنین سختی جانبی طبقات بین ۲/۷ الی ۸/۵ برابر افزایش یابد و در نتیجه، پریود قاب ۲ برابر کاهش یابد. با توجه به اشکالات متعددی که در طراحی و اجرای قاب با مهاربند برونو محور در ساختمان‌های سریل ذهب و نمونه مورد مطالعه وجود دارد، اگر دیوار پرکننده وجود نمی‌داشت، رفتار لرزه‌ای سازه بحرانی‌تر می‌شد، بنابراین در چنین شرایطی اتصال دیوار پرکننده به سازه در حفظ پایداری قاب با مهاربندهای برونو محور نقش مهمی را ایفا کرده است. در واقع وجود دیوار پرکننده و شکل‌گیری دستک معادل، موجب کاهش

مراجع

- [1] Azad, S. K., & Topkaya, C. (2017). "A review of research on steel eccentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 128, 53-73.
- [2] Hjelmstad, K. D., & Popov, E. P. (1984). "Characteristics of eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering*, 110(2), 340-353.
- [3] Malley, J. O., & Popov, E. P. (1984). "Shear links in eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering*, 110(9), 2275-2295.
- [4] Montuori, R., Nastri, E., & Piluso, V. (2016). "Theory of Plastic Mechanism Control for MRF-EBF dual systems: Closed form solution", *Engineering Structures*, 118, 287-306.
- [5] Adlparvar, M. (2010). "Optimized analysis and design of the link beam with eccentrically braced frame", *Journal of Modeling in Engineering*, 22, 69-81 (In Persian).
- [6] Yousefian, E., & Maalek, S.H. (2015). "An investigation of eccentrically braced frames with different geometrical patterns", In 7th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering (SEE 7), Tehran, Iran (In Persian).
- [7] Gholhaki, M., & Ahmadii, M. (2016). "Effect of filler thin steel plate on the behavior of chevron eccentrically braced frames", *Civil Engineering Sharif*, 32-2(1.2), 67-78 (In Persian).
- [8] Nouri, E., & Mahmoudi, M. (2019). "Seismic behavior of eccentrically braced frames with vertical links made of easy-going steel", *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(4), 79-87 (In Persian).
- [9] Roeder, C. W., & Popov, E. P. (1978). "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", *Journal of the Structural Division*, 104(3), 391-412.
- [10] Daryan, A. S., Ziae, M., Golafshar, A., Pirmoz, A., & Assareh, M. A. (2009). "A study of the effect of infilled brick walls on behavior of eccentrically braced frames using explicit finite elements method", *American J. of Engineering and Applied Sciences*, 2(1), 96-104.
- [11] Tabeshpour, M. R. (2016). *Interpretation of Standard No 2800*. 4th Edition, Volume II; Consideration of infill wall, Banae Danesh Press, Tehran, Iran (In Persian).
- [12] Tabeshpour, M. R., & Noorifard, A. (2019). "Nonlinear analysis of eccentrically braced steel frame with infill walls in the Sarpol-e Zahab earthquake", *10th National Conference on Steel & Structure*, Tehran, Iran (In Persian).
- [13] Clifton, G. C., Nashid, H., Ferguson, G., Hodgson, M. A., Seal, C., Bruneau, M., ... & Gardiner, S. (2012). "Performance of eccentrically braced framed buildings in the Christchurch earthquake series of 2010/2011", In *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- [14] Iranian national building code, part 10. *Design and construction of steel structures*. (2013), Ministry of roads and urban development Islamic Republic of Iran, Tehran, Iran, (In Persian).
- [15] Iranian national building code, part 6. *Design loads for buildings*. (2013), Ministry of roads and urban development Islamic Republic of Iran, Tehran, Iran, (In Persian).
- [16] Standard No 2800. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, (2006), 3rd Edition, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (In Persian).

- [17] Appendix 6 of standard No 2800. *Seismic design and construction of architectural non-structural components*, (2019), Road, Housing and Urban Development Research Center and Office of National codes and Building Control, Tehran, Iran (In Persian).
- [18] Noorifard, A., & Tabeshpour, M. R. (2017). “Determining the Modulus of Elasticity of Infill Walls Constructed by Common Materials in Iran for Engineering Applications”, *Research Bulletin of Seismology and Earthquake Engineering*, 20 (1), 25-35 (In Persian).
- [19] Standard No 2800. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, (2015), 4th Edition, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran (In Persian).
- [20] Tabeshpour, M. R., & Noorifard, A. (2016). “Comparing calculation methods of storey stiffness to control provision of soft storey in seismic codes”, *Earthquakes and Structures*, 11(1), 1-23.

ارزیابی و مدیریت ریسک پروژه‌های تونل‌زنی از دیدگاه مخاطرات ژئوتکنیکی با استفاده از روش تحلیل درخت خطا: مطالعه موردنی

رضا میکائیل*

دانشیار، دانشکده مهندسی معدن،
دانشگاه صنعتی ارومیه.
پست الکترونیک:
reza.mikaeil@gmail.com

ارزیابی و مدیریت ریسک پروژه‌های تونل‌زنی از دیدگاه مخاطرات ژئوتکنیکی، یکی از گام‌های مهم و ضروری در طراحی و اجرا می‌باشد. قطعه دوم تونل امامزاده هاشم، یکی از طرح‌های بزرگ عمرانی در کشور محسوب می‌شود که به دلیل ساختار بد زمین‌شناسی و شرایط نامناسب ژئوتکنیکی در مسیر حفر تونل، طراحی این پروژه را با چالش‌های جدی رویه‌رو کرده است. در پژوهش حاضر، تلاش شده است تا پس از بررسی و انجام مطالعات زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی در طول مسیر حفر تونل، میزان ریسک کلی طرح با استفاده از تحلیل درخت خطا مورد بررسی قرار گیرد. در طول انجام پژوهش، چهار مخاطره شامل آسیب به پرسنل، سیستم نگهداری، ماشین حفاری و انحراف از مسیر حفر با توجه مخاطرات ژئوتکنیکی محتمل در مسیر حفاری شامل برخورد با نواحی گسله و خردشده، مچاله‌شوندگی، هجوم آب و ناپایداری تونل مورد بررسی قرار گرفت. آسیب به دستگاه حفاری و آسیب به سیستم نگهداری با اعداد ریسک ۵۳۰۴ و ۵۲۳۰ به عنوان حادث پرخطر به وجود آورنده ریسک کلی پروژه شناسایی شدند. مخاطرات ناشی از حضور گسل در منطقه و مچاله‌شوندگی دارای بیشترین احتمال وقوع برابر با ۲۰ درصد هستند. نتایج حاصل از بررسی‌ها حاکی از ریسک بالای پروژه، نشانگر این واقعیت است که نیاز به انجام اقدامات کنترلی و کاهنده به منظور کاهش ریسک، ضروری می‌باشد. پس از انجام اقدامات کاهنده و کاهش احتمال وقوع مخاطرات، مقدار ریسک کلی پروژه از محدوده ریسک به محدوده بی‌خط (برابر با ۲۷۱) تقلیل پیدا کرد.

وازگان کلیدی: ریسک‌های ژئوتکنیکی، تحلیل درخت خطا، انحراف از مسیر حفر.

یاور جلیلی کشتیبان

دانشجوی کارشناسی ارشد
استخراج معدن، دانشگاه صنعتی
امیرکبیر.
پست الکترونیک:
y.j.kashtiban@gmail.com

کورش شهریار

استاد، دانشکده مهندسی معدن،
دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
پست الکترونیک:
k.shahriar@aut.ac.ir

امیر جعفرپور

دانشجوی دکتری مهندسی
استخراج معدن، دانشگاه یزد.
پست الکترونیک:
jafarpour.a67@gmail.com

۱- مقدمه

پیچ‌های خطرناک در طول مسیر سفر محسوب می‌شود، به علت قرارگیری در مسیرهایی با عدم قطعیت بالا و مخاطرات زیاد به دلیل ناشناخته بودن زمین، وجود شرایط بد زمین‌شناسی، محدودیت فضای در دسترس و شرایط کاری نامناسب، بروز حادث در زمان اجرا امری انکارناپذیر است [۱]. به همین دلیل، ارزیابی و مدیریت ریسک پروژه‌های تونل‌زنی از دیدگاه مخاطرات ژئوتکنیکی، یکی از موارد مهم و ضروری در مرحله اجرا و طراحی است. به دلیل موقعیت طبیعی قرارگیری تونل‌ها،

در سال‌های اخیر، با افزایش جمعیت و توسعه شهرها، صنعت حمل و نقل برون‌شهری و درون‌شهری از اهمیت ویژه‌ای برخوردار شده است. در این صنعت که تونل‌زنی به عنوان یکی از روش‌های مناسب برای کاستن مسافت‌های طولانی راه‌های ارتباطی و همچنین حذف

* نویسنده مستول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۰۱/۲۱، بازنگری ۱۳۹۹/۰۵/۱۴، پذیرش ۱۳۹۹/۰۷/۰۹.
(DOI): 10.22091/cer.2020.5388.1200

از روش FTA و براساس اطلاعات و داده‌های موجود از یکی از مهم‌ترین پروژه‌های تونل‌زنی کشور، قابلیت روش FTA در پیش‌بینی رخداد ریسک‌های اجرایی، مورد ارزیابی قرار گرفته و پس از تحلیل کارایی آن در مدیریت ریسک پروژه‌های حفر تونل، راهکارهای اجرایی برای کاهش خطرات حاصل از سوانح مختلف ارائه شده است. لازم به ذکر است که تاکنون مطالعات متعددی در خصوص ارزیابی ریسک پروژه مذکور انجام شده است؛ ولی به کارگیری روش مناسب ارزیابی که بتواند به صورت دینامیکی و با اعمال همزمان اثرات عوامل مختلف، به محاسبه ریسک این پروژه تونل‌زنی بپردازد، بسیار حائز اهمیت است. بدین منظور، این پژوهش با در نظر گرفتن مجموعه‌ای گسترده از عوامل مؤثر بر ریسک‌های تونل‌زنی، با استفاده از یک روش نوین و کارا به تحلیل ریسک‌های پروژه پرداخته شده است.

۲- پیشینه پژوهش

تاکنون مطالعات گسترده‌ای در راستای تخمین، ارزیابی و محاسبه ریسک‌های تونل‌زنی انجام شده است. در این اوصاف، با توجه به بررسی‌های انجام شده، در سال‌های اخیر تعداد معدودی مطالعه در زمینه ارزیابی ریسک به روش تحلیل درخت خط از مورد تونل انجام شده است که در ادامه به چند مورد از آنها اشاره می‌شود. اردشیر و همکاران، ارزیابی ریسک در پروژه‌های عمرانی برای تونل‌های انتقال آب را با استفاده از روش انجام دادند. در این مطالعه، با تحلیل ریسک پروژه FTA دشت ذهاب در قالب مطالعه موردنی و پس از اعتبارسنجی نتایج پژوهش توسط کارشناسان، مشخص گردید که تحلیل‌ها واقع‌بینانه بوده و خطرات بحرانی واقعی پروژه مشخص شدند. در خصوص کاهش عوارض حوادث احتمالی نیز اقداماتی پیشنهاد شد که چنانچه از سوی مدیریت طرح اعمال شود، می‌تواند خطرات عمدی را نیز به میزان قابل توجهی کاهش دهد [۳].

ریسک‌های متنوعی را باید در حین طراحی و اجرای پروژه‌های تونل‌زنی در نظر گرفت و با مدیریت صحیح و اصولی، در راستای کاهش آنها گام برداشت.

عدم مدیریت ریسک‌ها و بی‌توجهی به احتمال رخداد سوانح مختلف در حین اجرای طرح‌های حفر تونل، قطعاً توانم با خدمات مالی و جانی بوده و کل فرآیند اجرای تونل‌زنی را تحت الشعاع قرار خواهد داد. اعمال هزینه‌های مکرر مالی ناشی از حوادث اتفاق افتاده، از دیگر مسائل مهمی است که لزوم ارزیابی ریسک پروژه‌های تونل‌زنی را گوشزد می‌کند.

هرچند که ارزیابی ریسک، در طول سال‌های گذشته نیز بسیار مدنظر پژوهشگران و مدیران پروژه‌های حفر تونل بوده است، ولی به کارگیری روش‌های مرسوم سنتی و یا استفاده از شیوه‌های تخمین ریسک، موجب شده است که پیش‌بینی وقوع سوانح و حوادث در این پروژه‌ها چندان دقیق نبوده و در طول اجرای پروژه، مشکلات عدیدهای رخ دهد. تحلیل‌های کمی برای بررسی دقیق‌تر احتمالات در پروژه‌ها استفاده می‌شوند. بنابراین نتایج حاصل از استفاده از شیوه‌های نوین نظری^۱ یا تحلیل درخت خطا (FTA^۲) در ارزیابی ریسک، نشان می‌دهد که می‌توان با تقریب قابل قبولی، ریسک حاصل از رخداد حوادث و سوانح فنی، طبیعی و اجرایی را پیش از آغاز پروژه حفر تونل محاسبه کرد و عوارض آنها را با استفاده از شیوه‌های مدیریتی به حداقل مقدار ممکن رساند [۱ و ۲].

از سوی دیگر، نتایج حاصل از به کارگیری روش FTA در ارزیابی ریسک، محاسبه احتمال وقوع خطرات و مدیریت آنها در پروژه‌های مختلف صنعتی و عمرانی نشان می‌دهد که این روش، قابلیت محاسبه و ارزیابی ریسک را بهتر از سایر شیوه‌های تخمین داشته و درصد خطای آن کمتر از روش‌های دیگر است. در این پژوهش، با استفاده

¹- Failure Mode and Effects Analysis

²- Fault Tree Analysis

خطرات داخلی رخ داده در فرایند تولید ارزیابی شدند. علاوه بر این، خطرات داخلی مورد اشاره باید براساس سطح خطرات آنها مدیریت شده و کاهش یابد [۷].

در مطالعه‌ای که قاسمی و همکاران انجام دادند، پس از شناسایی ریسک‌های خاص پروژه‌های توپلزنی مشتمل بر تأخیر زمانی و افزایش هزینه که به دلیل عدم توجه کافی به شرایط خاص کار به وقوع می‌پیوندد، با تمرکز بر روی یکایک این ریسک‌ها، علل ریشه‌ای هر کدام شناسایی شد و با استفاده از درخت خطای ترسیم شده، احتمال وقوع ریسک‌ها با استفاده از روش آتاپلز درخت خطا محاسبه شدند. در پایان نیز ریزش جداره توپل به عنوان اصلی‌ترین و محتمل‌ترین عامل وارد آمدن خسارت به ساختمان‌های اطراف شناسایی شد [۸].

در پژوهشی دیگر، با استفاده از روش تحلیل درخت خطا فازی، یکی از اصلی‌ترین علل افزایش زمان و هزینه در پروژه‌های حفر توپل که ناشی از عدم شناسایی یا عدم توجه کافی به ریسک است مورد ارزیابی قرار گرفت [۹]. همچنین محققان، به بررسی و ارزیابی اینمی مسافرین قطارها در توپل‌های راه‌آهن با روش FTA پرداختند. در این مطالعه، خطراتی نظیر آتش‌سوزی، خروج از خط، وجود دود حاصل از دیزل‌ها در توپل و عدم وجود سیستم تهویه مناسب مورد ارزیابی قرار گرفتند و دود ناشی از فعالیت دیزل‌ها، به عنوان پر ریسک‌ترین خطر شناسایی شد [۱۰].

فولادگر و همکاران با مرور روش‌های ارزیابی ریسک پروژه‌های توپلزنی، روش تحلیل درخت خطا را به عنوان روشی قابل اعتماد و کارا در تحلیل ریسک‌های عملیاتی و اجرایی حفر توپل مورد اشاره قرار دادند. علاوه بر این، در پژوهش مذکور استفاده از روش‌های تصمیم‌گیری چندمعیاره نیز مورد توجه قرار گرفته است [۱۱].

هیون^۵ و همکاران، با استفاده از روش تحلیل درخت خطا به ارزیابی و مدیریت ریسک‌های محتمل در حفر

در پژوهشی دیگر، کاربرد ارزیابی ریسک به روش درخت تحلیل خطا برای طراحی سپر دستگاه حفاری تمام‌قطعه ارائه شد. نتایج احتمالی این مطالعه، که ممکن است از رویدادهای آغازین به صورت متوالی رخ دهند، تحلیل شده و اقدامات متقابل کلی (عملکردهای اینمی) برای اطمینان از اینمی در برابر خطرات ارائه شده‌اند. مشخص گردید که روش مورد استفاده، یک روش مؤثر برای ارزیابی و تحلیل کمی از خطرات احتمالی و برای پیشنهاد اقدامات متقابل برای شرایط محیطی خطرناک مانند توپل واقع در زیر سطح ایستایی است [۴].

گیرساک^۶، به مطالعه ارزیابی ریسک پروژه‌های حفاری افقی با به کار گیری درخت تحلیل خطا پرداخت. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که استفاده از روش FTA در تحلیل ریسک پروژه‌های حفاری، نتایج قابل قبول داشته و از این روش می‌توان در ارزیابی ریسک‌های طرح‌های عمرانی-معدنی مشابه بهره گرفت [۵].

متعددی و عطایی، نیز با استفاده از روش تحلیل درخت خطا به تحلیل ریسک انفجار زغال‌سنگ در معادن زیرزمینی پرداختند. با توجه به نتایج حاصل از محاسبات انجام شده، مقادیر احتمال وقوع انفجار زغال‌سنگ با سازوکارهای خودسوزی و از راه دور را به ترتیب در معادن زغال سنگ ۰/۹ و ۱۱/۶ درصد نشان می‌دهد. همچنین انتشار انرژی لرزه‌ای به دلیل لغزندگی ناپیوستگی‌های موجود در نزدیکی معادن زغال‌سنگ، مسیری بحرانی تر برای انفجار زغال‌سنگ از راه دور ایجاد می‌کند. نتیجه این مطالعه می‌تواند الهام‌بخش مهندسان معدن باشد که با انفجار زغال در تضاد هستند [۶].

در مطالعه وسیانی و یاشیو^۷، روشی ترکیبی برای ارزیابی ریسک ارائه شده است که بخش مهمی از روش ارائه شده را به FTA اختصاص دادند. در یک مطالعه موردنی نیز نتایج حاصل از روش ترکیبی ارائه شده

^۳- Gierczak

^۴- Wessiani and Yoshio

^۵- Hyun

۳- مطالعه موردي: تونل امامزاده هاشم

قطعه دوم تونل راه امامزاده هاشم، بخشی از طرح توسعه جاده‌ای کشور است که وظیفه افزایش ظرفیت حمل و نقل و کاهش حوادث جاده‌ای در محدوده حادثه‌خیز امامزاده هاشم را بر عهده دارد. طول تونل حدود ۳۲۰۰ متر و به لحاظ موقعیت مکانی در محدوده شمال شرقی استان تهران و در حد فاصل دره مشاء (در شمال) و دره جنوب شرقی آبعلی واقع شده است. این منطقه جزو نواحی کوهستانی رشته کوه البرز به حساب می‌آید. مقطع عرضی تونل به صورت دایروی با قطر حفاری حدود ۱۲/۲۷ متر و شبیط طولی تونل ۲/۵ درصد است. روش اجرای تونل به صورت مکانیزه و با استفاده از یک دستگاه حفاری تمام‌قطع سپر تلسکوپی است [۱۵].

ناحیه مورد بررسی، قسمتی از استان ساختاری-رسوبی البرز است که در جنوب گسله‌راندگی سراسری شاهروド-آبیک واقع شده و واحدهای لیتوژوئیکی آن را می‌توان به نام واحدهای چینه‌شناسی البرز نامید. با توجه به مطالعات زمین‌شناسی انجام شده، هفت سازند سر راه تونل به ترتیب عبارتند از توف برشی و گدازه آلوسن، توف داسیتی آلوسن، سازند دورود، سازند مبارک، سازند روت، نازک لایه کرمینه‌ای و سازند باروت [۱۶].

در شکل ۱، پروفیل طولی مسیر تونل نشان داده شده است. جدول ۱ نیز مشخصات ژئوتکنیکی واحدهای مورد مطالعه از مسیر حفر قطعه دوم تونل امامزاده هاشم را ارائه داده است.

براساس پروفیل زمین‌شناسی موجود، مسیر تونل با حدود ۷ تا ۸ گسل برخورد می‌کند که با توجه به ناحیه‌های گسلی آنها در حدود ۴۰۰ متر از مسیر تونل را ناحیه‌های گسلی تشکیل می‌دهند [۱۶]. در جدول ۲، مشخصات گسل‌های مسیر تونل قطعه دوم امامزاده هاشم ارائه شده است. با توجه به بررسی‌های هیدرولوژی در منطقه امامزاده هاشم مشخص شد که کل مسیر تونل زیر سطح ایستابی قرار گرفته است.

مکانیزه تونل شامل گیر کردن کله‌حفار، گیر کردن ماشین حفاری، وجود نقص در سیستم پشتیبانی حمل و نقل و وجود نقص در سگمنت‌ها پرداختند. این پژوهشگران هر کدام از موادر مذکور را به سه دسته خطاها طراحی، مدیریتی و عوامل زمین‌شناسی تقسیم‌بندی کردند. در نهایت، نقص در سگمنت و سیستم پشتیبانی حمل و نقل به عنوان اصلی‌ترین و پر ریسک‌ترین مخاطرات شناسایی شدند [۱۲].

وانگ^۶ و همکاران در پژوهشی دیگر با به کار گیری همزمان تکنیک‌های شبکه‌های بیزی و ماشین بردار پشتیبان، ریسک‌ها و خطرات ناشی از تونل‌زنی را ارزیابی کردند [۱۳].

صدقی و همکاران نیز با استفاده از روش تحلیل فازی به ارزیابی و مدیریت ریسک هجوم آب زیرزمینی در تونل امامزاده هاشم پرداخته‌اند. در این پژوهش با استفاده از رویکرد تحلیل عددی در شرایط عدم قطعیت، ریسک‌های ناشی از هجوم آب به تونل در حین عملیات حفر، مورد ارزیابی قرار گرفته است [۱۴].

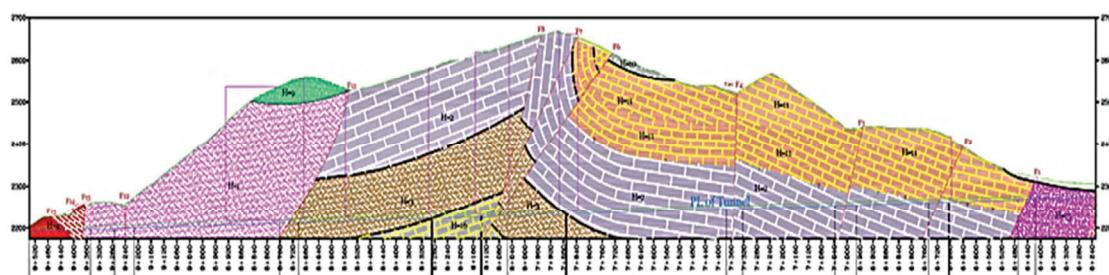
حفر قطعه دوم تونل امامزاده هاشم نیز به دلیل ساختار بد زمین‌شناسی و شرایط نامساعد ژئوتکنیکی، به عنوان یکی از پرمخاطره‌ترین پروژه‌های تونل‌زنی در سطح کشور است که نیازمند بررسی و مدیریت ریسک‌های تونل‌زنی (به ویژه ریسک‌های ژئوتکنیکی) می‌باشد. در پژوهش حاضر، سعی می‌شود تا در مرحله نخست پس از بررسی و شناسایی مخاطرات موجود در قطعه دوم تونل امامزاده هاشم مشتمل بر آسیب به پرسنل، سیستم نگهداری، ماشین حفاری و انحراف از مسیر حفاری، به شناسایی عوامل ایجاد این مخاطرات و ارزیابی ریسک کلی پروژه با استفاده از روش FTA پیش و پس از انجام اقدامات کنترلی پرداخته شود.

⁶- Wang

تحلیل درخت خطا (FTA)، چگونگی وقوع یک حادثه ناخواسته را از ترکیب چند حادثه بنیانی به صورت یک مدل منطقی گرافیکی نشان می‌دهد که حادثه ناخواسته، بهنام واقعه رأس معروف است. تحلیل درخت خطا، تمامی راههایی که منجر به این حادثه می‌شود را تعیین کرده و با داشتن داده‌های صحیح، قادر به محاسبه احتمال و دفعات تکرار این واقعه است.

با توجه به وجود مناطق ضعیف همراه با دسته درزهای متعدد و تراز بالای آب در برخی مناطق، احتمال هجوم آب در حین حفر تونل وجود دارد. مشخصات هیدرولوژی مسیر تونل قطعه دوم امامزاده هاشم در جدول ۳ ارائه شده است.

۴- روش‌شناسی



شکل ۱- پروفیل طولی تونل قطعه دوم تونل راه امامزاده هاشم [۱۵]

جدول ۱- مطالعات انجام شده در زمینه قابلیت برش سنگ با توجه به مشخصات فیزیکی و مکانیکی سنگ [۱۵]

وزن مخصوص (gr/cm ³)	Q	RQD	RMR	مقاومت تراکمی تکمحوری (MPa)	طول (m)	لیتوЛОژی	قطع
۲/۶	۰/۰۲	۲۵	۱۹	۳۵	۱۳۰	توف برشی و گدازه آئوسن	H-4
۲/۶	۹	۹۰	۶۳	۱۲۰	۶۰۰	توف داسیتی آئوسن	H-1
۲/۶	۰/۴۹	۵۵	۴۳	۵۵	۵۲۰	سازند درود	H-3
۲/۶	۱/۹۵	-	۵۵	۷۵	۱۴۰	سازند مبارک	H-16
۲/۶	۸	۸۰	۵۹	۱۱۰	۱۰۲۰	سازند روتہ	H-2
۲/۶	۲/۵۲	۶۳	۴۴	۴۰	۱۸۰	سازند الیکا	H-11
۲/۶	۲	-	۵۰	۳۰	۱۳۰	سازند باروت	H-15
۲/۶	۰/۰۲	۱۵	۱۵	۳۰	۴۰۰	ناحیه‌های گسلی	-

جدول ۲- مشخصات گسل‌ها و ناحیه‌های گسلی مسیر تونل قطعه دوم امامزاده هاشم [۱۵]

ارتفاع رویاره (m)	عرض ناحیه گسلی (m)	زاویه برخورد به به تونل (°)	جهت برخورد به تونل	نوع گسل	قطع برخورد	کیلومتر برخورد	نام گسل	ناحیه گسلی
۵۰	۸۰	۵۵	در جهت حفاری	معکوس	توف برشی و گدازه آئوسن	۴۲۰+۹	F ₁₅	FZ ₁
۵۰	-	۸۵	خلف جهت حفاری	راندگی	توف برشی و گدازه آئوسن	۴۲۰+۹	F ₁₄	
۵۰		۸۰	خلف جهت حفاری	راندگی	توف داسیتی آئوسن	۳۷۰+۹	F ₁₃	
۵۰	۵۰	۶۰	قائم بر تونل	قائم	توف داسیتی آئوسن	۲۴۰+۹	F ₁₂	FZ ₂
۳۵۰	۶۰	۳۵	خلف جهت حفاری	راندگی	سازند درود	۷۲۰+۸	F ₁₁	FZ ₃
۳۵۰	۸۰	۵۵	خلف جهت حفاری	راندگی	سازند مبارک	۱۰۰+۸	F ₇	FZ ₄
۳۵۰		۳۰	خلف جهت حفاری	راندگی	سازند درود	۰۸۰+۸	F ₆	
۳۰۰	۵۰	۹۰	خلاف جهت حفاری	عادی	سازند روتہ	۳۵۰+۷	F ₄	FZ ₅
۲۰۰	۷۰	۴۵	خلاف جهت حفاری	عادی	سازند روتہ	۰۰۰+۷	F _۳	FZ ₆
۲۰۰	۷۰	زاویه‌دار	خلاف جهت حفاری	عادی	سازند روتہ	۷۰۰+۶	F _۲	FZ ₇
۱۰۰	۶۰	۵۰	خلاف جهت حفاری	راندگی	سازند الیکا	۴۴۰+۶	F _۱	FZ ₈

جدول ۳- مشخصات هیدرولوژی مسیر تولید قطعه دوم امامزاده هاشم (ع) [۱۴]

ناحیه	کیلومتر	لیتولوژی	آب زیرزمینی (متر)	متوسط ارتفاع سطح	تعداد درزه	نفوذپذیری (m/s)
۱	۴۸۰+۹ - ۳۶۰+۹	ماسه‌سنگ و سنگ‌آهک	۳۵	-	-	۱۰ ^{-۷}
۲	۷۰۰+۸ - ۳۶۰+۹	مصالح ولکانیکی	۱۲۵	۳	-	۱۰ ^{-۵}
۳	۲۸۰+۸ - ۷۰۰+۸	ماسه‌سنگ	۲۶۵	۵	-	۱۰ ^{-۳}
۴	۱۸۰+۸ - ۲۸۰+۸	سنگ‌آهک	۲۷۰	-	-	۱۰ ^{-۷}
۵	۶۸۰+۶ - ۸۸۰+۷	دولومیت و سنگ‌آهک تیره	۱۹۵	۵	-	۱۰ ^{-۴}
۶	۴۸۰+۶ - ۶۸۰+۶	دولومیت و سنگ‌آهک	۷۰	۵	-	۱۰ ^{-۶}
۷	۲۴۰+۶ - ۴۰۰+۶	شیل و ماسه‌سنگ	۲۵	-	-	۱۰ ^{-۷}

می‌کند، احتمال یک واقعه نامطلوب را ردگیری کند [۱۷].

تحلیل درخت خطا برای نخستین بار در آرمایشگاه‌های تلفن بل در طی قرارداد همکاری با نیروی هوایی امریکا توسط واتسون در سال ۱۹۶۱ معرفی شد. شرکت بوئینگ، اولین شرکت تجاری بود که به مزایای FTA پی برد و بعدها این روش کاربرد گسترده‌ای در صنعت هوافضا و هسته‌ای پیدا کرد [۱۸].

هر درخت خطا از یک ترکیب شناخته شده به عنوان دروازه‌ها تشکیل شده است که برای اجازه‌دادن یا منع کردن معبرهای منطقی خطا به سوی بالای درخت است. دروازه‌ها، رابطه‌های مورد نیاز رویدادها را برای وقوع یک رویداد بالاتر نشان می‌دهند. رویداد بالاتر، خروجی دروازه است و رویداد پایین‌تر، ورودی دروازه محسوب می‌شوند. علامت دروازه، دلالت بر نوع رابطه رویدادهای دروازه موردنیاز برای رویداد خروجی دارد که معمولاً دو دروازه پرکاربرد آن دروازه (و) و دروازه (یا) هستند [۱۹]. اگر برای وقوع حادثه‌ای چند علت، مشخص شود و وقوع حادثه منوط به رخدادن تمامی علتها به طور همزمان باشد، علتها با دروازه (و) به حادثه اصلی مربوط می‌شوند و اگر برای وقوع حادثه یکی از علتها کافی باشد، دروازه رابط آنها از نوع (یا) خواهد بود [۱۰].

برای ترسیم درخت خطا و تحلیل کیفی آن، از نمادهای ویژه‌ای استفاده می‌شود که در جدول ۴ به ذکر

همچنین این روش، توانایی تحلیل سیستم‌های پیچیده بزرگ‌مقیاس را دارد. برخی از خصوصیات FTA به قرار زیر است:

- این تحلیل می‌تواند حوادث منجر به واقعه رأس را به طور کیفی، مشخص کرده و سپس با تحلیل کمی این حوادث، احتمال و دفعات تکرار واقعه رأس را مشخص کند.

- این تحلیل با فراهم کردن یک نمایش گرافیکی از حادثی که منجر به واقعه رأس می‌شوند، به درک راحت‌تر وقایع ناخواسته بسیار کمک می‌کند.

- این روش، اغلب زمانی به کار می‌رود که سایر روش‌های ارزیابی مخاطره، حادثه‌ای را تشخیص دهند که نیاز به جزئیات بیشتری داشته باشد.

- روش تحلیل درخت خطا، به تحلیلگر این اختیار را می‌دهد که بر روی علل خاصی از حادثه تمرکز کرده و ابزار اندازه‌گیری برای کاهش یا حذف آن را مشخص کرده و به این ترتیب، احتمال رخدادن واقعه رأس را کاهش دهد [۱۰].

- کارایی روش FTA مستلزم صرف زمان مهندسی قابل توجه است و کیفیت نتایج بستگی به اعتبار داده‌های ورودی و دقت منطق درخت خطا دارد. این روش می‌تواند در اوایل فاز طراحی اولیه به انجام رسید و به تدریج بهبود یافته و به روز شود تا همزمان که طرح رشد

$$P_T(\text{top event}) = \prod_{i=1}^n (1 - P_i) \quad (2)$$

که در آنها، P_T : احتمال میزان نقص در خروجی دروازه، P_i : احتمال ورودی های دروازه و n تعداد داده های ورودی است.

نام و شرح مختصری از خصوصیات آنها پرداخته شده است.

در تحلیل کمی ریسک به روش تحلیل درخت خط، برای محاسبه احتمالات مربوط به خروجی دروازه های (و) و (با) به ترتیب از روابط (۱) و (۲) استفاده می شود [۲۰]:

$$P_T(\text{top event}) = \prod_{i=1}^n P_i \quad (1)$$

جدول ۴- نمادهای استفاده شده در درخت خط [۱۰ و ۱۹]

رویدادی که در بالاترین نقطه خطای جای می گیرد و علل به وجود آورند آن شناسایی شده و تجزیه و تحلیل می شود.		رویداد اصلی
واقعه ای که نمی توان آن را به وقایع جزئی تر تجزیه کرد.		رویداد پایه
وقوع واقعه میانی در صورت وقوع حداقل یکی از ورودی ها اتفاق می افتد.		دروازه (یا)
وقوع واقعه میانی در صورت وقوع همه ورودی ها اتفاق می افتد.		دروازه (و)

انحراف از مسیر حفر، به عنوان حوادثی که منجر به ریسک کلی در پروژه می شوند، شناسایی و معرفی شدند.

۱-۱-۵- آسیب به پرسنل
پروژه های تونل زنی که به عنوان پروژه های عمرانی زیرزمینی شناخته می شوند، از پروژه های پرخطر از نظر خسارت جانی برای پرسنل محسوب می شوند [۲۱]؛ به طوری که تعداد آسیبدیدگان در فضاهای زیرزمینی بیشتر از کارگاه های عمرانی است. این خسارات، به شکل های مختلف مانند مرگ پرسنل، آسیب هایی با اثرات درازمدت و کوتاه مدت، دسته بندی می شوند [۲۲]. به این دلیل، بررسی عوامل و علل به وجود آورnde خسارات جانی در بین پرسنل در حین اجرای پروژه، از اهمیت ویژه ای برخوردار است که می تواند هزینه های فراوانی از نظر مالی و جانی به پروژه تحمیل کند. در قطعه دوم تونل امامزاده هاشم، تمامی مخاطراتی که منجر به آسیب به پرسنل کارگاه می شوند، شناسایی شده و در گروه های مختلفی دسته بندی شده اند.

۲-۱-۵- آسیب به سیستم نگهداری

۵- تحلیل و بحث

در این پژوهش، به منظور ارزیابی ریسک های تونل زنی، ابتدا اطلاعات مربوط به مباحث زمین شناسی، زئوتکنیکی و ژئومکانیکی گردآوری شده و پس از تحلیل مهندسی آنها، حوادث مختلف مربوط به شرایط فنی و مهندسی پروژه مورد شناسایی قرار گرفتند. پس از طراحی و ترسیم مدل مربوط به تحلیل درخت خط، با اجرای مدل و گرفتن خروجی های مختلف مورد نیاز، نتایج حاصل، مورد ارزیابی کارشناسانه قرار گرفتند.

به طور کلی، برای ارزیابی ریسک به روش تحلیل درخت خط، لازم است که مراحل مختلفی به ترتیب اجرا شوند که در ادامه، تشریح شده است.

۱-۵- شناسایی حوادث

به منظور تحلیل ریسک قطعه دوم تونل امامزاده هاشم، ابتدا باید خطرات و حوادثی که منجر به ریسک کلی در پروژه می شوند را شناسایی کرد. بدین منظور، پس از بررسی های مختلف چهار حادثه شامل آسیب به پرسنل، آسیب به سیستم نگهداری، آسیب به ماشین حفاری و

۴-۱-۵- آسیب به ماشین حفاری

در تونل‌زنی با استفاده از ماشین حفار تمام‌قطعه (TBM^۷), در صورت وجود نقص در ماشین حفاری، عملیات تونل‌زنی به کلی متوقف شده و منجر به خسارت‌های مالی فراوانی می‌شود. این خسارات می‌توانند ناشی از تعمیر یا تعویض قطعات دستگاه یا به دلیل ایجاد وقهه در فرآیند تونل‌زنی باشد. بدین منظور، بررسی حادثه آسیب به ماشین حفاری امری بسیار مهم و ضروری است. در پروژه قطعه دوم تونل امامزاده هاشم، پس از بررسی‌هایی که بر روی عوامل ایجاد آسیب به ماشین حفاری انجام شد، آسیب به بخش مکانیکی و الکتریکی دستگاه که خود آنها نیز ناشی از برخی عوامل ژئوتکنیکی منطقه بودند، به عنوان مهم‌ترین عوامل بروز نقص در ماشین حفاری شناسایی شدند. درخت زیر چگونگی رخداد آسیب به ماشین حفاری و نحوه ارتباط عوامل را با یکدیگر نمایش می‌دهد.

۲-۵- شناسایی مخاطرات

تونل‌زنی مکانیزه در محیط‌های سخت، همواره با مخاطرات فراوانی مواجه شد. پروژه‌های تونل‌زنی بسیار محدودی را می‌توان یافت که در این نواحی توقف‌های طولانی‌مدت ناشی از شرایط خاص ژئوتکنیکی در آن رخ نداده باشد. مواردی همچون حضور گسل در منطقه، ناپایداری تونل، هجوم آب، مچاله‌شوندگی و ضعف در ساختارهای زمین‌شناسی از جمله مخاطراتی محسوب می‌شوند که می‌توانند توقف‌های طولانی‌مدت را در حفاری تونل ایجاد کنند [۲۴ و ۲۵]. با توجه به مطالعات زمین‌شناسی صورت گرفته در قطعه دوم تونل امامزاده هاشم و بررسی پروفیل مسیر، مخاطرات شناسایی شده عبارتنداز حضور گسل در منطقه، ضعف در ساختارهای زمین‌شناسی، ناپایداری تونل، مچاله‌شوندگی و هجوم آب. با بررسی‌ها و مطالعاتی که بر روی قطعه دوم تونل امامزاده

در پروژه‌های تونل‌زنی، یکی از فعالیت‌هایی که باید بلافضلله پس از حفاری صورت گیرد، نصب سیستم نگهداری است که با توجه به محیط حفاری می‌تواند به صورت نصب سیستم‌های نگهداری سبک و یا سنگین انجام شود [۲۳]. در صورت بروز هرگونه آسیب در سیستم نگهداری، احتمال وقوع خطرات جبران‌ناپذیر جانی و مالی در پروژه بالا رفته و در برخی موارد منجر به توقف کامل پروژه می‌شود [۱]. بنابراین بررسی عاقب ناشی از آسیب به سیستم نگهداری و بررسی علل و عوامل ایجاد آن، لازم و ضروری است. در قطعه دوم تونل امامزاده هاشم، مخاطرات ژئوتکنیکی نظیر هجوم آب، ناپایداری تونل و مچاله‌شوندگی به عنوان عوامل ایجاد آسیب در سیستم نگهداری شناسایی شدند.

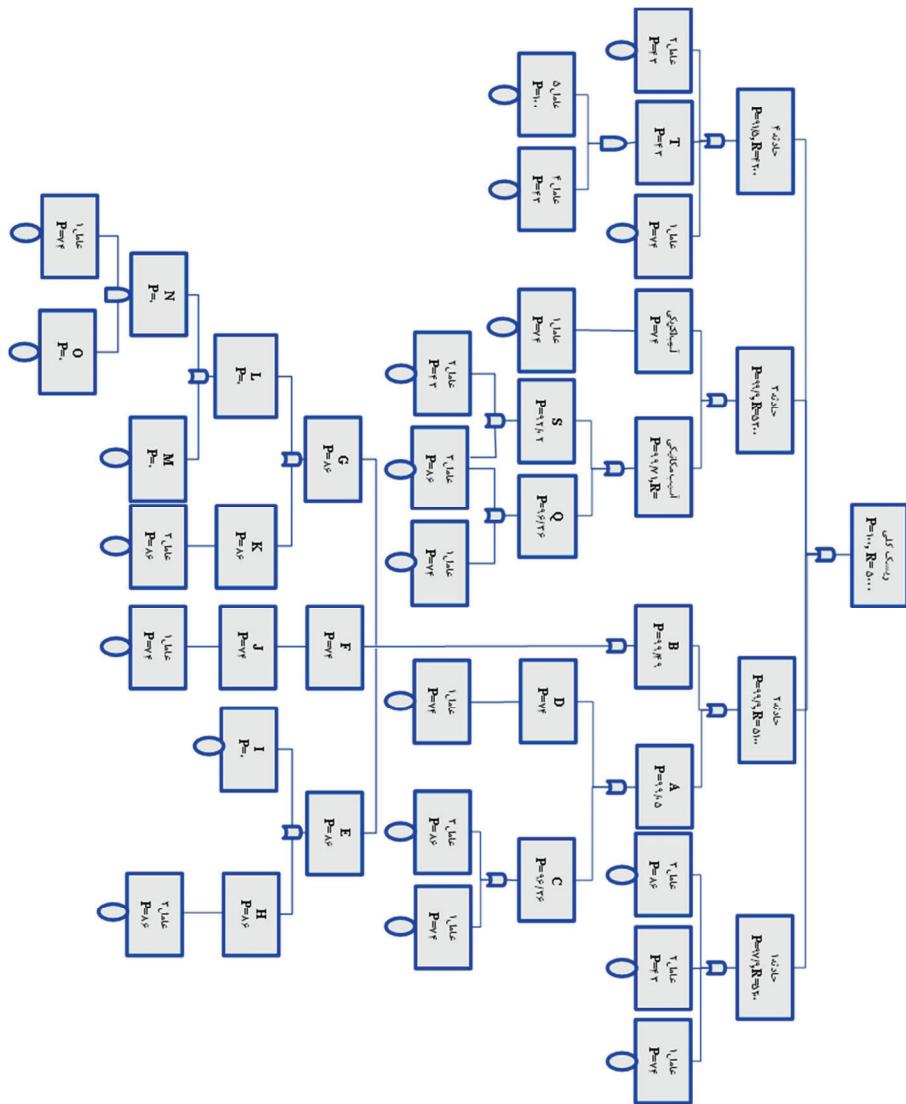
۳-۱-۵- انحراف از مسیر حفاری

یکی از اولویت‌های کاری دیگری که باید در فرآیند تونل‌زنی مورد توجه واقع شود، طراحی مسیر حفر و جلوگیری از انحراف دستگاه از مسیر حفر است. در صورتی که دستگاه از مسیر طراحی شده منحرف شود، ممکن است به سمت پرتگاه، سفره زیرزمینی و یا سایر مناطقی که دارای مخاطرات فراوانی هستند، انحراف یافته و منجر به خسارت‌های هنگفتی خواهد شد که قابل جبران نیست و حتی ممکن است پروژه به مدت زیادی متوقف شود [۱]. در بررسی‌هایی که انجام شد، انحراف از مسیر حفر می‌تواند به دلیل مخاطرات ژئوتکنیکی موجود در منطقه حفاری و یا اشتباها طراحی باشد که در این پژوهش، فقط به بررسی عوامل ژئوتکنیکی پرداخته شد. در قطعه دوم تونل امامزاده هاشم، مخاطراتی همچون هجوم آب، برخورد با زون گسله- خردشده و مچاله‌شوندگی که موجب انحراف دستگاه حفاری از مسیر طراحی شده می‌شوند. در درختی که برای بررسی احتمالات وقوع حادثه انحراف از مسیر حفر تنظیم و ترسیم شد، علاوه بر مشخص کردن مخاطرات به وجود آورنده این حادثه، ارتباط بین این عوامل نیز مشخص شده است.

^۷- Tunnel Boring Machine

عددی از صفر تا ۱۰۰ مشخص و نتایج این احتمالات در شکل ۲ نشان داده شده است.

هاشم صورت گرفت، پس از شناسایی حوادث و مخاطرات به وجود آورنده ریسک کلی پروژه، احتمالات مربوط به عوامل یا مخاطرات با استفاده از روش‌های تحلیلی و



شکل ۲- درخت ترسیم شده به منظور تحلیل ریسک قطعه دوم تونل امامزاده هاشم

بهصورت عوامل و حوادث نامگذاری شده‌اند، در جدول ۶ نام دقیق آنها بیان شده است.

۵-۳-۵- اجرای اقدامات کنترلی و کاهنده

پیش از این، ارزیابی ریسک حوادث و میزان پرخطر بودن حوادث شناسایی و همچنین ریسک کلی پروژه مشخص شد. در ادامه مطابق با استاندارد مدیریت ریسک استرالیا، باید اقداماتی را که می‌تواند سبب جلوگیری یا

همچنین شدت خطر مربوط به هریک از مخاطرات و حوادث، پس از تنظیم جدول کلاس‌بندی شدت خطر، شدت خطر هریک از حوادث با استفاده از جداول ۵ و ۲ برای هریک از حوادث، اعمال شده است. درخت مربوط به حوادث و مخاطرات در شکل ۲ ترسیم شده است که در درخت مربوطه پارامترهایی که بهصورت اختصاری یا

روش‌های مختلفی برای جلوگیری و یا کاهش اثر مخاطرات وجود دارد، که هر کدام بر اساس شدت بحرانی بودن شرایط اجرا می‌شوند.

کاهش ریسک شود در نظر گرفت و انجام داد. این اقدامات که موجب کاهش یا حذف ریسک می‌شوند اصطلاحاً اقدامات کاهنده نامیده می‌شوند. در تولید زنی مکانیزه نیز

جدول ۵- کلاس‌بندی شدت خطر براساس آسیب جسمی، مدت زمان توقف و میزان صدمه دیدن دستگاه

بیان کمی شدت خطر	بیان کیفی شدت خطر
۱۰۰	- آسیب‌های جسمی که منجر به مرگ پرسنل شود. - صدمه دیدن بیش از ۹۰ درصد دستگاه که موجب تعویض دستگاه شود. - توقف پروژه به مدت بیش از ۲ ماه
۹۰	- آسیب‌های جسمی که منجر به قطع عضو یا فلچ شدگی بیش از ۴ عضو از بدن شود. - صدمه دیدن بیش از ۵۰ درصد قطعات دستگاه که باعث تعویض آنها شود. - توقف پروژه به مدت ۱ تا ۲ ماه
۸۰	- آسیب‌های جسمی که منجر به قطع عضو یا فلچ شدگی ۲ تا ۴ عضو از بدن شود. - صدمه دیدن ۱۰ تا ۵۰ درصد قطعات دستگاه که باعث تعویض آنها شود. - توقف پروژه به مدت ۲۰ روز تا ۱ روز
۷۰	- آسیب‌های جسمی که منجر به قطع عضو یا فلچ شدگی یک عضو از بدن شود. - صدمه دیدن بیش از ۵۰ درصد دستگاه که کاربرد اساسی دارند. - توقف پروژه به مدت ۱۵ تا ۲۰ روز
۶۰	- آسیب‌های جسمی که منجر به آسیب دیدگی دستگاه گوارشی، بینایی و شنوایی که اثرشان تا درازمدت باقی است. - صدمه دیدن ۲۰ تا ۵۰ درصد دستگاه که کاربرد اساسی دارند. - توقف پروژه به مدت ۱۰ تا ۱۵ روز
۵۰	- آسیب‌های جسمی که منجر به شکستگی بیش از ۴ عضو بدن شود. - صدمه دیدن ۵ تا ۲۰ درصد دستگاه که کاربرد اساسی دارند. - توقف پروژه به مدت ۵ تا ۱۰ روز
۴۰	- آسیب‌های جسمی که منجر به شکستگی ۲ تا ۴ عضو از بدن شود. - صدمه دیدن قطعات الکتریکی دستگاه یا بخشی از دستگاه که با تعمیر، مشکل رفع می‌شود ولی نیاز به یک فرد متخصص است. - توقف پروژه به مدت ۳ تا ۵ روز
۳۰	- آسیب‌های جسمی که منجر به شکستگی یک عضو از بدن می‌شود. - صدمه دیدن بخشی از قطعات کاربردی دستگاه که توسط افراد غیرمتخصص نیز تعمیر می‌شوند. - توقف پروژه به مدت ۱ تا ۳ روز
۲۰	آسیب‌های جسمی به صورت خراشیدگی یا بریدگی می‌باشند صدمه دیدن بخشی از قطعات کاربردی دستگاه که به راحتی تعمیر می‌شوند. توقف پروژه به مدت ۱۲ تا ۲۴ ساعت
۱۰	آسیب‌های جزئی جسمی که به صورت بسیار سطحی هستند. صدمه دیدن بخشی از دستگاه که تعمیر کردن یا نکردن آنها تأثیری در روند پروژه ایجاد نمی‌کند. توقف پروژه به مدت ۱ تا ۱۲ ساعت
صفر	هیچ‌گونه آسیب جسمی وجود نداشته باشد. هیچ‌گونه آسیبی به دستگاه وارد نمی‌شود. پروژه هیچ‌گونه توقفی نداشته باشد.

جدول ۶- مشخصات حوادث و مخاطرات استفاده شده در شکل ۲

ردیف	حوادث و مخاطرات	ردیف	حوادث و مخاطرات
۱	حادثه ۱	۱۶	آسیب به سیستم نگهداری
۲	حادثه ۲	۱۷	آسیب به پرسنل
۳	حادثه ۳	۱۸	آسیب به ماشین حفاری
۴	حادثه ۴	۱۹	انحراف از مسیر حفر
۵	عامل ۱	۲۰	هجوم آب
۶	عامل ۲	۲۱	مچاله‌شوندگی
۷	عامل ۳	۲۲	ناپایداری تونل
۸	عامل ۴	۲۳	ضعف در ساختار زمین‌شناسی
۹	عامل ۵	۲۴	حضور گسل در منطقه
۱۰	A	۲۵	آسیب‌هایی که در کوتاه‌مدت اثرش باقی می‌ماند.
۱۱	B	۲۶	آسیب‌هایی که در بلند‌مدت اثرش باقی می‌ماند.
۱۲	C	۲۷	شکستگی اعصابی بدن
۱۳	D	۲۸	برق‌گرفتگی خفیف
۱۴	E	۲۹	اختلال گوارشی
۱۵	F		اختلال بینایی

با اجرای اقدامات کاهنده، احتمال وقوع و اثر مخاطره به حداقل رسانیده و در نتیجه آن مقدار ریسک کلی کاهش می‌یابد. با توجه به مطالب گفته شده، نتایج احتمالات مربوط به عوامل و مخاطرات به وجود آورنده حوادث و ریسک کلی و همچنین ریسک یکایک حوادث و ریسک کلی پژوهه پس از اجرای اقدامات کاهنده به ترتیب در جدول ۷ ارائه شده‌اند.

انتخاب روش مناسب برای کاهش ریسک بستگی به شرایط حفاری، هزینه و وجود دانش فنی آن دارد و کاری زمانبر است. به همین دلیل، در قطعه دوم تونل امامزاده هاشم با بررسی روش‌های انجام شده در سایر پروژه‌ها، برای ناپایداری تونل، ناحیه‌های گسلی، ناحیه‌های خردشده و هجوم آب روش تزریق و برای پدیده مچاله‌شوندگی ترکیبی از تزریق و روش‌های مخصوص مچاله‌شوندگی در نظر گرفته شده است

۴-۵- ارزیابی ریسک باقی‌مانده

جدول ۷- نتایج مربوط به احتمالات مخاطرات ژئوتکنیکی و ریسک حوادث به وجود آورنده ریسک کلی پژوهه

مخارطه ژئوتکنیکی	احتمال	حوادث	عدد ریسک
حضور گسل در منطقه	۲۰	آسیب به ماشین حفاری	۱۵۰
ضعف در ساختارهای زمین‌شناسی	صفرا	آسیب به سیستم نگهداری	۴۶۷
ناپایداری تونل	صفرا	آسیب به پرسنل	صفرا
مچاله‌شوندگی	۲۰	انحراف دستگاه از مسیر حفر	۴۶۷
هجوم آب	صفرا	ریسک کلی پژوهه	۲۷۱

مطابق با داده‌های موجود در جدول ۷، پنج مخاطره ژئوتکنیکی در حین عملیات تونل‌زنی، بسیار مهم محسوب

با بررسی نتایج حاصل از مدل FTA و تحلیل مهندسی آنها، مسائل جالب توجهی به دست می‌آید.

پس از انجام محاسبات و اندازه‌گیری ریسک، در محدوده خطر قرار گرفت. همچنین آسیب به دستگاه حفاری و آسیب به سیستم نگهداری با اعداد ریسک ۵۳۰۴ و ۵۲۳۰ به عنوان حوادث پر خطر به وجود آورنده ریسک کلی پروژه شناسایی شدند. از سوی دیگر، به دلیل پر خطر بودن ریسک، باید اقدامات کنترلی و کاهنده اجرا شود. همچنین اجرای اقدامات کنترلی و کاهنده باعث کاهش احتمالات مربوط به مخاطرات می‌شود. لازم به ذکر است که پس از اجرای اقدامات کاهنده، ریسک کلی پروژه برابر ۲۷۱ شد. لازم به ذکر است که مخاطرات ناشی از حضور گسل در منطقه و مچاله‌شوندگی دارای بیشترین احتمال وقوع برابر با ۲۰ درصد هستند. نتایج پژوهش نشان می‌دهد که روش تحلیل درخت خط به عنوان یک روش گرافیکی، به پژوهشگران، طراحان، مجریان و مدیران این اجازه را می‌دهد که به تمامی مخاطرات دید یکجا داشته باشند. به دلیل بالا بودن ریسک کلی پروژه و احتمال وقوع حوادث جبران‌ناپذیر، پیشنهاد می‌شود به منظور کاهش ریسک، قبل از حفر تونل مورد مطالعه، مطالعاتی درخصوص ترتیب صورت پذیرد.

تقدیر و قدردانی

پژوهش حاضر، نتیجه مساعدت‌های بسیاری از عزیزانی بوده که نویسنده‌گان را مورد لطف و عنايت خود قرار داده‌اند. از مدیریت محترم و کارشناسان شرکت مهندسین مشاور ایران رستن و نیز مدیریت محترم مؤسسه مهندسین مشاور ساحل کمال که همکاری‌های لازم را از نویسنده‌گان دریغ نکردنده، تشکر و قدردانی را دارد.

می‌شوند. از بین این پنج مخاطره، حضور گسل در منطقه و نیز مچاله‌شوندگی، دو مخاطره خطرناک هستند که دارای احتمال وقوع بالاتری نسبت به باقی مخاطرات هستند. از سوی دیگر، حوادث مرتبط با این پنج مخاطره نیز مورد شناسایی و ارزیابی قرار گرفتند که سه مورد از آنها تؤمن با آسیب بوده و یک مورد نیز مربوط به دستگاه حفر است. همچنین همان‌طور که از نتایج جدول ۵ مشاهده می‌شود، ریسک کلی پروژه پس از انجام اقدامات کنترلی، وارد محدوده بی‌خطر ریسک شده و هیچ‌گونه حادثه ناشی از مخاطرات ژئوتکنیکی، پروژه مربوطه را تهدید نمی‌کند.

۶- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با توجه به داده‌های موجود، ارزیابی ریسک مخاطرات ژئوتکنیکی قطعه دوم تونل امامزاده هاشم انجام گرفت. در مسیر تونل، پنج نوع مخاطره شامل ناپایداری تونل، مچاله‌شوندگی، هجوم آب، ضعف در ساختارهای زمین‌شناسی حضور گسل در منطقه و چهار حادثه به وجود آورنده ریسک کلی شامل آسیب به دستگاه حفاری، سیستم نگهداری، پرسنل و انحراف از مسیر حفر شناسایی شد. سپس با استفاده از روش تحلیل درخت خط، پس از ترسیم درخت خط و تعیین نوع دروازه‌های ورودی و خروجی و همچنین محاسبه احتمالات مربوط به مخاطرات و تعیین شدت خطر با استفاده از کلاس‌بندی تعریف شده توسط نویسنده‌گان براساس آسیب جسمی، مدت زمان توقف دستگاه و میزان آسیب به دستگاه، ریسک کلی پروژه محاسبه شد. نتایج حاصل از این مطالعه نشان می‌دهد که ریسک کلی پروژه

مراجع

- [1] Eskesen, S. D., Tengborg, P., Kampmann, J., & Veicherts, T. H. (2004). "Guidelines for tunnelling risk management: international tunnelling association, working group No. 2", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 19(3), 217-237.

- [2] Mikaeil, R., Jafarpour, A., & Hoboubeh, A. (2017). "Safety risk analysis of dimensional stone quarried by diamond wire saws using FMEA method (Case study: Badeki marble quarry-Ghareh-Ziaeddin)", *Journal of Mineral Resources Engineering*, 2(1), 75-84.
- [3] Ardeshir, A., Amiri, M., Ghasemi, Y., & Errington, M. (2014). "Risk assessment of construction projects for water conveyance tunnels using fuzzy fault tree analysis", *International Journal of Civil Engineering*, 12(4), 396-412.
- [4] Hong, E. S., Lee, I. M., Shin, H. S., Nam, S. W., & Kong, J. S. (2009). "Quantitative risk evaluation based on event tree analysis technique: Application to the design of shield TBM", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(3), 269-277.
- [5] Gierczak, M. (2014). "The quantitative risk assessment of MINI, MIDI and MAXI horizontal directional drilling projects applying fuzzy fault tree analysis", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 43, 67-77.
- [6] Mottahedi, A., & Ataei, M. (2019). "Fuzzy fault tree analysis for coal burst occurrence probability in underground coal mining", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 83, 165-174.
- [7] Wessiani, N. A., & Yoshio, F. (2018). "Failure mode effect analysis and fault tree analysis as a combined methodology in risk management", In IOP conference series: *Materials Science and Engineering*, 337(1), 012033. IOP Publishing
- [8] Ghasemi, Y., Ardeshir, A., & Amiri, M. (2012). "Risk assessment in tunneling projects using Fault Tree Analysis", *National Conference on Structure, Road, Architecture*. Chalous: Islamic Azad University of Chalous.
- [9] Ghasemi, Y., Ardeshir, A., & Amiri, M. (2012). "Risk assessment in urban tunnel projects using fuzzy Fault Tree Analysis", *2nd National Conference on Crisis Management*, Tehran.
- [10] Zoughi, H., Fathi Mozaffari, A., & Shoureshi, A. (2014). "Calculation and analysis of railway tunnel safety risk for rail-way tunnels based on FTA and ACCA", *3rd International Conference on Recent Developments in Railway*, Tehran: Iran University of Science and Technology.
- [11] Fouladgar, M. M., Yazdani-Chamzini, A., & Zavadskas, E. K. (2012). "Risk evaluation of tunneling projects", *Archives of civil and mechanical engineering*, 12, 1-12.
- [12] Hyun, K. C., Min, S., Choi, H., Park, J., & Lee, I. M. (2015). "Risk analysis using fault-tree analysis (FTA) and analytic hierarchy process (AHP) applicable to shield TBM tunnels", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 49, 121-129.
- [13] Wang, F., Ding, L. Y., Luo, H. B., & Love, P. E. (2014). "Probabilistic risk assessment of tunneling-induced damage to existing properties", *Expert Systems with Applications*, 41(4), 951-961.
- [14] Sedaghati, Z., Mikaeil, R., Bakhtavar, E., & Mohammadnejad, M. (2019). "Fuzzy Analysis and Risk Management of Water Inrush by Numerical Simulation and FMEA under Uncertainty for Emamzade Hashem Tunnel", *Journal of Analytical and Numerical Methods in Mining Engineering*, 9(19), 1-16.
- [15] Sahel Consulting Engineers. (2014). Engineering services for design and construction of the 2nd section of the Imamzadeh Hashem tunnel. Tehran.
- [16] Iran Rastan Consulting Engineers. (2004). Report of the 2nd phase of the geological study of the 2nd section of the Imamzadeh Hashem Road tunnel. Tehran.
- [17] Vesely, W., Dugan, J., & Fragola, J. (2002). "Minarick, and J. Railsback. Fault Tree Handbook with Aerospace Applications. Handbook", *National Aeronautics and Space Administration*, Washington, DC, 38.
- [18] Ronchi, E., Colonna, P., Capote, J., Alvear, D., Berloco, N., & Cuesta, A. (2012). "The evaluation of different evacuation models for assessing road tunnel safety analysis", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 30, 74-84.
- [19] Qiao, R., Shao, Z., Liu, F., & Wei, W. (2019). "Damage evolution and safety assessment of tunnel lining subjected to long-duration fire", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 83, 354-363.
- [20] Haile, A. T. (2018). *Observations of the dynamic performance of South African tunnel support systems*. In Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Routledge, 335-341.
- [21] Barla, G., & Pelizza, S. (2000). "TBM tunnelling in difficult ground conditions", In ISRM International Symposium. *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- [22] Barton, R. (2000). *TBM tunnelling in jointed and faulted rock*. CRC Press.

تحلیل حساسیت خرابی پیش‌روندۀ در قاب‌های خمّشی و مهاربندی شده هم محور فولادی با پلان‌های مستطیلی و L شکل

پدیده خرابی پیش‌روندۀ بهدلیل اینکه می‌تواند پایداری کل سازه و ایمنی جانی ساکنین آن را تهدید نماید، طی چند سال اخیر، مورد توجه محافل علمی قرار گرفته است. در خرابی پیش‌روندۀ تعیین المان کلیدی که بیشترین پتانسیل ایجاد خرابی را دارد، اهمیت زیادی دارد. چهار مدل سازه فولادی با دو سیستم سازه‌ای قاب خمّشی و دوگانه مهاربندی شده با پلان‌های مستطیلی و L شکل تحلیل حساسیت شده است. براساس تحلیل فراینده قائم، در سیستم قاب خمّشی فولادی با پلان‌های مستطیلی و L شکل و در سیستم دوگانه با مهاربندهای میانی، ستون‌های گوشۀ و در سیستم دوگانه (مهاربندهای میانی و کناری) با پلان مستطیلی و در سیستم دوگانه (مهاربندهای کناری) با پلان L شکل، ستون داخلی بیشترین پتانسیل خرابی را دارد. نتایج تحقیق نشان می‌دهد سازه‌های بلند، عملکرد بهتری در برابر خرابی پیش‌روندۀ داشته و افزایش ارتفاع مدل‌ها در سیستم دوگانه، تأثیر زیادی در کاهش خرابی پیش‌روندۀ ندارد.

وازگان کلیدی: خرابی پیش‌روندۀ، تحلیل فراینده قائم، تحلیل حساسیت، المان کلیدی.

حمزه روحی

دانشجوی دکتری سازه، دانشکده
مهندسی عمران، دانشگاه
سمنان.

پست الکترونیک:
h.rouhi@semnan.ac.ir

*مجید قله‌کی

دانشیار، دانشکده مهندسی
عمران، دانشگاه سمنان.

پست الکترونیک:
mgholhaki@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

باربر جلویی ساختمان در این طبقه منهدم و در نتیجه تکیه‌گاه طبقات بالایی حذف و بهدلیل عدم پیوستگی در بین اعضای باربر، این طبقات روی طبقات پایین افتاده و تخریب گردید. نمونه دیگر از حادثه خرابی پیش‌روندۀ حمله تروریستی به ساختمان فدرال مورا در سال ۱۹۹۵ بود که منجر به تخریب کلی در بخش وسیعی از ساختمان شد. حوادث تروریستی ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱ برج‌های دو قلوی مرکز تجارت جهانی (شکل ۱) و ساختمان تجارت جهانی هفت در نیویورک و همچنین بخشی از ساختمان پنتاگون در واشنگتن از حوادث خرابی پیش‌روندۀ بود. این سه حادثه به ظاهر متفاوت، یک وجه تشابه دارند و آن اینکه در حالت کلی، حذف یک یا چند عضو اولیه منجر به تخریب تمام یا قسمت بزرگی از سازه شده است. نسبت خرابی نهایی به خرابی اولیه، زیاد بوده و ایجاد خرابی موضعی در سازه می‌تواند منجر به خرابی پیش‌روندۀ در کل سازه یا قسمت بزرگی از آن شود.

خرابی پیش‌روندۀ یکی از مهم‌ترین انواع خرابی سازه و مباحث پدافند غیرعامل می‌باشد که به علل مختلفی از جمله اشتباهات در طراحی و ساخت، ظرفیت کم باربری مواد سازه‌ای، بار اضافی وارد، تکنیک‌ها و روش‌های نامناسب اجرایی در احداث بنا، انفجار، برخورد غیرعمدی و همچنین حوادث عمدی از جمله حوادث تروریستی (انفجار و برخورد) و غیره به وجود می‌آید. بحث خرابی پیش‌روندۀ از سال ۱۹۶۸ میلادی به دنبال حادثه انفجار گاز در یکی از گوشه‌های طبقه هجدهم ساختمان ۲۲ طبقه رونان پوینت در انگلستان شروع شده که دیوار

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۰۵/۰۲/۱۳۹۹، بازنگری ۰۸/۰۲/۱۳۹۹، پذیرش ۰۸/۰۴/۱۳۹۹. شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2020.5767.1208

سازه با سسیتم‌های مختلف سازه‌ای صورت گرفت، مشخص شد تمامی مدل‌های سازه‌ای دارای پتانسیل خرابی پیش‌روندۀ می‌باشد. همچنین نتایج تحقیق آنها نشان داد علاوه بر خود المان سازه‌ای، موقعیت المان نیز در خرابی پیش‌روندۀ مؤثر است [۵]. خیرالدین و مشهدی علی، پتانسیل خرابی پیش‌روندۀ را در سازه‌های بلند دارای سیستم جدید هگز‌اگرید با سسیتم‌های صلب معمولی را با استفاده از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی کردند. آنها از سازه‌های ۲۸ و ۴۸ طبقه که براساس بار باد طراحی شده بود استفاده کردند. نتایج بررسی مذکور نشان داده است که سیستم هگز‌اگرید دارای مقاومت کافی در برابر پتانسیل خرابی پیش‌روندۀ نسبت به سسیتم‌های متداول می‌باشد [۶]. کیم و هونگ^۳، عملکرد خرابی پیش‌روندۀ را در سازه‌های بلند نامنظم، با تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی بررسی کردند و دریافتند سازه‌هایی که دارای المان‌های بیشتری هستند در برابر خرابی پیش‌روندۀ مقاومت بیشتری دارند [۷]. فراگوبول^۴ و ایتو^۵ به همراه محققین دیگر، شاخص مربوط به نامعینی و المان کلیدی را معرفی نمودند [۸ و ۹]. پژوهشگران، پتانسیل خرابی پیش‌روندۀ را با عمل زنجیروار آن در طول اعمال یک تغییرشکل بزرگ مطالعه نمودند [۱۰ و ۱۱]. علاوه‌بر این، مطالعات تحلیلی مربوط به نامعینی و خرابی پیش‌روندۀ روی یک ساختمان واقعی توسط محققین انجام شد [۱۲ و ۱۳]. تحقیقات دیگری نیز در زمینه شاخص مربوط به نامعینی یا المان‌های کلیدی توسط محققین صورت گرفته است و در تمامی این مطالعات حفظ مقاومت یک سازه پس از خرابی اعضايی از سازه به واسطه یک حادثه اتفاقی مورد بررسی قرار گرفت و مقاومت حاصل با مقاومت سازه در حالت اصلی مقایسه گردید [۱۴].



شکل ۱- حمله تروریستی به مرکز تجارت جهانی (۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱)

در زوئن سال ۲۰۰۳ میلادی مرکز مدیریت ساختمان‌های دولتی ایالات متحده (GSA^۱) دستورالعملی را جهت کنترل ساختمان‌های دولتی آمریکا در برابر خرابی پیش‌روندۀ ارائه کرد [۱]. در پی آن در سال ۲۰۰۵ میلادی دپارتمان دفاع ملی ایالات متحده (DOD^۲) آئین‌نامه خود را در این خصوص ارائه نمود [۲]. آستانه اصل و همکاران، مقاومت یک سازه فولادی معمولی و سیستم کف آن را در برابر خرابی پیش‌روندۀ در اثر حذف یک ستون مطالعه کردند [۳]. آنها همچنین مطالعه‌ای آزمایشگاهی برای بررسی توانایی سیستمی مشابه کار قبلی خود با وجود کابل فولادی برای ممانعت از پرسه خرابی انجام دادند [۴]. محققین مختلفی بعد از آن بر روی مدل کردن اتصالات برای بررسی خرابی پیش‌روندۀ، ظرفیت خرابی پیش‌روندۀ و پرسه خرابی در یک ساختمان بلند بتنی در اثر حذف ناگهانی یک ستون گوشه و همچنین استفاده از مهاربندی‌های مختلف جهت کاهش پتانسیل خرابی پیش‌روندۀ کار کردند.

مهرابی، خیرالدین و گرامی، به بررسی پتانسیل خرابی بر روی سازه‌های فولادی طراحی شده براساس آئین‌نامه ایران پرداختند. در این مطالعه که بر روی ۴۲

^۳- Kim and Hong

^۴- Fragopol

^۵- Ito

^۱- General Service Administrations

^۲- Departments of Defence

راهنورد و سیاهپلو، به مقایسه عملکرد قاب خمشی و قاب خمشی با مهاربند هم محور در سازه‌های بلند فولادی در اثر خرابی پیش‌رونده پرداختند. ایشان با مطالعه موردي یک ساختمان ۲۰ طبقه فولادی شامل قاب خمشی و قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا تحت اثر دو نوع سناریوی حذف ستون گوشه و کناری، به این نتیجه رسیدند که سازه، در حالت حذف ستون کناری نسبت به ستون گوشه بحرانی‌تر است [۱۹].

سلیمانی و اصفهانی، تأثیر مقاومت بتن و ضخامت دال تخت بتنی بر جلوگیری از خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف ناگهانی یک ستون میانی را مطالعه نمودند. ایشان با انجام تعدادی تحلیل بر روی دو نمونه دال با دهانه‌های ۴ و ۶ متری و حذف ستون میانی به این نتیجه رسیدند که با افزایش مقاومت بتن دال و افزایش ضخامت دال نسبت به حداقل پیشنهادی آیین‌نامه می‌توان ظرفیت دال را پس از حذف ناگهانی یک ستون میانی به مقدار قابل توجهی افزایش داد [۲۰].

از آنچاکه در بحث خرابی پیش‌رونده، یک یا چند عضو سازه‌ای خراب می‌شوند و به دنبال آن در صورت نبود پتانسیل‌های لازم در هر بازوی توزیع باری، خرابی دیگر المان‌های سازه‌ای همراه با اثرات دینامیکی حاصل می‌شود و ساختمان به صورت پیش‌رونده، منهدم می‌گردد، بنابراین ساختمانها باید طوری طراحی شوند که بتوانند خرابی موضعی را با یکپارچه کردن اعضای سازه‌ای (مهمنترین پتانسیل جلوگیری از خرابی) بهبود و از طریق توزیع مجدد بارها (با ایجاد مسیرهای جایگزین انتقال بار) محدود نموده و مقاومت مورد نیاز سازه را در برابر بارهای غیرمعمول (توأم با اثرات دینامیکی) تأمین نمایند [۲۱]. از عواملی که سازه را در خطر فروبریزش و انهدام قرار می‌دهد، از بین رفتن ستون‌ها در موقعیت‌های بحرانی توسط عوامل طبیعی (زلزله) و عوامل غیرطبیعی (حملات نظامی و تروریستی) است. پس از فقدان ستون، پتانسیل پیشروی خرابی در سازه بالا رفته و در چنین وضعیتی

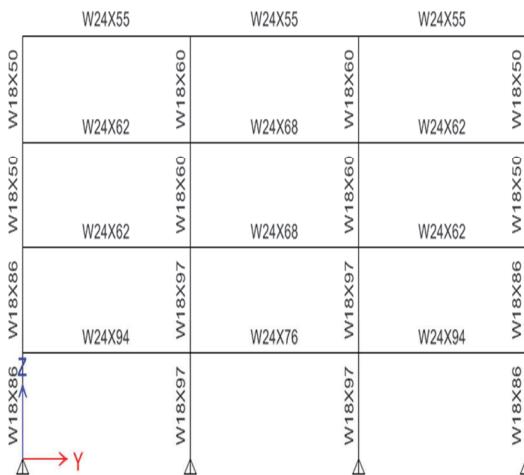
خیرالدین و مداعی، به مطالعه خرابی پیش‌رونده در قاب خمشی فولادی با پلان L شکل با ساق‌های مساوی پرداختند. آنها با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و با توجه به شاخص حساسیت به این نتیجه رسیدند که در سازه قاب خمشی فولادی با پلان L شکل با ساق‌های مساوی، حذف ستون مرکزی، وضعیت بحرانی‌تری را در خرابی پیش‌رونده ایجاد می‌کند [۱۵].

خسروی، به مطالعه خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های بتن مسلح با سیستم مقاوم قاب خمشی و پلان مستطیلی پرداخت و با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به این نتیجه رسید که در سازه قاب خمشی بتن مسلح با سیستم سقف حبابدار و پلان مستطیلی، حذف ستون میانی وضعیت بحرانی تری بوجود می‌آورد [۱۶].

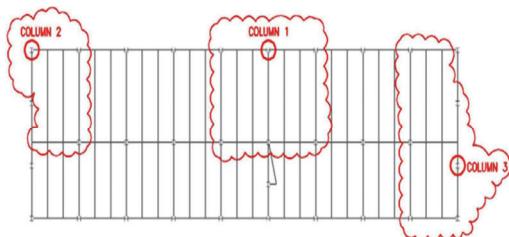
روحی و خیرالدین، به مطالعه تحلیل خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های بتن‌آرمه با پلان L شکل پرداختند. آنها با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با توجه به شاخص حساسیت به این نتیجه رسیدند که در سازه قاب خمشی بتن‌آرمه با پلان L شکل، ستون گوشه از پتانسیل خرابی پیش‌رونده بالایی برخوردار است [۱۷]. اوساما احمد محمد^۶، به مطالعه موردی سازه فلزی با سیستم قاب خمشی محیطی با پلان منظم 5×3 دهانه با دهانه‌های مساوی ۹ متر و محاسبه ضرایب افزایش بار به منظور ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های فولادی پرداخت. ضریب افزایش بار برای دخالت دادن اثرات دینامیکی حذف ستون یا دیوار مورد استفاده قرار گرفت. او در مطالعات خود به این نتیجه رسید که سازه‌های با دهانه‌های بلند به خصوص زمانی که ستون‌های گوشه حذف شوند، در برابر خرابی پیش‌رونده آسیب‌پذیرتر می‌باشند [۱۸].

^۶- Mohamed

با توجه به مشخصات مقاطع سازه‌ای نسبت نیاز به ظرفیت (DCR^۸) هریک از اعضاء محاسبه و نتایج تحلیل با نتایج آیننامه DOD مقایسه شد. مقایسه نتایج حاصل نشان‌دهنده اختلاف کم در مقادیر نسبت نیاز به ظرفیت در موقعیت‌های مختلف حذف ستون می‌باشد. (جدول ۱).



شکل ۲- نمونه انتخابی و موقعیت اعضاء در تحلیل صحت‌سنجی



شکل ۳- موقعیت ستون‌های تخریب شده در مدل‌ها

۳- مدل‌سازی

در این تحقیق مدل‌های سازه‌ای سه‌بعدی بتن‌آرمۀ با استفاده از نرم‌افزار ETABS [۲۲] با دو نوع سیستم مقاوم قاب خمّشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و سیستم دوگانه قاب خمّشی فولادی متوسط و مهاربند همگرای ویژه فولادی دارای ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۵ متر (شکل ۴- الف) با پلان‌های مستطیلی و L شکل و دهانه‌هایی با طول یکسان ۵ متر می‌باشد.

بازتوانی سازه جهت رسیدن به شرایط تعادل ایستای جایگزین، امری ضروری خواهد بود. عملکرد زنجیره‌ای به وجود آمده در اعضاء باقیمانده سازه، باعث انتشار بار بازپخش شده ناشی از حذف ستون شده و در نتیجه، بازتوانی لازم جهت نایل شدن به تعادل ایستای جایگزین را فراهم می‌نماید. استفاده از عملکرد زنجیره‌ای سازه توسط اتصالات تیر- ستون و استفاده از قابلیت تحمل نیروی محوری تیرها در روند طراحی سازه، گامی مؤثر در کاهش خرابی و افزایش پایداری سازه در روند حذف اعضای بحرانی آن می‌باشد [۲۱].

هدف اصلی این تحقیق، تعیین بحرانی‌ترین حالت حذف ستون در سازه‌های فولادی با سیستم‌های باربر جانی قاب خمّشی و دوگانه مهاربندی شده هم‌محور در دو پلان مستطیلی و L شکل با ساق‌های متفاوت می‌باشد. به این منظور، از تحلیل غیرخطی بار فزاینده قائم^۷ بر روی مدل‌های مورد تحقیق و عملکرد آنها در موقعیت‌های مختلف حذف ستون در پلان و تأثیر آن در پتانسیل ایجاد خرابی‌های پیش‌روندۀ استفاده شده است. برای بررسی عملکرد سازه در برابر خرابی پیش‌روندۀ، با حذف ستون در موقعیت‌های مختلف پلان‌ها از روش محاسباتی شاخص حساسیت استفاده شده است.

مقایسه خرابی پیش‌روندۀ سازه‌های فولادی و بتن‌آرمۀ و بررسی خرابی پیش‌روندۀ در سازه‌های قاب خمّشی فولادی با پلان L شکل و ساق‌های مساوی و نامساوی از نوآوری‌های این تحقیق می‌باشد.

۲- صحت‌سنجی مدل‌سازی

به منظور اطمینان از صحت مدل‌سازی، مثال آیننامه DOD [۲] مدنظر قرار گرفته است. مثال مذکور، یک ساختمان فولادی چهار طبقه، مطابق شکل ۲ می‌باشد که تحلیل استاتیکی غیرخطی گردید. محل ستون‌های تخریب شده مطابق شکل ۳ در نظر گرفته شد.

⁷- Push Down

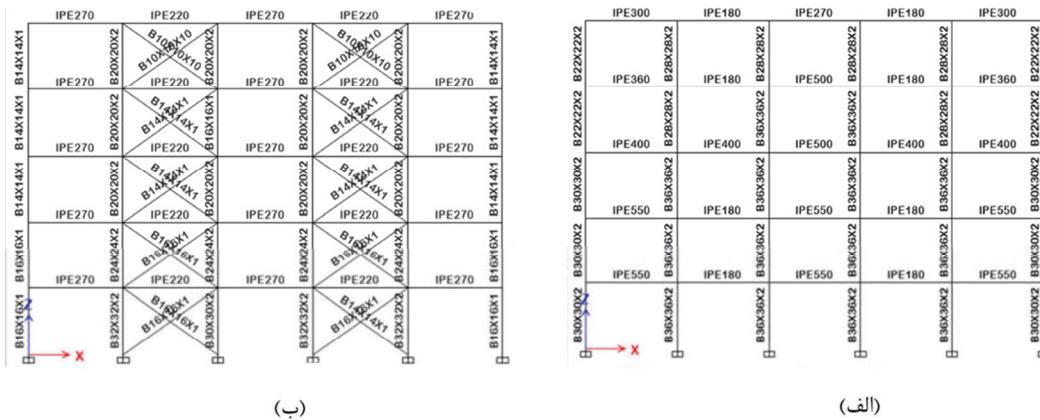
⁸- Demand Capacity Ratio

جدول ۱- مقایسه نتایج نیاز به ظرفیت حاصل از تحلیل آینین‌نامه و تحقیق

C3	C2	C1	B4	B3	B2	B1	ستون حذف شده
۱/۴۶	۰/۹	۱/۲	۱/۲۶	۱/۸۱	۱/۹۷	۱/۵۶	DOD
۱/۴۱	۰/۹	۱/۳	۱/۲۵	۱/۸۲	۱/۹۷	۱/۵۷	تحلیل

دیوار در نظر گرفته شده است. به عنوان نمونه، مشخصات ابعادی مقاطع فولادی مدل‌های سازه‌ای ۵ طبقه در پلان‌های مستطیلی با سیستم‌های مقاوم قاب خمشی و دوگانه (قاب خمشی فولادی با مهاربندهای داخلی) در شکل ۴ ارائه شده است. این ابعاد با روش سعی و خطا و با کنترل جابه‌جایی جانبی سازه در حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ با نرم‌افزار ETABS2016 حاصل شده است. تمام مقاطع ستون‌ها و مهاربندها به صورت قوطی‌شکل می‌باشد که در اشكال مقاطع سازه‌ای با حرف B نشان داده شده است و اعداد بعد از B معروف بعد و ضخامت مقطع به سانتی‌متر است. در سیستم دوگانه با مهاربندهای کناری، مهاربندها در محیط و در گوش‌های پلان در دو راستا و یک مهاربند در دهانه میانی پلان طراحی شده است.

سقف از نوع تیرچه بلوک با الگوی بارگذاری شطرنجی درنظر گرفته شده است. محل احداث سازه‌ها، منطقه با خطر نسبی زیاد و نوع خاک III در نظر گرفته شده است. فولاد مورد استفاده در مدل از رده St37 دارای تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع می‌باشد. در تحلیل و طراحی سازه‌های مورد تحقیق از مباحثت ششم و دهم مقررات ملی ساختمان و از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۲۳، چهارم، جهت بارگذاری جانبی استفاده شده است [۲۴ و ۲۵]. در تحلیل خرابی پیش‌رونده از آینین‌نامه GSA، جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی فراینده قائم استفاده شده است. طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بار ثقلی مرده طبقات و بام ۶۴۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار زنده طبقات و بام ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار دیوارهای محیطی طبقات ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمربع



شکل ۴- مقاطع سازه‌ای مدل ۵ طبقه با (الف) سیستم قاب خمشی پلان مستطیلی و (ب) سیستم دوگانه با مهاربندهای داخلی پلان مستطیلی

الگوگیری از روش تحلیل بارافزون پوش آور^۹ در بررسی عمکرد سازه‌ای ساختمان‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده

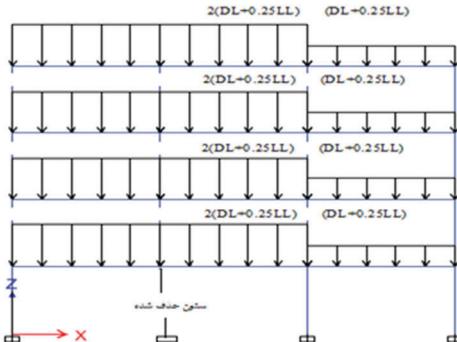
۱-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی فراینده قائم

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی فراینده قائم با

^۹- Push Over

۳-۱-۳- ترکیبات بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده قائم

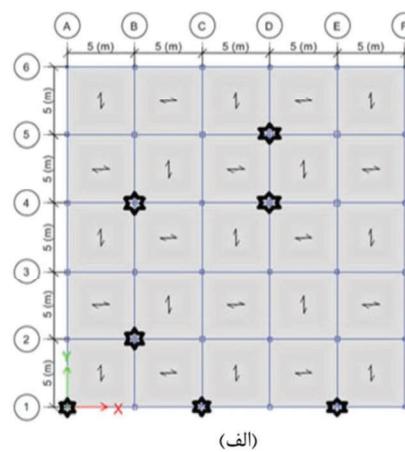
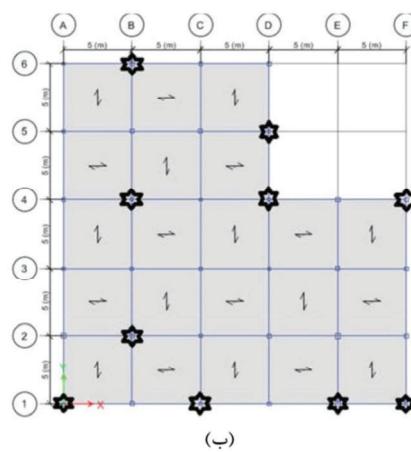
براساس آیین‌نامه GSA پس از حذف المان مورد نظر، از ترکیب بار شکل ۵ استفاده می‌شود.



شکل ۵- بارگذاری ویژه در تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده
قائم پس از حذف ستون براساس آیین‌نامه GSA [۲]

پس از حذف ستون در موقعیت‌های مدنظر (شکل ۶)، ترکیبات بارگذاری طبق ضوابط GSA اعمال شده و سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده قائم قرار می‌گیرد. در مجموع، تعداد ۲۰۴ تحلیل غیرخطی (تعداد ۸۴ تحلیل در پلان مستطیلی و ۱۲۰ تحلیل در پلان L شکل) برای چهار تیپ سازه مورد مطالعه، ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه صورت گرفته است.

مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین این روش تحلیل در تصمیم‌گیری محدوده الاستیک و حدود خرابی سازه بسیار مفید است. در این تحقیق، تحلیل غیرخطی فزاینده قائم انجام می‌شود که طی تحلیل مذکور با افزایش نمو تغییرمکان قائم در محل ستون حذف شده در هر گام از تحلیل، مقاومت سازه و سطوح عملکرد آن در برابر این تغییرشکل‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. تحلیل مذکور، روش کنترل جایه‌جایی به شمار رفته و تحلیل‌ها با کنترل تغییرمکان برای رسیدن به سطوح عملکرد دلخواه سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. براساس تحقیقات محققین، تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده قائم به روش کنترل بار، شامل چندین تحلیل و باز تحلیل وابسته به گام‌های اعمال شده بار می‌باشد [۲۶]. از طرفی، تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده قائم به روش کنترل جایه‌جایی در تحلیل سازه بسیار ساده بوده و برخلاف برخی تحلیل‌ها از نظر یکتایی جواب و همگرایی به مراتب وضعیت بهتری خواهد داشت. در این نوع تحلیل، بارهای ثقلی در تمام تیرها وارد شده و در تمام مراحل تحلیل، ثابت در نظر گرفته می‌شوند. براساس آیین‌نامه GSA(2003) ترکیب بارهای متناظر با تحلیل استاتیکی غیرخطی با ضریب بزرگنمایی ۲ به دهانه‌های مجاور ستون حذفی (اعمال اثرات دینامیکی) صورت می‌گیرد.



شکل ۶- موقعیت‌های حذف ستون‌ها در پلان (الف) مستطیلی و (ب) L شکل

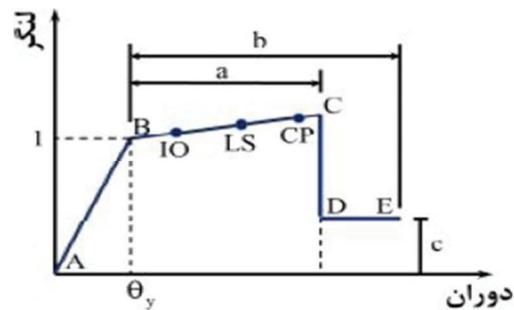
می‌دهد [۲۵]. حالت‌های حدی عملکرد از قبیل IO (استفاده بی‌وقفه)، LS (ایمنی جانی) و CP (آستانه

شکل، ارتباط لنگر خمشی با دوران اعضا) سازه‌های توصیه شده در ASCE/SEI 41-13 را نشان

علت بالا بودن ظرفیت سیستم قاب خمشی نسبت به سیستم دوگانه به این صورت قابل بیان است که در روند طراحی، مقاطع تیرها و ستون‌ها در سیستم دوگانه بهدلیل وجود مهاربند نسبت به سیستم قاب خمشی ضعیف طراحی می‌شود. در مدل مذکور با سیستم قاب خمشی مقاطع تیرهای متصل به ستون B2 در طبقات همکف IPE500 و در سیستم دوگانه با مهاربندهای میانی مقاطع مذکور IPE220 و در سیستم دوگانه با مهاربندهای کناری IPE330 طراحی شده است که در تحلیل بار افزون قائم بهدلیل ظرفیت خمشی و تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و ظرفیت بالای تیرها در سیستم قاب خمشی ضمن ایجاد سختی اولیه زیاد نسبت به سیستم دوگانه، مقاومت زیادی در برابر تغییرشکل‌های قائم حاصل شده است. ضمن اینکه بیشینه تغییرمکان قائم در سیستم قاب خمشی، تقریباً نصف تغییرمکان قائم سیستم دوگانه می‌باشد. در مورد علت تغییر رفتار سازه در انتهای نمودار سیستم قاب خمشی (نقطه بالای ستون B2) باید گفت که طبق تحلیل‌های صورت گرفته، با تشکیل مفاصل پلاستیک در گام ۱۳ تحلیل در ستون A2 در طبقه چهارم، مفصل پلاستیک در آستانه مجاور A2 پیدا شده است. خرابی قرار گرفته و ظرفیت قائم سیستم به یکباره افت پیدا می‌کند. در واقع می‌توان گفت با حذف عملی ستون A2، به نظر می‌رسد در نتیجه بازنمایی نیروها، در فرآیند افت ظرفیت، تغییرمکان قائم نقطه بالای ستون B2 به جای افزایش مقدار در جهت رو به پایین، کمی به سمت بالا تمایل پیدا کرده و منجر به مورب شدن افت ظرفیت گردیده است.

نحوه گسترش خرابی در اثر حذف ستون B2 در مدل ۱۲ طبقه، به این صورت قابل بیان است که در گام دوم تحلیل بارافزون قائم، تمامی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در تیرها در محدوده ایمنی جانی (رنگ سبز) می‌باشد (شکل ۱۰-الف). با پیشرفت تحلیل در گام ۸ تعدادی از مفاصل مذکور وارد محدوده آستانه فروریزش

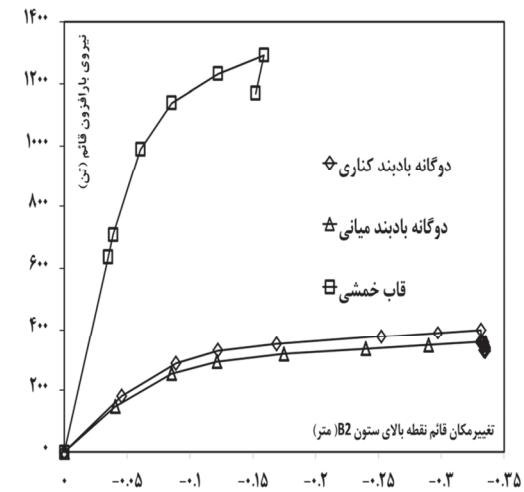
فروریزش) بر روی نمودار شکل ۸ نشان داده شده است. پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده قائم، نتایج بهصورت تعداد مفاصل تشکیل شده در هر کدام از حالات حدی ذکر شده قابل استخراج است.



شکل -۸- تیپ منحنی نیرو- تغییرشکل و سطوح عملکرد [۲۷]

۳-۲-۱-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده قائم برای ستون داخلی

مقایسه منحنی‌های بار افزون مدل ۱۲ طبقه در اثر حذف ستون داخلی B2 با سیستم‌های قاب خمشی و دوگانه با مهاربندهای میانی و گوشه در پلان L شکل ۹) نشان می‌دهد که حداکثر مقاومت سازه از (شکل ۹) نشان می‌دهد که حداکثر مقاومت سازه از ۱۲۹۳ تن در سیستم قاب خمشی به ۳۵۹ تن در سیستم دوگانه با مهاربندهای میانی و ۳۹۹ تن در سیستم دوگانه با مهاربندهای کناری کاهش یافته است.

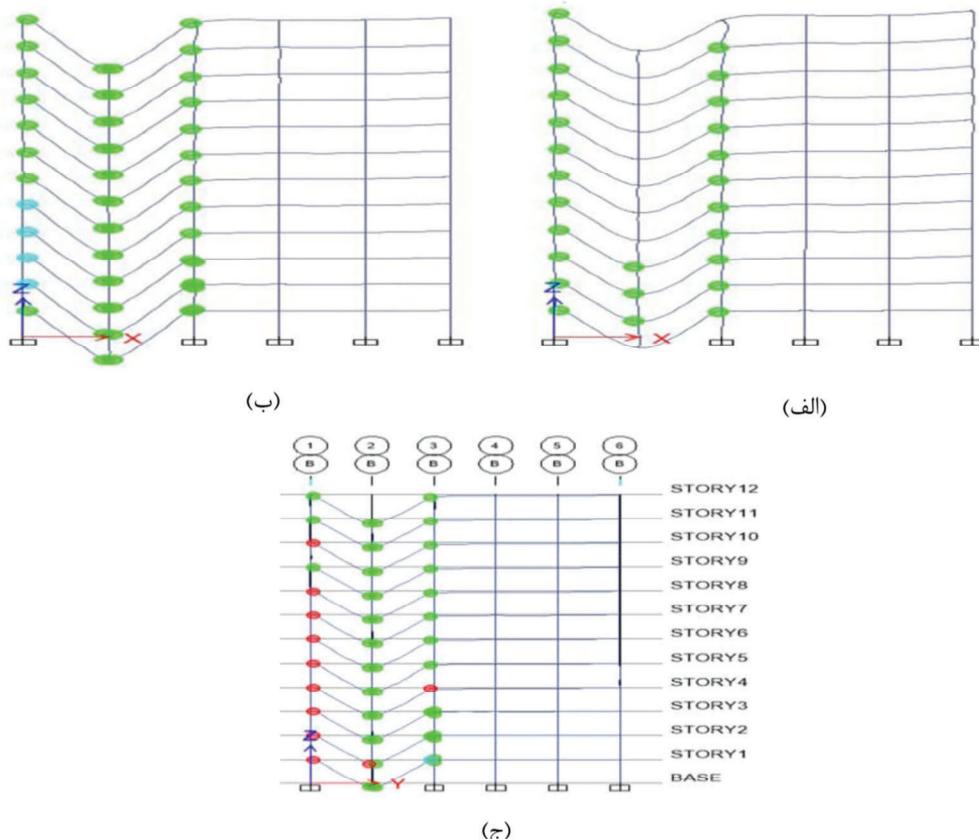


شکل -۹- مقایسه منحنی‌های بار افزون ستون حذف شده B2 با سیستم‌های قاب خمشی و دوگانه با مهاربندهای کناری و میانی

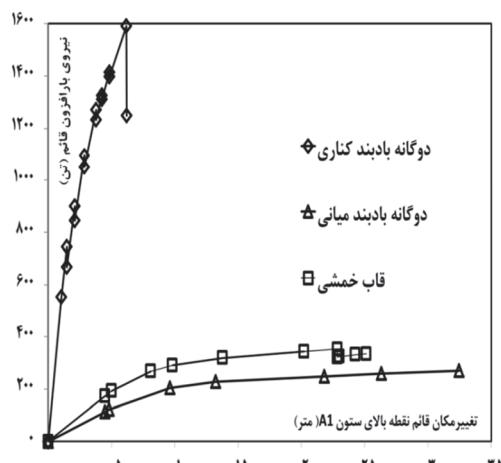
قرمز) عبور کرده است (شکل ۱۰-ج).

(رنگ فیروزه‌ای) شده است (شکل ۱۰-ب). در نهایت، در

گام ۴۶ تعداد قابل‌توجهی از مفاصل از حد خرابی (رنگ



شکل ۱۰- مفاصل پلاستیک (الف) گام ۲ حذف ستون B2 (دوگانه و پلان L شکل)، (ب) گام ۸ حذف ستون B2 (دوگانه و پلان L شکل) و (ج) گام ۴۶ حذف ستون B2 (دوگانه و پلان L شکل)

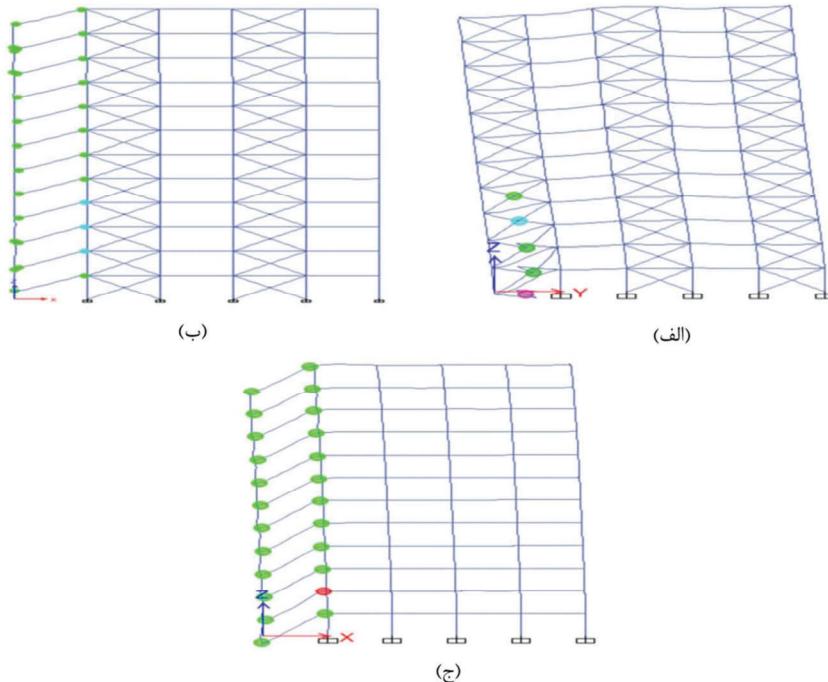


شکل ۱۱- مقایسه منحنی‌های بار افزون ستون حذف شده A1 با سیستم‌های قاب خمثی و دوگانه با مهاربندهای کناری و میانی

۳-۱-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی فازینده قائم برای ستون گوشه

مقایسه منحنی‌های بار افزون مدل ۱۲ طبقه در اثر حذف ستون گوشه و متصل به مهاربند کناری A1 با سیستم‌های قاب خمثی و دوگانه با مهاربندهای میانی و گوشه در پلان L شکل در شکل ۱۱ نشان می‌دهد که حد اکثر مقاومت سازه از ۱۵۸۹ تن در سیستم دوگانه با مهاربندهای کناری به ۲۷۰ تن در سیستم دوگانه با مهاربندهای میانی و ۳۵۰ تن در سیستم قاب خمثی کاهش یافته است.

سانتی‌متر در قاب خمشی و ۳۴ سانتی‌متر در سیستم دوگانه با مهار میانی افزایش یافته است. مهاربندهای میانی، به دلیل مجاورت با دهانه‌ای که ستون در آن حذف شده است، نقش مثبتی در کاهش تغییرمکان قائم نقطه بالای ستون حذف شده در سیستم دوگانه با مهاربندهای میانی ایفا می‌کند.

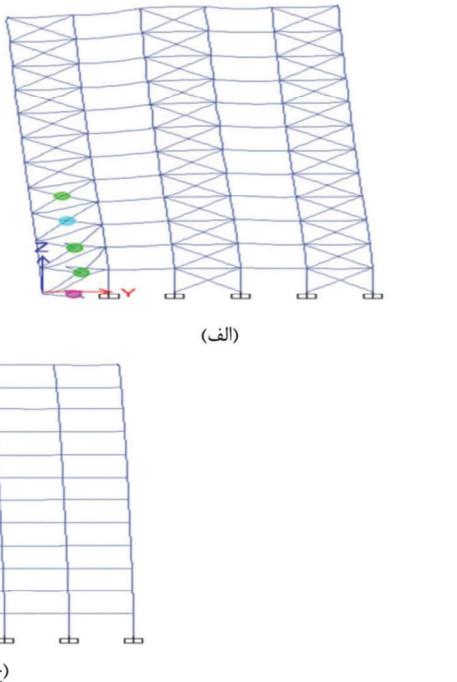


شکل ۱۲- مفاصل پلاستیک در گام ۸ حذف ستون A1 (الف) دوگانه کناری و L شکل، (ب) دوگانه میانی و L شکل و (ج) قاب خمشی و L شکل

شده است. همانطور که از نمودار مذکور ملاحظه می‌شود در موقعیت حذف ستون گوشه، A1 کمترین مقاومت قائم و موقعیت حذف ستون داخلی، D5 بیشترین مقاومت قائم را دارد.

این موضوع در قاب خمشی ۱۵ طبقه (شکل ۱۳-۵) نیز قابل مشاهده است. این در حالی است که در مدل ۵ طبقه با سیستم دوگانه و مهاربند میانی (شکل ۱۴) ستون گوشه A1 کمترین مقاومت قائم و موقعیت حذف ستون‌های خارجی متصل به مهاربند میانی E1 و C1 بیشترین مقاومت قائم را در برابر خرابی پیش‌روند دارند.

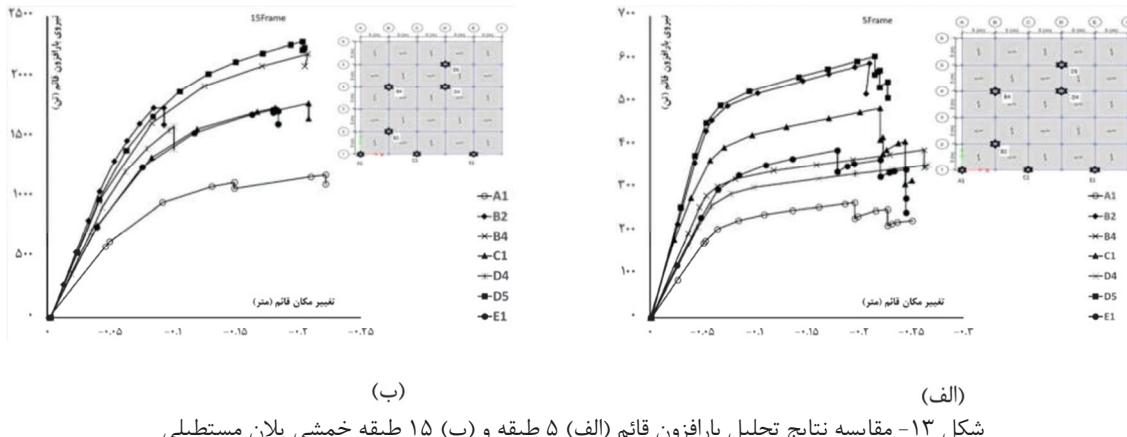
به نظر می‌رسد علت این موضوع، مشارکت مستقیم مهاربندها در برابری قائم در سیستم دوگانه با مهار کناری (شکل ۱۲-الف) و مشابهت زیاد دو سیستم دوگانه با مهار میانی (شکل ۱۲-ب) و سیستم قاب خمشی (شکل ۱۲-ج) باشد. در اینجا تغییرمکان قائم نقطه بالای ستون A1 از ۶ سانتی‌متر در سیستم دوگانه با مهار کناری به ۲۵



در مورد گسترش خرابی در صورت حذف ستون A1 در سیستم دوگانه با مهاربندهای کناری (شکل ۱۳-الف) اولین مفصل پلاستیک به صورت فشاری در مهاربند طبقه همکف تشکیل شده و بعد از گذر مفصل مذکور از عملکرد خرابی، مفاصل پلاستیک بعدی در مهاربندهای سایر طبقات فوقانی تشکیل شده است.

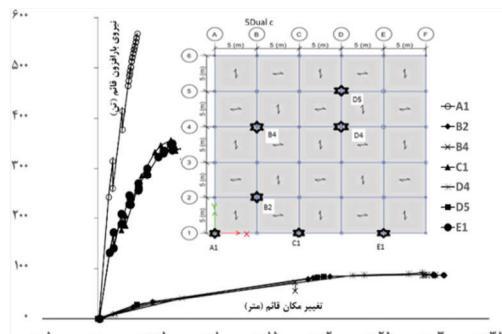
نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی فراینده قائم مدل‌های سازه‌ای به صورت نمودارهای نیرو و تغییرمکان قابل ارائه می‌باشد. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی فراینده قائم برای چنان مستطیلی به همراه موقعیت‌های حذف ستون برای مدل ۵ طبقه در شکل ۱۳-الف ارائه

تحلیل حساسیت خرابی پیش‌روندۀ در قاب‌های خمشی و مهاربندی شده هم محور فولادی

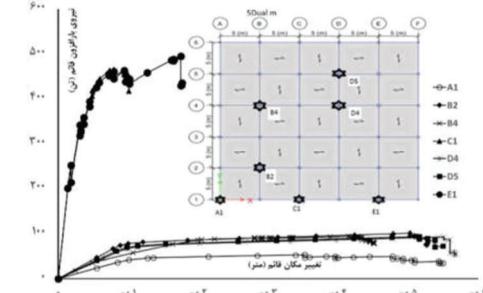


شکل ۱۳- مقایسه نتایج تحلیل بارافزون قائم (الف) ۵ طبقه و (ب) ۱۵ طبقه خمشی پلان مستطیلی

در مدل ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی و پلان L شکل (شکل ۱۶- الف) در موقعیت حذف ستون محیطی F4 و D5 و C1 بیشترین مقاومت قائم و موقعیت حذف ستون داخلی B2 بیشترین مقاومت قائم را دارد. این موضوع در قاب خمشی ۱۵ طبقه (شکل ۱۶- ب) نیز قابل مشاهده است.

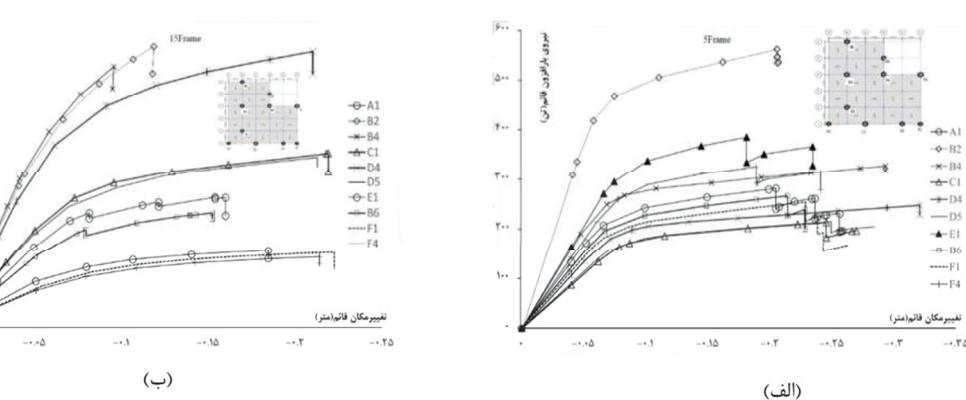


شکل ۱۵- مقایسه بارافزون قائم ۵ طبقه دوگانه مستطیلی (مهاربند کناری)



شکل ۱۴- مقایسه بارافزون قائم ۵ طبقه دوگانه مستطیلی (مهاربند میانی)

در مدل ۵ طبقه با سیستم دوگانه و مهاربند کناری (شکل ۱۵) در صورت حذف ستون گوشه A1 بیشترین مقاومت قائم و به ترتیب ستون‌های محیطی متصل به مهاربندهای C1 و E1 بیشترین و موقعیت حذف ستون‌های داخلی کمترین مقاومت قائم را در برابر خرابی پیش‌روندۀ دارند. علت این امر، مشارکت مستقیم مهاربندها در مقاومت سیستم در برابر خرابی پیش‌روندۀ می‌باشد.

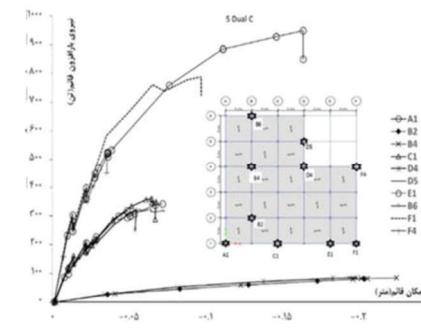


شکل ۱۶- مقایسه نتایج تحلیل بارافزون قائم (الف) ۵ طبقه و (ب) ۱۵ طبقه خمشی پلان L

کم به ترتیب برابر با مقادیر ۱۲۷۸، ۹۱۲، ۶۰۸ و ۲۹۳ تن برای تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ بیانگر افزایش مقاومت به مقادیر ۴۰، ۵۰ و ۷۹ درصد افزایش نسبت به مدل قبلی (مدل با تعداد طبقه کمتر) می‌باشد. این امر، نشان‌دهنده این است که افزایش تعداد طبقات، عامل تأثیرگذار و بسیار مهمی در برابر خرابی پیش‌روندۀ می‌باشد. این موضوع برای موقعیت‌های با پتانسیل بیشتر خرابی نیز صادق است. در پلان مستطیلی با سیستم دوگانه با مهاربند‌های داخلی، نیروی مقاوم در برابر خرابی پیش‌روندۀ در موقعیت‌های با پتانسیل خرابی کم برابر با مقادیر به ترتیب ۴۹۴، ۹۹۷، ۱۶۱۷، ۱۷۹۳ تن برای تعداد طبقات ۵، ۸ و ۱۵ می‌باشد که بیانگر افزایش مقاومت به مقادیر ۱۰۰، ۱۰۰، ۶۲ و ۱۰ درصد افزایش نسبت به مدل قبلی است. همین‌طور در پلان مستطیلی با سیستم دوگانه، مهاربند‌های کناری، نیروی مقاوم در برابر خرابی پیش‌روندۀ در موقعیت‌های با پتانسیل خرابی کم برابر با مقادیر به ترتیب ۵۶۰، ۱۰۰۲، ۱۶۳۹ و ۲۱۶۰ تن برای تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ می‌باشد که بیانگر افزایش مقاومت به مقادیر ۷۹، ۶۴ و ۳۲ درصد افزایش نسبت به مدل قبلی خود است.

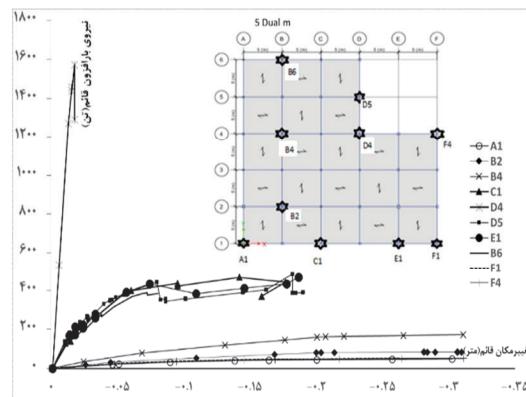
در پلان L شکل با سیستم قاب خمسی با افزایش تعداد طبقات نیروی مقاوم در برابر خرابی پیش‌روندۀ در موقعیت‌های با پتانسیل خرابی کم برابر با مقادیر به ترتیب ۵۶۱، ۱۶۰۹، ۷۷۸ و ۱۸۸۲ تن برای تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ می‌باشد که بیانگر افزایش مقاومت به مقادیر ۱۰۶، ۳۹ و ۱۷ درصد افزایش نسبت به مدل قبلی خود می‌باشد. این امر نشان‌دهنده این است که افزایش تعداد طبقات عامل تأثیرگذار و بسیار مهمی در برابر خرابی پیش‌روندۀ می‌باشد. این موضوع برای موقعیت‌های با پتانسیل بیشتر خرابی نیز صادق است. در پلان L شکل با سیستم دوگانه و با مهاربند‌های داخلی، نیروی مقاوم در برابر خرابی پیش‌روندۀ در موقعیت‌های با پتانسیل خرابی کم برابر با مقادیر به ترتیب ۲۱۱۹، ۱۸۵۸، ۱۳۷۴، ۴۸۴ و ۱۸۵۸

این در حالی است که در مدل ۵ طبقه با سیستم دوگانه و مهاربند کناری (شکل ۱۷) ستون‌های داخلی B4 و B2 کمترین مقاومت قائم و موقعیت حذف ستون‌های گوشۀ خارجی A1 و F1 متصل به مهاربند کناری بیشترین مقاومت قائم را در برابر خرابی پیش‌روندۀ دارد.



شکل ۱۷- مقایسه بارافزون قائم ۵ طبقه دوگانه L (مهاربند کناری)

در مدل ۵ طبقه با سیستم دوگانه و مهاربند میانی (شکل ۱۸) در صورت حذف ستون اتصال داخلی دو بخش L شکل، D4 بیشترین مقاومت قائم و ستون‌های محاطی متصل به مهاربند‌های موقعیت حذف ستون‌های میانی، کمترین مقاومت قائم را در برابر خرابی پیش‌روندۀ دارد. به نظر می‌رسد علت این امر در مشارکت مستقیم مهاربندها در مقاومت سیستم در برابر خرابی پیش‌روندۀ باشد.



شکل ۱۸- مقایسه بارافزون قائم ۵ طبقه دوگانه L (مهاربند میانی)

در مدل با پلان مستطیلی شکل و سیستم قاب خمسی با افزایش تعداد طبقات نیروی مقاوم در برابر خرابی پیش‌روندۀ در موقعیت ستون‌های با پتانسیل خرابی

مقادیر شاخص حساسیت برای انواع مدل‌ها و موقعیت‌های مختلف حذف ستون، محاسبه شده که در اینجا به ارائه جدول ۳ بستنده شده است. در سیستم قاب خمّشی ۱۵ طبقه فولادی با پلان L شکل (جدول ۴)، ستون گوشه A1 دارای بیشترین مقدار شاخص حساسیت و در نتیجه، دارای بیشترین پتانسیل خرابی پیش‌روندۀ می‌باشد. براساس نتایج حاصل، در سیستم دوگانه قاب خمّشی فولادی و مهاربند همگرای میانی، حذف ستون داخلی D4 خرابی پیش‌روندۀ با درصد خرابی بیشتری را نسبت به حذف سایر ستون‌ها به همراه خواهد داشت. همچنین طبق نتایج خرابی پیش‌روندۀ در سیستم دوگانه قاب خمّشی فولادی و مهاربند همگرای کناری نیز ستون داخلی D4 بحرانی است. در سیستم قاب خمّشی فولادی A1 دارای بیشترین مقدار شاخص حساسیت و در نتیجه، دارای بیشترین پتانسیل خرابی پیش‌روندۀ می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد، همانند سیستم قاب خمّشی، حذف ستون‌های گوشه F4، F1 و A1 خرابی پیش‌روندۀ با درصد خرابی بیشتری را نسبت به حذف سایر ستون‌ها به همراه خواهد داشت. همچنین طبق نتایج تحلیل خرابی پیش‌روندۀ در سیستم دوگانه قاب خمّشی فولادی و مهاربند همگرای کناری، ستون‌های داخلی B4 و D4 بحرانی می‌باشند.

۴- جمع‌بندی نتایج

مقادیر شاخص حساسیت در موقعیت‌های مختلف حذف ستون برای پلان L شکل در حالت کلی بیشتر از مقادیر نظری آن برای همان موقعیت حذف ستون در پلان مستطیلی است. با افزایش تعداد طبقات مدل، مقادیر مستطیلی حساسیت، کاهش یافته است.

به عبارت دیگر، مقادیر شاخص حساسیت در نسبت‌های ابعادی کمتر، دارای بیشترین مقدار می‌باشد (جدول ۴) و نمودارهای میله‌ای شکل‌های ۲۶ تا ۳۱. این امر نشان‌دهنده این است که در سازه‌های با سیستم قاب مقاوم خمّشی فولادی و سیستم دوگانه با

تن برای تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ می‌باشد که بیانگر افزایش مقاومت به مقادیر ۱۸۴، ۳۵ و ۱۴ درصد افزایش نسبت به مدل قبلی خود است. همین‌طور در پلان L شکل با سیستم دوگانه و با مهاربندهای کناری، نیروی مقاوم در برابر خرابی پیش‌روندۀ در موقعیت‌های با پتانسیل خرابی کم برابر با مقادیر بهترتب ۹۵۰، ۹۸۰، ۳۰۳۷ و ۲۴۲۰ تن برای تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ است که بیانگر افزایش مقاومت به مقادیر ۳، ۲۰۹ و صفر درصد افزایش نسبت به مدل قبلی خود می‌باشد.

۴- تحلیل حساسیت در خرابی پیش‌روندۀ

در خرابی پیش‌روندۀ، شاخص حساسیت^{۱۰} جهت تعیین المان کلیدی، به صورت رابطه (۱) تعریف شده است [۲۸]:

$$SI = (\lambda_0 - \lambda_{damage}) / \lambda_0 \quad (1)$$

در رابطه (۱)، λ_0 ظرفیت باربری کلی پیش از حذف ستون و λ_{damage} ظرفیت باربری پس از حذف ستون می‌باشد. هرچه شاخص حساسیت برای يك المان، بیشتر باشد، قابلیت باربری سازه در صورت حذف آن عضو، کمتر خواهد بود. بنابراین المانی که شاخص حساسیت مربوط به آن از همه بیشتر باشد، المان کلیدی سازه خواهد بود.

تعداد ۲۸ تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب خمّشی فولادی با پلان مستطیلی، تعداد ۲۸ تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سیستم دوگانه قاب خمّشی فولادی میانی با پلان مستطیلی و تعداد ۲۸ تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سیستم دوگانه قاب خمّشی فولادی و مهاربند همگرای فولادی کناری با پلان مستطیلی، در مجموع تعداد ۸۴ تحلیل برای پلان مستطیلی صورت گرفته است که برخی از نتایج تحلیل در قالب محاسبه مقادیر شاخص حساسیت و درصد خرابی کل سازه در جدول ۲ ارائه شده است.

¹⁰- Sensitivity Index

کاهش خرابی پیش‌رونده ندارد. این امر در مورد سیستم دوگانه با مهاربندهای همگرای میانی صادق نبوده و افزایش ارتفاع مدل‌ها، تأثیر زیادی در کاهش خرابی پیش‌رونده دارد.

مهاربندهای همگرای میانی با ارتفاع کمتر، حذف ستون می‌تواند شرایط بحرانی تری را به لحاظ خرابی پیش‌رونده به وجود آورد. در سازه‌های با سیستم دوگانه با مهاربندهای همگرای کناری، افزایش ارتفاع مدل‌ها، تأثیر زیادی در

جدول ۲- مقادیر شاخص حساسیت برای سازه‌های ۵ و ۱۵ طبقه قاب خمشی فولادی پلان مستطیلی

B2	D5	D4	B4	E1	C1	A1	ستون حذف شده	سازه ۵ طبقه
۳۲۹۷	۳۲۹۷	۳۲۹۷	۳۲۹۷	۳۲۹۷	۳۲۹۷	۳۲۹۷	(تн) λ_0	
۵۹۲	۶۰۸	۳۵۴	۳۸۹	۳۸۹	۴۸۶	۲۶۷	(تн) λ_{damage}	
۰/۸۲	۰/۸۲	۰/۸۹	۰/۸۸	۰/۸۸	۰/۸۵	۰/۹۲	SI	
۸۲	۸۲	۸۹	۸۸	۸۸	۸۵	۹۲	درصد خرابی کل	
B2	D5	D4	B4	E1	C1	A1	ستون حذف شده	
۲۹۲۸	۲۹۲۸	۲۹۲۸	۲۹۲۸	۲۹۲۸	۲۹۲۸	۲۹۲۸	(تн) λ_0	
۱۹۷۶	۲۲۹۳	۱۷۱۹	۲۱۹۲	۱۷۱۳	۱۷۷۹	۱۱۸۰	(تн) λ_{damage}	سازه ۱۵ طبقه
۰/۳۳	۰/۲۲	۰/۴۱	۰/۲۵	۰/۴۱	۰/۳۹	۰/۶	SI	
۳۳	۲۲	۴۱	۲۵	۴۱	۳۹	۶۰	درصد خرابی کل	

جدول ۳- مقادیر شاخص حساسیت برای سازه ۱۵ طبقه قاب خمشی فولادی پلان L شکل

B2	B6	D5	F4	D4	B4	F1	E1	C1	A1	ستون حذف شده
۴۳۱۳	۴۳۱۳	۴۳۱۳	۴۳۱۳	۴۳۱۳	۴۳۱۳	۴۳۱۳	۴۳۱۳	۴۳۱۳	۴۳۱۳	(تн) λ_0
۱۸۸۲	۸۰۹	۱۱۴۳	۴۶۸	۱۸۵۰	۱۷۴۷	۴۹۹	۸۷۳	۱۱۷۰	۵۱۴	(تн) λ_{damage}
۰/۰۶	۰/۸۱	۰/۷۳	۰/۸۹	۰/۰۷	۰/۰۹	۰/۸۸	۰/۸۰	۰/۷۳	۰/۸۸	SI
۵۶	۸۱	۷۳	۸۹	۵۷	۵۹	۸۸	۸۰	۷۳	۸۸	درصد خرابی کل

جدول ۴- شاخص حساسیت، نسبت ابعادی کل قاب خمشی

درصد خرابی کل	SI	نسبت ابعادی کل	ارتفاع (متر)	طول (متر)	سازه	پلان مستطیلی
۹۲	۰/۹۲	۰/۷۰	۲۵	۱۷/۵	طبقه ۵	
۹۰	۰/۹۰	۱/۱۲	۲۵	۲۸	طبقه ۸	
۷۹	۰/۷۹	۱/۶۸	۲۵	۴۲	طبقه ۱۲	
۶۰	۰/۶۰	۲/۱۰	۲۵	۵۲/۵	طبقه ۱۵	
۹۵	۰/۹۵	۰/۷۰	۲۵	۱۷/۵	طبقه ۵	
۹۲	۰/۹۲	۱/۱۲	۲۵	۲۸	طبقه ۸	
۸۹	۰/۸۹	۱/۶۸	۲۵	۴۲	طبقه ۱۲	
۸۸	۰/۸۸	۲/۱۰	۲۵	۵۲/۵	طبقه ۱۵	

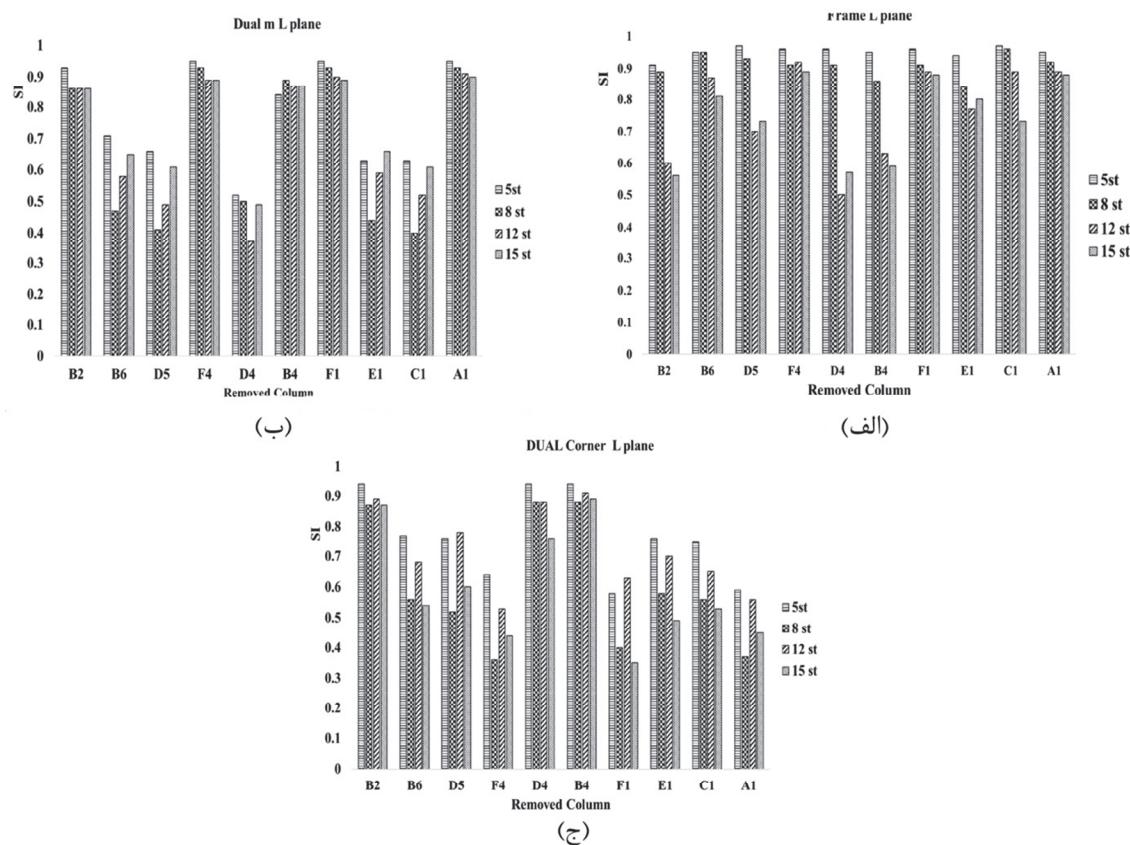
جدول ۵- شاخص حساسیت، نسبت ابعادی کل دوگانه با مهاربند کناری

درصد خرابی کل	SI	نسبت ابعادی کل	طول (متر)	ارتفاع (متر)	سازه	پلان مستطیلی
۹۶	۰/۹۶	۰/۷۰	۲۵	۱۷/۵	طبقه ۵	
۹۳	۰/۹۳	۱/۱۲	۲۵	۲۸	طبقه ۸	
۹۲	۰/۹۲	۱/۶۸	۲۵	۴۲	طبقه ۱۲	
۹۱	۰/۹۱	۲/۱۰	۲۵	۵۲/۵	طبقه ۱۵	
۹۴	۰/۹۴	۰/۷۰	۲۵	۱۷/۵	طبقه ۵	
۸۸	۰/۸۸	۱/۱۲	۲۵	۲۸	طبقه ۸	
۸۸	۰/۸۸	۱/۶۸	۲۵	۴۲	طبقه ۱۲	
۸۷	۰/۸۷	۲/۱۰	۲۵	۵۲/۵	طبقه ۱۵	

جدول ۶- شاخص حساسیت، نسبت ابعادی کل دوگانه با مهاربند میانی

درصد خراپی کل	SI	نسبت ابعادی کل	طول (متر)	ارتفاع (متر)	سازه	
۹۴	۰/۹۴	۰/۷۰	۲۵	۱۷/۵	طبقه ۵	پلان مستطیلی
۹۲	۰/۹۲	۱/۱۲	۲۵	۲۸	طبقه ۸	
۸۷	۰/۸۷	۱/۶۸	۲۵	۴۲	طبقه ۱۲	
۸۷	۰/۸۷	۲/۱۰	۲۵	۵۲/۵	طبقه ۱۵	
۹۶	۰/۹۶	۰/۷۰	۲۵	۱۷/۵	طبقه ۵	
۹۳	۰/۹۳	۱/۱۲	۲۵	۲۸	طبقه ۸	
۹۱	۰/۹۲	۱/۶۸	۲۵	۴۲	طبقه ۱۲	
۹۰	۰/۹۱	۲/۱۰	۲۵	۵۲/۵	طبقه ۱۵	

پلان L شکل

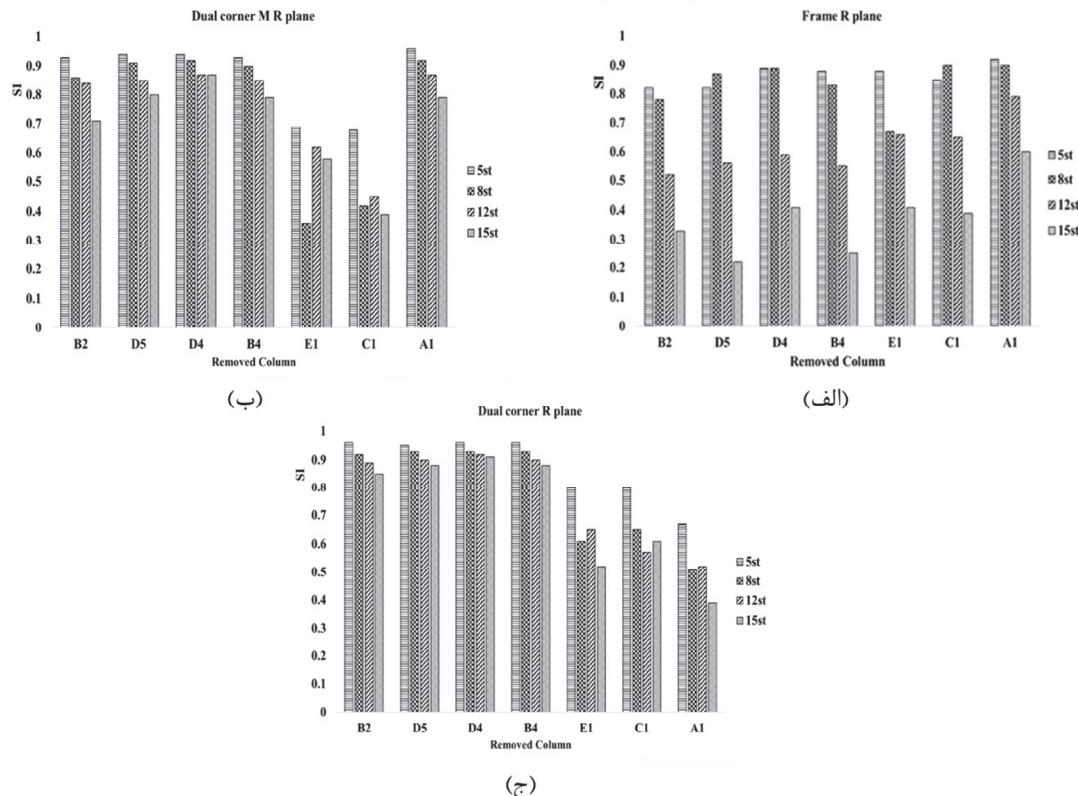


شکل ۱۹- شاخص حساسیت مدل‌ها در پلان L شکل، (الف) سیستم قاب خمی، (ب) سیستم دوگانه با مهاربند میانی و (ج) سیستم دوگانه با مهاربند کناری

در سازه‌های قاب خمی فولادی با پلان L شکل و ساق‌های مساوی، ستون مرکزی [۱۶] و طبق این تحقیق در سازه‌های قاب خمی فولادی با پلان L شکل و ساق‌های نامساوی، ستون‌های گوشه بحرانی می‌باشد و در سازه‌های قاب خمی بتن آرمه [۱۷] ستون گوشه از پتانسیل خرابی پیش‌رونده بالایی برخوردار می‌باشد.

۵- مقایسه خرابی پیش‌رونده سازه‌های فولادی و بتن آرمه

طبق این تحقیق در سازه‌های قاب خمی فولادی با پلان مستطیلی ستون گوشه و در سازه‌های قاب خمی بتن آرمه [۱۶] ستون مرکزی از پتانسیل خرابی پیش‌رونده بالائی برخوردار می‌باشد. این در حالی است که



شکل ۲۰- شاخص حساسیت مدل‌ها در پلان مستطیلی، (الف) سیستم قاب خمشی، (ب) سیستم دوگانه با مهاربند میانی و (ج) سیستم دوگانه با مهاربند کناری

تعادل جایگرین است. در عملکرد زنجیره‌ای، اعضایی چون تیر و سقفهای بتنی مسلح باربر تحت تأثیر تغییرشکل‌های بزرگ قرار گرفته که می‌بایست به قدر کافی سختی و مقاومت لازم در برابر بارهای وارده تحت کشش اعضا را داشته باشند [۸]. در صورت تأمین چنین شرایطی با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده قائم و Displacement P-Delta Plus Large انتخاب گزینه P-Delta Plus در نرم‌افزار ETABS 2016 به تیرهای متصل به عضو حذفی (ستون) این قابلیت را می‌دهد تا در تحمل بار محوری انتقالی شرکت داشته باشند و عملکرد زنجیره‌ای در تیرها فعال خواهد شد. به عنوان مثال در سازه ۸ طبقه در صورت حذف ستون گوشه در گام اول تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده قائم (شکل ۲۱) هنوز ستون‌های بالای ستون حذف شده، نیروی محوری کششی (زردنگ) را تحمل می‌کنند.

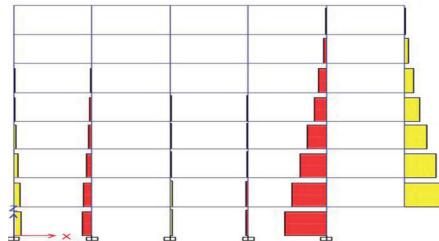
۶- عملکرد زنجیره‌ای و تشکیل مفاصل پلاستیک

دو روش طراحی سازه‌ها در برابر پیشگیری از خرابی پیش‌رونده با نام‌های نیروی مهاری (TFM^{۱۱}) و روش UFC(2005) (APM^{۱۲}) در دستورالعمل مسیر جایگرین (APM) در دستورالعمل [۷]. روش TFM لزوماً یک روش طراحی غیرمستقیم است که در آن حداقل ظرفیت اتصالات در سیستم باید در حدی باشد تا بتواند بارها را از قسمت آسیب‌دیده به باقی سازه انتقال دهد. این روش به‌طور مفهومی تکیه بر عملکرد زنجیره‌ای برای جلوگیری از فروریزش دارد که خود یکی از مکانیسم‌های کلیدی کمک به سازه آسیب‌دیده برای رسیدن به یک پیکربندی

^{۱۱}- Tie Force Method

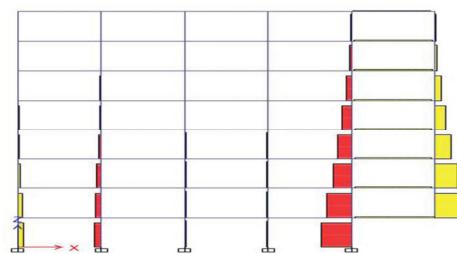
^{۱۲}- Alternate Path Method

سازه‌های قاب خمشی فولادی و دوگانه با مهاربندهای هم محور با پلان‌های مستطیلی و L شکل استفاده شده است. مقادیر شاخص حساسیت در موقعیت‌های مختلف حذف ستون در پلان‌ها و در ارتفاع سازه‌های مورد مطالعه، محاسبه شده است. هرچه مقدار شاخص حساسیت مدل زیاد باشد، المان مربوط به آن موقعیت، المان کلیدی می‌باشد. مقایسه مقادیر شاخص حساسیت در ارتفاع سازه، نشان می‌دهد که افزایش ارتفاع سازه فولادی در سیستم قاب خمشی فولادی، تأثیر مثبت زیادی در عملکرد سازه در برابر خرابی پیش‌روندۀ دارد و این تأثیر در پلان مستطیلی بیشتر از پلان L شکل می‌باشد. افزایش ارتفاع سازه در سیستم دوگانه با مهاربندهای هم محور تأثیر زیادی ندارد. در این مقاله، نتایج حاصل از تحلیل سازه‌های ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه نشان می‌دهد که در سیستم قاب خمشی فولادی با پلان‌های مستطیلی و L شکل و در سیستم دوگانه با مهاربندهای میانی، ستون‌های گوشۀ و در سیستم دوگانه (مهاربندهای میانی و کناری) با پلان مستطیلی و در سیستم دوگانه (مهاربندهای کناری) با پلان L شکل ستون داخلی (مهاربندهای کناری) را دارد. علاوه‌بر این، نتایج نشان می‌دهد سازه‌های با ارتفاع بیشتر، عملکرد بهتری در برابر خرابی پیش‌روندۀ داشته و افزایش ارتفاع مدل‌ها در سیستم دوگانه، تأثیر زیادی در کاهش خرابی پیش‌روندۀ ندارد. پس از حذف ستون از سازه، عملکرد زنجیره‌ای یکی از مهم‌ترین مکانیزم‌های کمک به بازتوانی سازه رسیدن به تعادل ایستای جایگزین است. سقف صلب، تیر و اتصالات خمشی مقاوم، عملکرد مطلوب زنجیره‌ای سازه را امکان‌پذیر می‌سازد. تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی صورت گرفته، نقش و مشارکت مثبت تیرها و سقف صلب در خرابی پیش‌روندۀ را مشخص کرد.



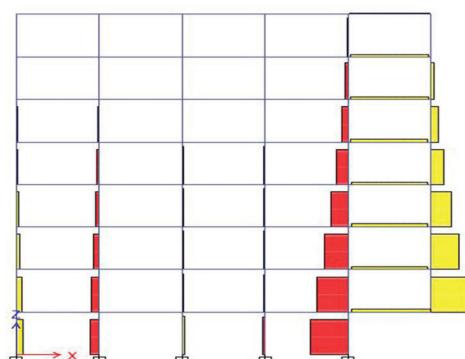
شکل ۲۱- نیروی محوری ستون‌ها (تن) در گام ۱ تحلیل غیرخطی

در گام‌های بعدی با مشارکت تیرها در عملکرد زنجیره‌ای (شکل ۲۲) مفهوم عملکرد زنجیره‌ای به وضوح اهمیت و نقش خود را در پیشگیری از خرابی پیش‌روندۀ نشان می‌دهد.



شکل ۲۲- شروع مشارکت تیرها در برابری گام ۲ تحلیل

بنابراین اهمیت ایجاد سقف صلب، تیرها و اتصالات مقاوم خمشی در سازه مقاوم در برابر خرابی پیش‌روندۀ ملاحظه می‌شود (شکل ۲۳).



شکل ۲۳- مشارکت حداکثری تیرها در برابری گام ۶ تحلیل

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق از روش شاخص حساسیت برای بررسی خرابی پیش‌روندۀ و تعیین المان کلیدی در مراجع

- [1] The U. S. General Service Administrations (GSA). (2003). "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects", *Washington, DC*.
- [2] DoD (Department of Defense). (2009). Design of buildings to resist progressive collapse. *Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03*.
- [3] Astaneh-Asl, A. (2003). "Progressive collapse prevention in new and existing buildings", Paper presented at the proceedings, 9th *Arab structural engineering conference*, United Arab Emirates (UAE).
- [4] Astaneh-Asl, A., Jones, B., Zhao, Y., & Hwa, R. (2001). "Progressive collapse resistance of steel building floors", *Report Number UCB/CEE-Steel-2001*, 3.
- [5] Mehrabi, F., Kheiruddin, A., & Gerami, M. (2012). "Assessment of Progressive Collapse Potential of Steel Structures that are Desinged on Iranianian Code", *Sharif Journal of Civil Engineering*, 2-28(4), 65-72.
- [6] Mashhadiali, N., & Kheyroddin, A. (2014). "Progressive collapse assessment of new hexagrid structural system for tall buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(12), 947-961.
- [7] Kim, J., & Hong, S. (2011). "Progressive collapse performance of irregular buildings", *The Structural Design of Tall Special Buildings*, 20(6), 721-734.
- [8] Frangopol, D. M., & Curley, J. P. (1987). "Effects of damage and redundancy on structural reliability", *Journal of structural engineering*, 113(7), 1533-1549.
- [9] Ito, T., Ohi, K., & Li, Z. (2005). "A sensitivity analysis related to redundancy of framed structures subjected to vertical loads", *Journal of structural and construction engineering, Transactions of AJ*, (593), 145-151.
- [10] Kim, J., & An, D. (2009). "Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action", *The structural design of tall and special buildings*, 18(4), 455-465.
- [11] Ito, T., & Fukuyama, T. (2011). "A Potential Strength and Ultimate Behavior of Framed Structures Considering Catenary Effects after Failure Mechanism Formation Subjected to Vertical Load", *Theoretical and Applied Mechanics Japan*, 59, 29-38.
- [12] Choi, J. H., Ito, M., & Ohi, K. (2007). "Prevention of Building Structural Collapse Caused by Accidental Events", In proc. Of 2nd International Symposium on Improvement of Structural Safety for Building Structures 85-98.
- [13] Kwon, K., Park, S., & Kim, J. (2012). "Evaluation of progressive collapse resisting capacity of tall buildings", *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 229-235.
- [14] Ito, T., & Takemura, T. (2014). "Sensitivity Analysis of Redundancy of Regular and Irregular Framed", *International Journal of High-Rise Buildings*, 3(4), 297-304.
- [15] Maddahi, M., & Kheyroddin, A. (2016). "Assessment of the progressive collapse in the steel moment frames with L-shaped plan using sensitivity analysis", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 3(2), 73-85.
- [16] Hashemi, S. SH., Khosravi, R., Fiouz, A. (2018). "Progressive collapse evaluation of RC structures with Bubble Deck floor system", *Modares Civil Engineering Journal*, 18(3), 101-111.
- [17] Rouhi, H., & Kheyroddin, A. (2018). "Progressive collapse analysis of reinforced concrete in buildings L-shaped plan", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(3), 44-65.
- [18] Mohamed, O. A. (2015). "Calculation of load increase factors for assessment of progressive collapse potential in framed steel structures", *Case Studies in Structural Engineering*, 3, 11-18.
- [19] Rahnavard, R., & Siahpolo, N. (2017). "Function comparison between moment frame and moment frame with centrically braces in high-rise steel structure under the effect of progressive collapse", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4(4), 42-57.
- [20] Soleymani, A., & Esfahani, M. R. (2019). "Effect of concrete strength and thickness of flat slab on preventing of progressive collapse caused by elimination of an internal column", *Structural and Construction Engineering*, 6(1), 24-40.
- [21] Rahmani, I., Azhdari, M., & Moayyedian, M. (2013). "Effect of Catenary Action on Reducing the Vulnerability of Steel Bending - Frame Structures versus Progressive Collapse", *Advanced Defence Science and Technology*, 3, 157-166.
- [22] ETABS2015 Software. (2014). Computers and structures- Inc. Berkeley, CA.
- [23] Iranian National Building Code. (2013). Part 10th, Design Loads for Buildings.
- [24] Iranian National Building Code. (2013). Part 10th, Design and Construction of steel buildings.
- [25] Iranian Building Codes and Standards. (2014). Iranian Code Of Practice For Seismic Resistant Design Of Buildings, Standard No.2800, 4th Edition.
- [26] Marjanishvili, S., & Agnew, E. (2006). "Comparison of various procedures for progressive collapse analysis", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(4), 365-374.
- [27] FEMA 356. (2000). Pre Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency. Washington. D.C.
- [28] Kwon, K., & Kim, J. (2014). "Progressive collapse and seismic performance of twisted diagrid buildings", *International Journal of High-Rise Buildings*, 3(3), 223-230.

پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی بستر روسی ثبیت شده با سیمان و باطله سنگ آهن با استفاده از روش‌های هوش محااسباتی

یکی از روش‌های بهسازی خاک بستر روسازی، استفاده از مواد افزودنی جهت ثبیت خاک است. برای ارزیابی کیفیت مصالح از آزمایش‌های مقاومت فشاری تکمحوری و مقاومت کششی غیرمستقیم استفاده می‌شود. بهره‌گیری از این آزمایش‌ها با توجه به زمان بر بودن عمل آوری نمونه‌ها وقت‌گیر است. همچنین در صورت افزایش تعداد نمونه‌ها می‌تواند هزینه‌بر نیز باشد. در این تحقیق، از دو روش مدل‌سازی شبکه عصبی مصنوعی (ANN) و سیستم استنتاج عصبی-فازی تطبیقی (ANFIS) جهت پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی خاک رس ثبیت شده با سیمان و باطله سنگ آهن استفاده شده است. برای این منظور، پارامترهای درصد سیمان، درصد باطله، رطوبت بهینه و مدت زمان عمل آوری، به عنوان ورودی و پارامترهای مقاومت فشاری تکمحوری و مقاومت کششی غیرمستقیم، به عنوان خروجی در نظر گرفته شده است و در هر مورد پایگاهداده‌ای مشکل از ۱۰۰ داده مورد استفاده قرار گرفته است. مدل‌سازی با استفاده از این سه روش، برتری مدل شبکه عصبی مصنوعی نسبت به سیستم استنتاج عصبی-فازی تطبیقی را نشان می‌دهد. همچنین تحلیل حساسیت نشان می‌دهد که پارامترهای درصد سیمان و درصد باطله به ترتیب بیشترین و کمترین تأثیر را بر مقاومت فشاری و مقاومت کششی پیش‌بینی شده دارند.

وازگان کلیدی: مقاومت فشاری تکمحوری، مقاومت کششی غیرمستقیم، خاک رس ثبیت شده، سیمان و باطله سنگ آهن، هوش محااسباتی.

طوبی حیدری دزفولی

دانشجوی کارشناسی ارشد،
دانشکده مهندسی عمران،
دانشگاه صنعتی سیرجان.

پست الکترونیک:
Tobahd1371@gmail.com

علیرضا غنیزاده*

دانشیار، دانشکده مهندسی
عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان.
پست الکترونیک:
ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

مانند سیمان، آهک، خاکستر بادی و برخی از نمک‌ها استفاده می‌شود [۱]. ترکیب این مصالح با خاک باعث بهبود در خصوصیات خاک، مقاومت خاک، نفوذپذیری و تغییرشکل خاک می‌شود. در گذشته، مطالعات فراوانی برای به کارگیری مصالح ثبیت کننده در طرح‌های مختلف در سرتاسر دنیا انجام شده است [۲]. سیمان یکی از پرکاربردترین مصالح در ثبیت شیمیایی خاک‌ها است. یکی از اولین پژوهه‌های ساخت‌وسازی که سیمان در آن به عنوان ثبیت کننده خاک در آمریکا استفاده شد، مربوط به پژوهه‌ای در نزدیکی شهر جانسون ویل در کارولینای جنوبی در سال ۱۹۳۵ بوده است [۳]. با توجه به مطالعات قبلی با افزودن سیمان به خاک رس، پتانسیل تورم، حد

۱- مقدمه

در سالیان اخیر، تقاضا برای ساخت انواع زیرساخت‌های حمل و نقل از جمله راه، فرودگاه و راه‌آهن رو به افزایش بوده است. در بسیاری از مناطق، سطح وسیعی از خاک بستر را رس تشکیل داده است که برای انجام ساخت‌وساز مناسب نیست. جهت بهسازی خاک‌ها به خصوص خاک‌های مسئله‌دار معمولاً از افزودنی‌هایی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۰۶/۲۴، بازنگری ۱۳۹۹/۰۹/۱۲، پذیرش ۱۳۹۹/۰۹/۱۶.

DOI: 10.22091/cer.2020.5950.1213 شناسه دیجیتال

فشاری تکمحوری خاک استفاده نمودند. نتایج این تحقیق، مناسب بودن این روش برای پیش‌بینی حداکثر چگالی خشک خاک و مقاومت فشاری تکمحوری را نشان می‌داد [۱۱]. داس^۵ و همکاران (۲۰۱۱)، از روش‌های شبکه عصبی مصنوعی و ماشین بردار پشتیبان برای پیش‌بینی حداکثر وزن مخصوص خشک و مقاومت فشاری تکمحوری خاک تثبیت‌شده با سیمان استفاده کردند. در این پژوهش، متغیرهای ورودی شامل حد مایع، حد روانی، درصد رس، درصد ماسه، درصد شن، درصد رطوبت و درصد سیمان بودند. نتایج این تحقیق براساس معیارهای مختلف آماری نشان داد که دقت روش ماشین بردار پشتیبان نسبت به روش شبکه عصبی مصنوعی بیشتر است [۱۲]. در سال ۲۰۱۲ پژوهشگران برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری خاک تثبیت‌شده با سیمان از روش شبکه عصبی مصنوعی استفاده نمودند [۱۳]. در سال ۲۰۱۵ نیز برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری مخلوط ماسه، پودر خاکستر سوخت (PFA^۶) و سیمان از روش سیستم استنتاج عصبی-فازی تطبیقی (ANFIS^۷) استفاده شد [۱۴]. در تحقیق دیگری، برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری مخلوط ماسه، سیمان و صد حلزون از دو روش ماشین بردار پشتیبان و سیستم استنتاج عصبی-فازی تطبیقی استفاده گردید. نتایج تحقیق دقت بیشتر روش سیستم استنتاج عصبی-فازی تطبیقی را در مقایسه با روش ماشین بردار پشتیبان برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری نشان می‌داد [۱۵]. سومان^۸ و همکاران (۲۰۱۶)، مدل‌هایی را براساس روش شبکه‌های عملکردی (FN^۹) و روش اسپیلاین رگرسیون تطبیقی چندمتغیره به منظور پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری و حداکثر چگالی خشک خاک تثبیت‌شده با سیمان توسعه دادند. نتایج این تحقیق

مایع و دامنه خمیری، کاهش و مقاومت برشی و حد انقباض افزایش می‌یابد [۴]. اضافه کردن سیمان به خاک رس باعث ایجاد واکنش شیمیایی مشابه با آهک می‌شود و می‌توان برای اصلاح و تثبیت این نوع خاک‌ها از آن استفاده کرد. سیمان برای تثبیت بسیاری از خاک‌ها می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. با این وجود، سیمان برای تثبیت بعضی خاک‌ها که دارای مواد آلی بیش از ۲٪ pH کمتر از ۵/۳ باشند، مناسب نیست [۵]. استفاده از ضایعات صنعتی از جمله ضایعات سنگ‌آهن در مصالح عمرانی به دلایل زیستمحیطی و اقتصادی در چند سال اخیر مدنظر قرار گرفته است. در سال‌های اخیر، تحقیقات محدودی در زمینه استفاده از باطله سنگ‌آهن برای بهسازی خاک صورت گرفته است [۶-۹]. به منظور تعیین طرح اختلاط و همچنین کنترل کیفیت مصالح تثبیت شده از آزمایش‌هایی مثل مقاومت فشاری یا مقاومت کششی استفاده می‌شود.

حقیقین متعددی در گذشته از روش‌های هوش محاسباتی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری خاک‌های تثبیت‌شده استفاده نموده‌اند که در ادامه به تعدادی از آن‌ها اشاره خواهد شد. گونایدین^۱ (۲۰۱۰)، با استفاده از تجزیه و تحلیل آماری^۲ (مدل‌های آماری سنتی) و شبکه عصبی مصنوعی (ANN^۳) به پیش‌بینی مقاومت فشاری خاک مصنوعی پرداختند. در این تحقیق، حد مایع، حد انقباض، شاخص خمیری، وزن مخصوص، حد خمیری، اندازه دانه‌ها، درصد رس، درصد لای و میزان نفوذپذیری به عنوان ورودی و مقاومت فشاری به عنوان خروجی در نظر گرفته شده است. نتایج این تحقیق نشان‌دهنده دقت بالای روش شبکه عصبی مصنوعی بود [۱۰]. علوی^۴ و همکاران (۲۰۱۱)، از شبکه عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی حداکثر چگالی خشک و مقاومت

^۵- Das^۶- Pulverized Fuel Ash^۷- Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System^۸- Suman^۹- Functional Networks^۱- Gunaydin²- statistical analyses³- Artificial neural network⁴- Alavi

خاک لای تثبیت شده با پودر خاکستر^{۱۲}، الیاف جوت^{۱۳}، فیبر فولاد^{۱۴}، تحت سیکل های ذوب- یخندان استفاده کردند. پارامترهای ورودی به صورت درصد پودر خاکستر، درصد الیاف جوت، درصد الیاف فولاد و تعداد سیکل های ذوب- یخندان و پارامتر خروجی به صورت مقاومت فشاری تک محوری در نظر گرفته شد. نتایج این تحقیق نشان داد که شبکه عصبی پایه شعاعی در مقایسه با سایر روش ها دارای دقت بالاتری بود [۲۱]. در سال ۲۰۱۷ در پژوهشی به پیش بینی مقاومت فشاری و کششی بزرگی^{۱۵} خاک تثبیت شده با سیمان، الیاف پلی پروپلین و خاکستر بادی^{۱۶} با استفاده از رگرسیون خطی چند گانه (MLR)^{۱۷} و شبکه عصبی مصنوعی پرداختند. پارامترهای ورودی شامل درصد سیمان، درصد الیاف، وزن مخصوص خشک و درصد رطوبت بهینه بود و پارامترهای خروجی به صورت مقاومت فشاری و مقاومت کششی غیر مستقیم در نظر گرفته شدند. نتایج این تحقیق برتری دقت شبکه عصبی مصنوعی هم برای پیش بینی مقاومت فشاری و مقاومت اسپیلاین رگرسیونی تطبیقی چند متغیره، مدل درختی (GMDH^{۱۸}) و روش گروهی بررسی داده ها (M5P^{۱۹}) به پیش بینی مقاومت فشاری خاک رس تثبیت شده با سیمان و پودر سرباره کوره انفجار (GGBS^{۲۰}) و خاکستر بادی در برابر سیکل های ذوب- یخندان پرداختند. نتایج دقت بیشتر روش مدل اسپیلاین رگرسیونی تطبیقی چند متغیره را در مقایسه با سایر روش ها نشان می داد [۲۳]. غنیزاده و همکاران (۱۳۹۸) به توسعه مدل پیش بینی مقاومت فشاری تک محوری بستر رسی تثبیت شده با

مناسب بودن این دو روش را برای پیش بینی مقاومت فشاری تک محوری و حداکثر چگالی خشک خاک نشان می داد [۱۶]. موزومدر و اسلام لشکر^{۱۰}، از روش شبکه عصبی مصنوعی و تحلیل رگرسیون چند متغیره برای تخمین مقاومت فشاری تک محوری خاک رس تثبیت شده با ژئوپلیمر استفاده کردند. نتایج این تحقیق نشان دهنده مناسب بودن روش شبکه عصبی برای پیش بینی مقاومت فشاری تک محوری خاک رس تثبیت شده با ژئوپلیمر بود [۱۷]. همچنین در تحقیقی دیگر کاربرد روش رگرسیون ماشین بردار پشتیبان برای تخمین مقاومت فشاری تک محوری خاک رس تثبیت شده با ژئوپلیمر ارزیابی شد. نتایج نشان دهنده مناسب بودن روش رگرسیون ماشین بردار پشتیبان برای پیش بینی مقاومت فشاری تک محوری خاک رس تثبیت شده با ژئوپلیمر بود [۱۸]. جوادیان (۲۰۱۷)، به منظور مدل سازی مقاومت فشاری خاک های ریزدانه تثبیت شده با ژئوپلیمر و خاکستر بادی حاصل از سرباره کوره انفجار از روش سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی استفاده نمود. نتایج دقت بالای این روش را نشان می داد [۱۹]. در سال ۲۰۱۷ محققان برای پیش بینی مقاومت فشاری تک محوری خاک رس تثبیت شده با زباله صنعتی از روش شبکه عصبی مصنوعی و تحلیل رگرسیون استفاده کردند. طبق نتایج بدست آمده، هر دو روش توانایی پیش بینی مقاومت فشاری تک محوری را با توجه به خواص خاک با دقت بالا دارند، اما روش شبکه عصبی مصنوعی نسبت به تحلیل رگرسیون، پیش بینی دقیق تری را ارائه می دهد [۲۰]. پژوهشگران همچنین از شبکه های عصبی پایه شعاعی^{۱۱}، سیستم چند لایه پروسپترون، شبکه عصبی رگرسیون عمومی و سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی به منظور پیش بینی مقاومت فشاری تک محوری

¹²- Powder Ash

¹³- Jute Fibers

¹⁴- Steel fiber

¹⁵- Brazilian tensile strength: (BTS)

¹⁶- fly ash

¹⁷- Multiple Linear Regression

¹⁸- M5 Prime

¹⁹- Group method of data Handling

²⁰- Ground granulated blast furnace slag

¹⁰- Mozumder and Islam Laskar

¹¹- Radial base neural networks

۱۲ و ۱۵ درصد) و چهار زمان عمل آوری (۷، ۱۴، ۲۸ و ۵۶ روز) برای انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری تکمحوری و مقاومت کششی غیرمستقیم آماده‌سازی شدند. پس از انجام آزمایش‌ها بر روی نمونه‌ها (دو تکرار برای هر نمونه) و ایجاد پایگاه داده از روش‌های شبکه عصبی مصنوعی و سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی به منظور مدل‌سازی مقاومت فشاری و مقاومت کششی استفاده شد. در انتها نتایج حاصل از این دو روش مدل‌سازی مقایسه و بر روی مدل منتخب از دیدگاه دقت، تحلیل حساسیت و تحلیل پارامتریک انجام شد.

۲- مطالعات آزمایشگاهی

۱-۲- مصالح

خاک مصرفی در این تحقیق از فاصله ۶۰ کیلومتری شمال شرقی شهرستان سیرجان و باطله سنگ‌آهن از شرکت معدنی و صنعتی گل‌گهر سیرجان تهیه شده بود. همچنین سیمان مورد استفاده، سیمان پرتلند تیپ II کارخانه سیمان ممتازان در ۴۰ کیلومتری شمال غرب شهر کرمان بود. مشخصات خاک رس و باطله سنگ‌آهن در جدول ۱ آورده شده است. نمودار دانه‌بندی خاک رس و باطله سنگ‌آهن مصرفی نیز در شکل ۱ نشان داده شده است.

۲-۲- آزمایش تراکم

آزمایش تراکم به روش پروکتور اصلاح شده طبق استاندارد ASTM D1557 با هدف تعیین درصد رطوبت بهینه و حداقل چگالی خشک نمونه‌ها به ازای درصدهای مختلف سیمان و باطله انجام شد [۲۶]. نتایج آزمایش تراکم نشان‌دهنده این است که با افزایش درصد باطله، درصد رطوبت بهینه کاهش و چگالی خشک حداقل افزایش می‌یابد. همچنین درصد رطوبت بهینه برای نمونه‌ها بین ۱۰/۱ تا ۱۴/۷ درصد و چگالی خشک حداقل بین ۱/۹۳۵ تا ۲/۱۲۰ گرم بر سانتی‌مترمکعب متغیر است.

سیمان و آهک با استفاده از روش گروهی بررسی داده‌ها پرداختند. جهت دستیابی به این هدف، درصد سیمان، درصد آهک، درصد رطوبت بهینه و زمان عمل آوری به عنوان ورودی و مقاومت فشاری تکمحوری به عنوان خروجی در نظر گرفته شد. نتایج، نشان‌دهنده دقت بالای روش GMDH برای پیش‌بینی مقاومت فشاری و مقاومت کششی خاک رس تثبیت شده با سیمان و آهک بود [۲۴]. محققان با استفاده از چهار مدل شبکه عصبی مصنوعی، روش جنگل تصادفی (RF^{۲۱})، فرآیند گاووسی (GP^{۲۲}) و مدل درختی به پیش‌بینی مقاومت فشاری خاک تثبیت شده با سیمان کلینکر و خاکستر بادی پرداختند. در این تحقیق ورودی‌ها شامل درصد خاک، درصد سیمان کلینکر، درصد خاکستر بادی و زمان عمل آوری بودند. نتایج نشان داد که دقت شبکه عصبی مصنوعی، فرآیند گاووسی (GP) و مدل درختی (M5P) برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تقریباً برابر است. این مدل‌سازی با روش جنگل تصادفی (RF) دارای دقت بیشتری بود [۲۵].

اگرچه تحقیقات گسترده‌ای در زمینه تثبیت خاک با سیمان انجام شده است، اما تاکنون مدلی به منظور پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی خاک رس خمیری کم تثبیت شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن با استفاده از روش‌های هوش محاسباتی ارائه نشده است. هدف از تحقیق حاضر، ارائه مدلی به منظور پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی خاک رس خمیری کم تثبیت شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن با استفاده از روش‌های شبکه عصبی مصنوعی و سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی است.

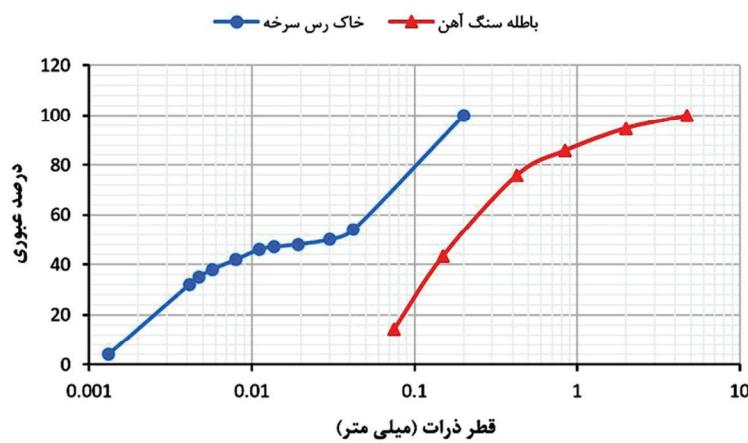
برای این منظور، ابتدا نمونه‌های تثبیت شده خاک رس با پنج درصد مختلف باطله سنگ‌آهن (صفر، ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درصد) و پنج درصد مختلف سیمان (صفر، ۶، ۹

²¹- Techniques random forest

²²- Gaussian process

جدول ۱- مشخصات خاک مورد آزمایش

باطله سنگ آهن	خاک رس	استاندارد	مشخصات
A-2-4	A-6	ASTM D3282 [27]	طبقه‌بندی آشتو
SM	CL	ASTM D2487 [28]	طبقه‌بندی یونیفايد
۲/۹۵	۲/۴۵	ASTM D854 [29]	چگالی دانه‌ها (G_S)
NP	۳۶/۵۸	ASTM D4318 [30]	حد روانی
NP	۲۲/۲۴	ASTM D4318 [30]	حد خمیری
NP	۱۴/۳۴	ASTM D4318 [30]	شاخص خمیری
۳۰/۴۳	۱۷/۷۶	ASTM D427 [31]	حد انقباض
۸/۸۱	۷/۷۰	ASTM D4972 [32]	pH
NP: Non Plastic			



شکل ۱- نمودار دانه‌بندی خاک رس و باطله سنگ آهن

آهستگی مقدار آب محاسبه شده (درصد رطوبت بهینه) اضافه گردید. مصالح بلافضلله پس از عمل اختلاط، در قالب و تحت اثر انرژی تراکم پروکتور اصلاح شده متراکم شدند، به گونه‌ای که حداقل چگالی از آزمایش تراکم به دست آید. سپس نمونه‌های استوانه‌ای از قالب فولادی خارج و بلافضلله در کیسه‌های نایلونی در دمای اتاق (قریباً 24°C) عمل آوری شدند.

نمونه‌های آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم دارای ارتفاع ۵۰ میلی‌متر و قطر ۵۰ میلی‌متر بودند. نمونه‌ها در درصد رطوبت بهینه و تحت اثر انرژی تراکم پروکتور اصلاح شده متراکم شدند، به گونه‌ای که چگالی آن‌ها به حداقل چگالی تعیین شده در آزمایش تراکم پروکتور اصلاح شده برسد. سپس در کیسه‌های نایلونی قرار داده شده و عمل آوری شدند.

۳-۲- ساخت و عمل آوری نمونه‌های مقاومت فشاری و مقاومت کششی

به منظور توسعه پایگاه داده جهت انجام مدل‌سازی، ۲۰۰ نمونه مقاومت فشاری (۱۰۰ نمونه با ۲ تکرار) و ۲۰۰ نمونه مقاومت کششی (۱۰۰ نمونه با ۲ تکرار) ساخته شد. نمونه‌های ساخته شده دارای پنج درصد مختلف باطله سنگ آهن (صفر، ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درصد) و پنج درصد مختلف سیمان (صفر، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ درصد) و چهار زمان عمل آوری (۷، ۱۴، ۲۸ و ۵۶ روز) بودند.

نمونه‌های ساخته شده برای آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده دارای ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متر و قطر ۵۰ میلی‌متر بودند. برای ساخت نمونه‌ها، ابتدا مصالح در همزن به مدت ۲ دقیقه مخلوط شدند و سپس به

در تحقیق حاضر، از مجموعه داده به دست آمده از مطالعات آزمایشگاهی به منظور توسعه مدل‌های هوش محاسباتی جهت پیش‌بینی مقاومت فشاری و مقاومت کششی خاک رسی تثبیت شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن استفاده شده است. در این مجموعه داده‌ها، پارامترهای درصد سیمان، درصد باطله، درصد رطوبت بهینه و زمان عمل‌آوری به عنوان متغیرهای مستقل و تأثیرگذار بر مقاومت فشاری تک‌محوری و مقاومت کششی غیرمستقیم در نظر گرفته شدند. در این تحقیق از ۱۰۰ داده برای ساختن مدل‌های پیش‌بینی مقاومت فشاری تک‌محوری و از ۱۰۰ داده برای ساخت مدل‌های پیش‌بینی مقاومت کششی غیرمستقیم استفاده شده است. به منظور مدل‌سازی ۷۰ درصد از داده‌ها به عنوان مجموعه همچنین توزیع فراوانی و درصد فراوانی تجمعی هریک از متغیرها در شکل ۲ نشان داده شده است. براساس این نمودارها، دیده می‌شود که درصد فراوانی تجمعی متغیرها اغلب به صورت یکنواخت نبوده و همین امر به ساخت مدل‌هایی با قابلیت اطمینان بیشتر کمک خواهد نمود.

۴-۲- آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری (USC)

این آزمایش مطابق استاندارد ASTM D2166 انجام شد. پس از عمل‌آوری، نمونه‌ها از نایلون خارج و جهت بارگذاری، به صورت قائم بین دو صفحه مسطح دستگاه تک‌محوری قرار داده شدند [۳۳]. بارگذاری با سرعت یک میلی‌متر بر دقیقه انجام شد تا نمونه‌ها گسیخته شوند. در نهایت، مقاومت فشاری به عنوان حداکثر بار در واحد سطح به دست آمد.

۴-۳- آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم (ITS)

برای انجام آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم، نمونه‌ها پس از عمل‌آوری از نایلون خارج و به صورت افقی بین دو صفحه مسطح دستگاه تک‌محوری قرار داده شدند. بارگذاری با سرعت یک میلی‌متر بر دقیقه تا لحظه گسیختگی نمونه‌ها انجام شد.

مقاومت کششی غیرمستقیم، مطابق با استاندارد ASTM C496 و براساس رابطه (۱) به دست آمد [۳۴]:

$$T = \frac{2P}{\pi d l} \quad (1)$$

در این رابطه، T مقاومت کششی غیرمستقیم بر حسب مگاپاسکال، P حداکثر نیروی اعمال شده به نمونه بر حسب نیوتون، d قطر نمونه بر حسب میلی‌متر و L نیز طول نمونه بر حسب میلی‌متر می‌باشد.

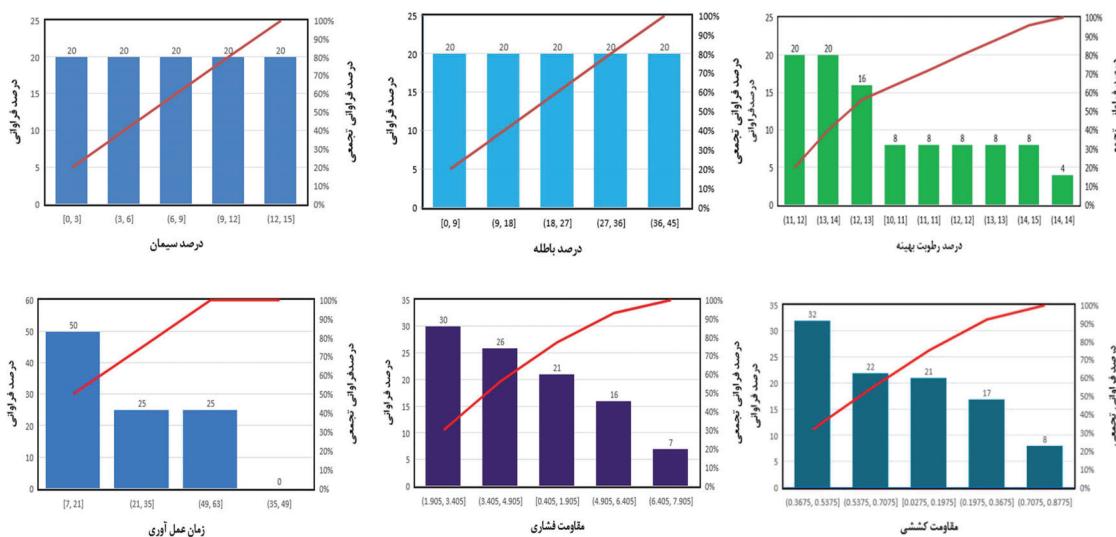
۳- مجموعه داده

جدول ۲- حدود آماری مجموعه آموزش (۷۰ داده) رس تثبیت شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن

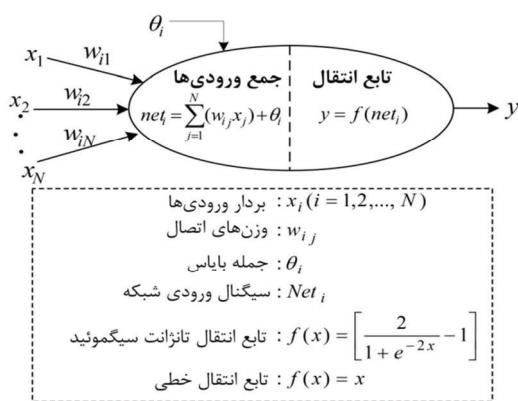
متغیر	درصد سیمان (%)	درصد باطله (%)	درصد رطوبت بهینه (%)	زمان عمل‌آوری (روز)	مقاومت فشاری تک‌محوری (MPa)	مقاومت کششی غیرمستقیم (MPa)
درصد سیمان (%)	۹	۲۰	۱۲/۶	۲۸	۳/۲۹	۰/۴۱
درصد باطله (%)	۱۵	۴۰	۱۴/۷	۵۶	۷/۲۴	۰/۸۷
درصد رطوبت بهینه (%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(MPa)
زمان عمل‌آوری (روز)						
مقاومت فشاری تک‌محوری (MPa)						
مقاومت کششی غیرمستقیم (MPa)						

جدول ۳- حدود آماری مجموعه آزمون (۳۰ داده) رس

میانه	انحراف معیار	میانگین	حداقل	حداکثر	متغیر
۹	۴/۴۰	۸/۴	صفر	۱۵	درصد سیمان (%)
۲۵	۱۴/۹۹	۲۱/۳۳	صفر	۴۰	درصد باطله (%)
۱۲/۰۵	۱/۳۲	۱۲/۳۱	۱۰/۲	۱۴/۷	درصد رطوبت بھینه (%)
۱۴	۱۸/۷۵	۲۴/۹۶	۷	۵۶	زمان عمل آوری (روز)
۳/۰۵	۱/۵۷	۳/۲۳	۰/۴۵	۶/۵۱	مقاومت فشاری تکمحوری (MPa)
۰/۴۱	۰/۱۷	۰/۳۹	۰/۰۴	۰/۷۰	مقاومت کششی غیرمستقیم (MPa)



شکل ۲- نمودارهای فراوانی تجمعی متغیرهای مجموعه داده خاک رس تثبیت شده با سیمان و باطله سنگ آهن



شکل ۳- ساختار یک نرون از شبکه عصبی مصنوعی

مجموعه‌ای از نرون‌های موازی، یک لایه را تشکیل می‌دهند. هر شبکه عصبی مصنوعی می‌تواند برای تولید خروجی‌ها خود از چندین لایه تشکیل شود که شامل

۴- مدل‌سازی

۱-۴- روش شبکه عصبی مصنوعی

شبکه‌های عصبی مصنوعی (ANN) با الهام از ساختار مغز انسان و به عنوان یک ساختار ریاضی، بین مجموعه‌ای از اعداد ورودی و خروجی نگاشت بوقرار می‌کنند [۳۵]. سلول‌های عصبی (نرون) که از اجزای تشکیل‌دهنده شبکه‌های عصبی مصنوعی می‌باشند، از مجموعه‌ای از ورودی و خروجی‌ها و تعداد زیادی گره یا واحد پردازشگر موسوم به تابع انتقال می‌باشند. شکل ۳، ساختار یک نرون و تابع انتقال را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.

- در فاز دوم که فاز برگشتی یا رو به عقب نامیده می‌شود، پارامترهای شبکه، تغییر پیدا کرده و تنظیم خواهد شد. این تنظیم، براساس قانون اصلاح خطای صورت می‌گیرد و سیگنال خطای در لایه خروجی شبکه تشکیل می‌شود.

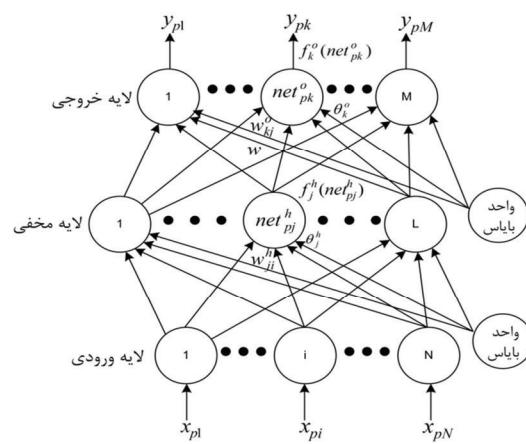
شبکه‌ها با همگرایی پاسخ‌های آن‌ها با مقادیر متناظر واقعی، حالت آموزش‌دیده پیدا خواهند کرد و انتظار می‌رود تا در صورت ورود داده‌های دارای تنوع و تعداد مطلوب، پاسخ‌های پیش‌بینی شده توسط شبکه با مقادیر واقعی متناظر خود کمترین میزان اختلاف ممکن را داشته باشند.

۴-۲- روش سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی

این روش برای اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط جانگ ^{۳۳} مطرح شد [۳۹]. سیستم استنتاج فازی عصبی- تطبیقی نوعی شبکه عصبی مصنوعی براساس سیستم فازی تاکاگی- سوگنو است. این سیستم فازی با استفاده از مجموعه‌ای از قوانین فازی اگر- آنگاه قابلیت یادگیری برای تقریب زدن توابع غیرخطی را دارد. به طوری که با استفاده از این قواعد می‌توان ارتباط بین تعدادی متغیر ورودی و خروجی را به دست آورد. به این ترتیب از سیستم استنتاج فازی می‌توان برای مدل‌سازی داده‌های ورودی- خروجی که دارای عدم قطعیت بالایی هستند، استفاده کرد؛ زیرا در چنین شرایطی روش‌های متداول پیش‌بینی مانند رگرسیون نمی‌توانند عدم قطعیت‌های موجود در داده‌ها را به خوبی در نظر بگیرند. سیستم‌های فازی به طور مستقل، قابلیت یادگیری ندارند؛ ولی در ترکیب با شبکه‌های عصبی، قابلیت یادگیری نیز برای آن‌ها ایجاد می‌شود. ساختار ANFIS شامل پنج لایه است که به ترتیب گره‌های ورودی، گره‌های قاعده، گره‌های میانی، گره‌های نتیجه و گره‌های خروجی می‌باشند و به طور مستقیم با هم ارتباط دارند. هر گره دارای تابعی با

لایه‌های پنهان و لایه خروجی خواهد شد و این لایه‌ها به صورت سری به یکدیگر متصل می‌شوند.

هر ورودی در شبکه عصبی دارای وزن متناظر با خود بوده که با تأثیرپذیری از آن و با هدف اعمال پردازش و تولید ورودی‌های لایه‌های بعدی واردتابع انتقال خواهد شد. تاکنون با توجه به نوع توابع انتقال، لایه‌های تشکیل‌دهنده شبکه و نحوه تأثیرگذاری وزن‌ها بر ورودی‌ها، انواع مختلف شبکه‌های عصبی مصنوعی معرفی شده است. یکی از انواع مختلف شبکه‌های عصبی مصنوعی در رابطه با حل مسائلی که نیاز به شناسایی الگوها و ایجاد توابع نگاشت پیچیده دارند، شبکه‌های عصبی پس‌خور با انتشار برگشتی است که در شکل ۴ نمایش داده شده است [۳۶].



شکل ۴- معماری شبکه عصبی مصنوعی پس‌خور با انتشار برگشتی دارای یک لایه پنهان

آموزش شبکه‌های عصبی پس‌خور با استفاده از الگوریتم انتشار برگشتی دارای دو مرحله اصلی است [۳۷] و [۳۸]:

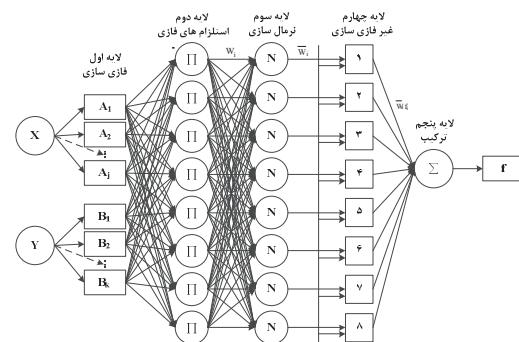
- در فاز اول که فاز رو به جلو نامیده می‌شود، بردار ورودی به شبکه اعمال شده و تأثیرات آن از طریق لایه پنهان به لایه خروجی منتشر می‌شود و بردار خروجی ارائه شده در لایه خروجی پاسخ واقعی شبکه را تشکیل می‌دهد. در این مسیر پارامترهای شبکه، ثابت و بدون تغییر در نظر گرفته می‌شود.

²³- Jang

بهترین معماری را با توجه به شرط کمینه‌سازی میزان جذر میانگین مربعات خطای (RMSE^{۲۴}) کل داده‌ها پیدا می‌کند.تابع انتقال در لایه پنهان به صورت تائزانت سیگموئید^{۲۵} و تابع انتقال در لایه خروجی به صورت خطی^{۲۶} در نظر گرفته شد. به منظور آموزش، اعتبارستنجی و آزمون شبکه برای پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی به ترتیب از ۳۰ و ۱۰ درصد کل مجموع داده‌ها استفاده شد. در جدول ۴ تعداد نرون‌های بهینه به همراه پارامترهای عملکردی شبکه عصبی بهینه به منظور پیش‌بینی مقاومت فشاری تک محوری و مقاومت کششی نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود، معماری بهینه شبکه عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری به صورت ۴-۱۷-۱ (۴-ورودی، ۱۷ نرون در لایه مخفی و ۱ خروجی) است و معماری بهینه شبکه عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی مقاومت کششی به صورت ۱-۹-۴ (۴-ورودی، ۹ نرون در لایه مخفی و ۱ خروجی) است.

عملکرد مدل شبکه عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری و مقاومت کششی غیرمستقیم خاک رس ثبیت شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن با توجه به داده‌های آموزش و آزمون به ترتیب در شکل‌های ۶ و ۷ نشان داده شده است. با توجه به شکل ۶ می‌توان دریافت که مدل شبکه عصبی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری دارای مقادیر R^2 برابر با ۰/۹۹ و در شکل ۷ برای پیش‌بینی مقاومت کششی غیرمستقیم دارای مقادیر R^2 برابر با ۰/۹۷ و ۰/۹۷ به ترتیب برای داده‌های آموزش و آزمون است. این اعداد نشان‌دهنده دقیق بالای روش شبکه عصبی مصنوعی در پیش‌بینی مقاومت فشاری و مقاومت کششی است. به علاوه نزدیک بودن پارامتر R^2 برای داده‌های آموزش و آزمون

پارامترهای قابل تنظیم یا ثابت است [۴۰]. شکل ۵ ساختار مناسب ANFIS متناسب با داده‌های ورودی، درجه عضویت، قوانین و توابع عضویت ورودی و خروجی انتخاب می‌گردد [۳۹].



شکل ۵- ساختار مدل فازی- عصبی نوع سه [۳۹]

در مرحله آموزش با اصلاح پارامترهای درجه عضویت براساس میزان خطای قابل قبول، مقادیر ورودی به مقادیر واقعی نزدیک‌تر می‌شود. اکثر سیستم‌های استنتاج فازی شامل سه نوع، سیستم ممداňی، سیستم سوگنو و سیستم سوکاموتو می‌باشند که در بیشتر موارد از سیستم ممداňی استفاده می‌شود، اما سیستم سوگنو در محاسبات عملکرد بهتری دارد و از خروجی قطعی برخوردار می‌باشد [۴۰].

در این پژوهش از سیستم مدل‌سازی به روش سوگنو و تابع عضویت گوسی و برای تعیین درجه عضویت بهینه از روش سعی و خطای استفاده شده است. همچنین از الگوریتم یادگیری پیوندی که ترکیبی از الگوریتم پس انتشار خطای و روش حداقل مربعات می‌باشد، برای آموزش و تطبیق در سیستم استنتاج فازی استفاده شده است.

۴-۳-۴- مدل‌سازی با روش شبکه عصبی مصنوعی

در این تحقیق از روش سعی و خطای به منظور تعیین معماری بهینه شبکه عصبی (تعداد نرون‌ها در لایه مخفی) استفاده شد. برای این منظور، برنامه‌ای در محیط متلب نوشته شد که فرآیند سعی و خطای را به صورت خودکار و با هدف تعیین بهترین معماری شبکه انجام می‌دهد. برنامه فوق با ارزیابی تعداد مختلف نرون‌ها،

²⁴- Root-Mean-Square Error

²⁵- Tansig

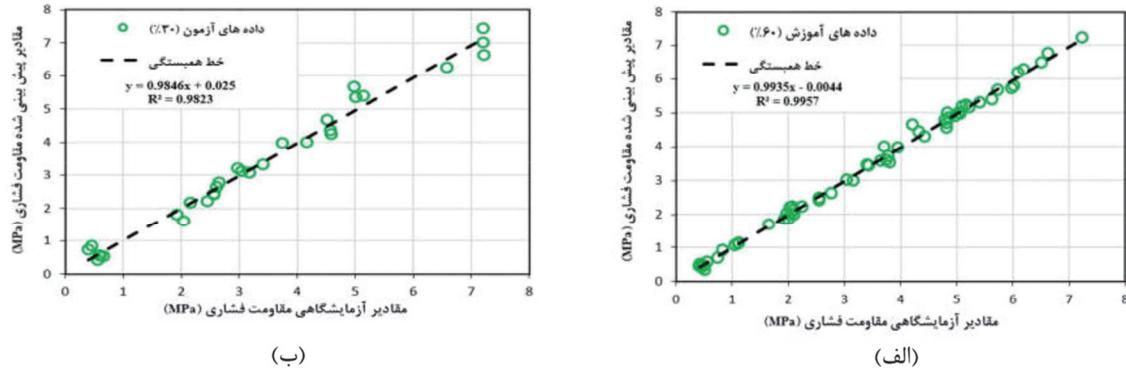
²⁶- Purelin

توسعه داده شده است.

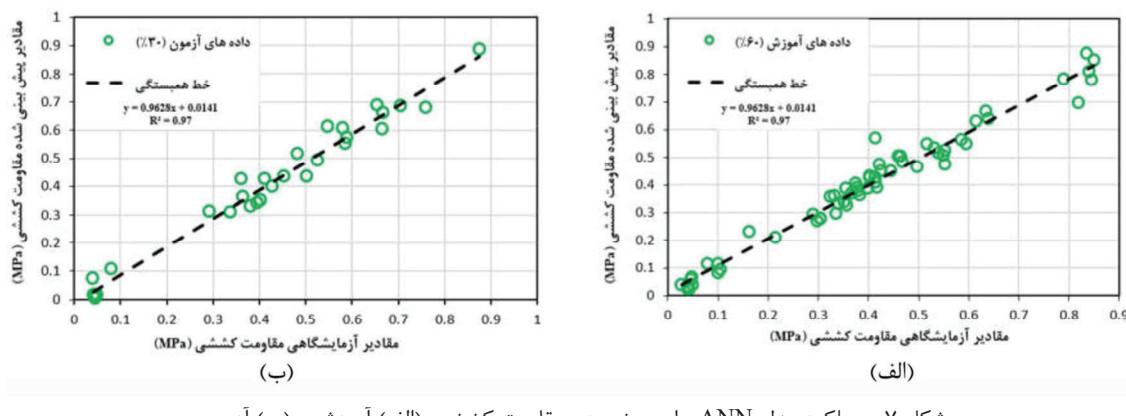
نشان دهنده تعمیم‌پذیری بسیار بالای شبکه‌های عصبی

جدول ۴- تأثیر تعداد نمونه‌ها بر روی عملکرد ANN مربوط به پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی

MSE کل داده‌ها	MSE اعتبارسنجی	MSE مجموعه آزمون	MSE مجموعه آموزش	R ² کل داده‌ها	R ² اعتبارسنجی	R ² مجموعه آزمون	R ² مجموعه آموزش	تعداد نمونه‌ای محفی اول	مدل
۰/۰۵۳۲	۰/۲۰۸۱	۰/۰۷۴۱	۰/۰۱۶۹	۰/۹۸۵۸	۰/۹۱۸۰	۰/۹۸۲۲	۰/۹۹۵۸	۱۷	فشاری
۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۱۵	۰/۹۷۲۱	۰/۹۸۹۹	۰/۹۷۵۳	۰/۹۷۰۰	۹	کششی



شکل ۶- عملکرد مدل ANN برای پیش‌بینی مقاومت فشاری، (الف) آموزش و (ب) آزمون



شکل ۷- عملکرد مدل ANN برای پیش‌بینی مقاومت کششی، (الف) آموزش و (ب) آزمون

داده شده دارای سیستم فازی تاکاگی- سوگنو با توابع عضویت گوسین بود. برای یافتن تعداد بهینه توابع عضویت سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی از روش سعی و خطا استفاده شد. برای این منظور، تعداد توابع عضویت در دامنه ۳ الی ۱۵ تغییر داده شد و برای تک تک اعداد این دامنه، ۱۰ شبکه متفاوت آموزش و بهترین شبکه مربوط به هر معماری ذخیره سازی شد. تعداد بهینه توابع عضویت برای مدل پیش‌بینی مقاومت فشاری و مقاومت کششی به همراه پارامترهای مدل ANFIS برای پیش‌بینی مقاومت فشاری و مقاومت کششی در جدول ۵ داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود تعداد بهینه توابع عضویت

۴-۴- مدل‌سازی با روش سیستم استنتاج عصبی- فازی (ANFIS)

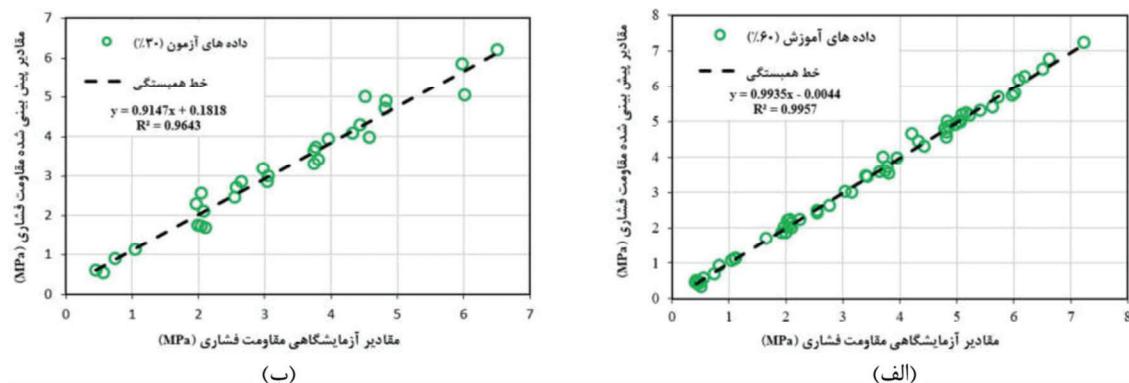
مدل سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی نیز با استفاده از جعبه ابزار برنامه متلب توسعه داده شد. با توجه به اینکه در مرحله آموزش، مدل سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی نیاز به اعتبارسنجی نبود؛ به منظور مقایسه نتایج با شبکه عصبی مصنوعی، مجموع ۷۰ درصد داده‌ها (داده‌های آموزش و اعتبارسنجی مطابق روش شبکه عصبی مصنوعی) برای آموزش و ۳۰ درصد مجموع داده‌ها به عنوان مجموعه آزمون در نظر گرفته شد. مدل توسعه

R^2 برابر با 0.98 و 0.96 است. همچنین مطابق شکل ۹ سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی بهینه برای پیش‌بینی مقاومت کششی دارای مقادیر R^2 برابر با 0.98 و 0.91 به ترتیب برای داده‌های آموزش و آزمون می‌باشند. اختلاف نسبتاً زیاد مقادیر R^2 برای مجموعه داده‌های آموزش و آزمون مدل ANFIS در پیش‌بینی مقاومت کششی نشان‌دهنده قابلیت تعمیم‌پذیری نسبتاً پایین آن است.

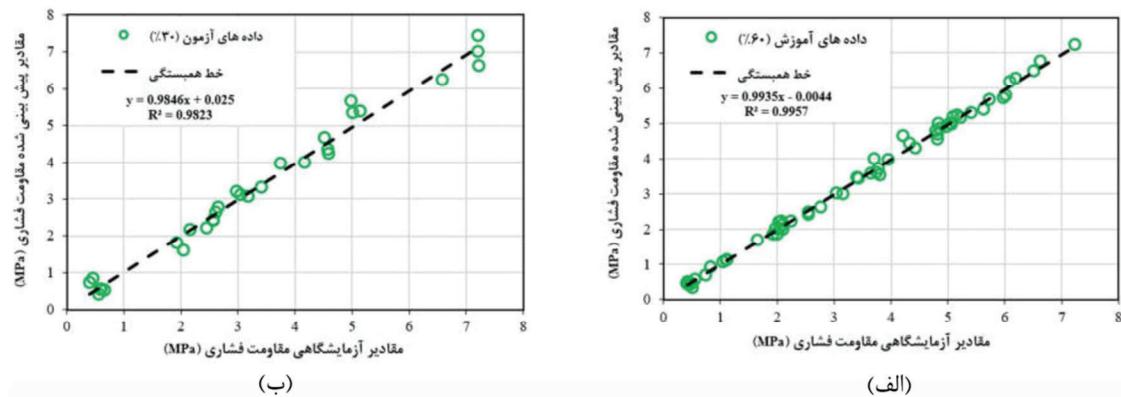
برای پیش‌بینی مقاومت فشاری و مقاومت کششی به ترتیب برابر با 14 و 10 می‌باشند. عملکرد مدل سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری و مقاومت کششی غیرمستقیم خاک رس ثابت شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن با توجه به داده‌های آموزش و آزمون به ترتیب در شکل‌های ۸ و ۹ نشان داده شده است. با توجه به شکل ۸ می‌توان پی برد که مدل سیستم استنتاج عصبی- فازی تطبیقی بهینه برای پیش‌بینی مقاومت فشاری تکمحوری دارای مقادیر

جدول ۵- تأثیر تعداد توابع عضویت بر روی عملکرد ANFIS مربوط به پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی

MSE کل داده‌ها	MSE مجموعه آزمون	MSE مجموعه آموزش	R^2 کل داده‌ها	R^2 مجموعه آزمون	R^2 مجموعه آموزش	تعداد توابع عضویت	مقاومت
0.0697	0.1039	0.0551	0.9812	0.9643	0.9868	۱۴	فشاری
0.0013	0.0027	0.00062	0.9759	0.9103	0.9898	۱۰	کششی



شکل ۸- عملکرد مدل ANFIS برای پیش‌بینی مقاومت فشاری (الف): آموزش و (ب): آزمون



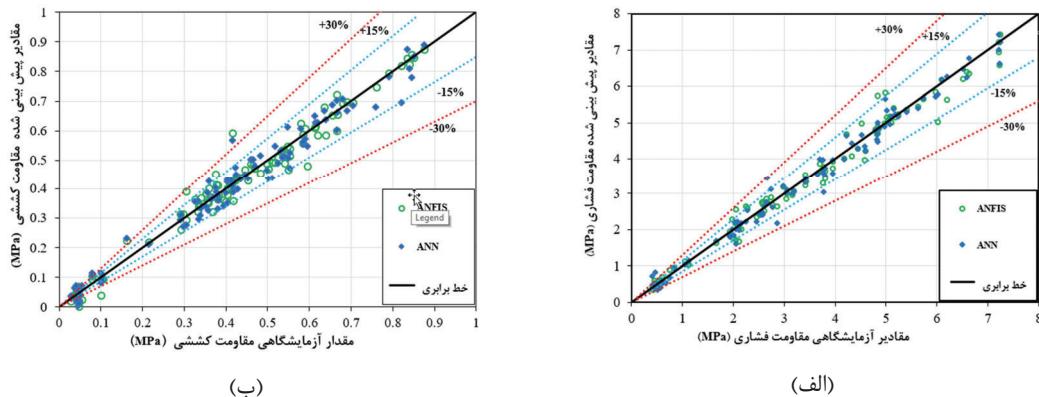
شکل ۹- عملکرد مدل ANFIS برای پیش‌بینی مقاومت کششی، (الف) آموزش و (ب) آزمون

در شکل ۱۰، عملکرد دو مدل ANN و ANFIS برای پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی برای کل

۵- مقایسه عملکرد روش‌های ANFIS و ANN

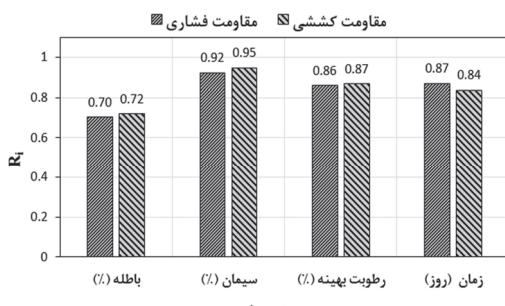
همچنین می‌توان دید که از بین دو روش ارزیابی شده در این تحقیق روش ANFIS در مقایسه با روش ANFIS امکان پیش‌بینی دقیق‌تر مقاومت فشاری و کششی را فراهم ساخته است.

مجموعه داده‌ها مقایسه شده است. در این شکل علاوه بر خط برابر محدوده خطای ۱۵ و ۳۰ درصد نیز ترسیم شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود مدل‌های ANFIS و ANFIS در اکثر موارد مقدار مقاومت فشاری و کششی را با خطای کمتر از ۱۵ درصد پیش‌بینی می‌کنند.



شکل ۱۰- مقایسه عملکرد مدل‌های مختلف در پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی، (الف) مقاومت فشاری و (ب) مقاومت کششی

ارتباط بیشتر یک پارامتر ورودی خاص با خروجی مدل می‌باشد. با توجه به شکل ۱۱ می‌توان دریافت که در طیف وسیعی از داده‌های ارزیابی شده در این تحقیق، پارامتر درصد سیمان دارای بیشترین درجه اهمیت و پارامتر درصد مقاومت فشاری تکمحوری است. همچنین پارامتر درصد سیمان دارای بیشترین درجه اهمیت و پارامتر درصد باطله دارای کمترین درجه اهمیت برای پیش‌بینی مقاومت کششی غیرمستقیم است.



شکل ۱۱- درجه اهمیت پارامترهای ورودی بر مقاومت فشاری و کششی

۷- تحلیل پارامتریک

۶- تحلیل حساسیت

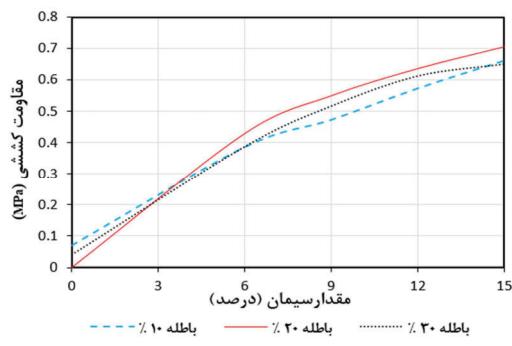
برای انجام تحلیل حساسیت یا تعیین درجه اهمیت روش‌های متفاوتی وجود دارد. در این تحقیق از روش دامنه کسینوس (CAM^{۲۷}) با هدف ارزیابی درجه اهمیت هریک از پارامترهای ورودی بر روی پیش‌بینی مقاومت فشاری و مقاومت کششی استفاده شده است. در این روش، درجه اهمیت پارامتر ورودی با توجه به درجه همبستگی میان داده ورودی و خروجی از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$R_i = \frac{\sum_{k=1}^m x_{ik} y_k}{\sqrt{\sum_{k=1}^m x_{ik}^2 \times \sum_{k=1}^m y_k^2}} \quad (2)$$

که در این رابطه x_{ik} متغیر مستقل داده k ام و y_k متغیر وابسته متناظر با داده k ام و m تعداد کل داده‌ها می‌باشد. براساس این رابطه، هرچه R_i بالاتر باشد، نشان‌دهنده

²⁷- Cosine Amplitude Method

با توجه به شکل ۱۳ مشاهده می‌شود که با افزایش درصد سیمان، مقاومت کششی افزایش پیدا می‌کند. همچنین همانند مقاومت فشاری، نرخ افزایش مقاومت کششی در مقابل افزایش درصد سیمان تا درصد سیمان ۶ درصد بیشتر است و با افزایش درصد سیمان به بیش از ۶ درصد این نرخ کاهش می‌یابد. همچنین ملاحظه می‌شود که همانند مقاومت فشاری، افزایش درصد باطله تأثیر مشخصی بر روی مقاومت کششی ندارد. به طور مثال در شکل ۱۳ مقاومت کششی مربوط به نمونه‌های حاوی ۱۰ درصد باطله تا زمانی که درصد سیمان کمتر از حدود ۶ درصد باشد بیشتر از نمونه‌های حاوی ۳۰ درصد باطله است و با افزایش درصد سیمان به بیش از ۶ درصد، مقاومت کششی نمونه‌های حاوی ۱۰ درصد باطله کمتر از نمونه‌های حاوی ۳۰ درصد باطله می‌شود.



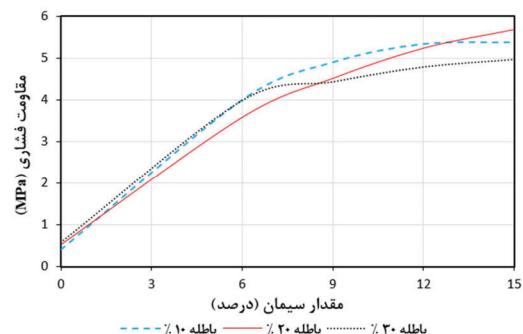
شکل ۱۳- تأثیر مقدار سیمان بر مقاومت کششی

۲-۷- تحلیل پارامتریک تأثیر زمان عملآوری بر مقاومت فشاری و کششی

یکی دیگر از پارامترهای مؤثر بر مقاومت فشاری و کششی، زمان عملآوری است. برای انجام تحلیل پارامتریک مربوط به زمان عملآوری، درصد باطله برابر با ۲۰ درصد و سه درصد مختلف سیمان ۹، ۶ و ۱۵ درصد و رطوبت بهینه متناظر با آنها فرض گردید و با تغییر زمان عملآوری در بازه‌های ۷، ۱۴، ۲۸ و ۵۶ روز، مقاومت فشاری و کششی با استفاده از مدل شبکه عصبی مصنوعی تعیین گردید. با توجه به شکل ۱۴ مشاهده می‌شود که با افزایش زمان عملآوری، مقاومت فشاری و مقاومت

۱-۷- تأثیر درصد سیمان بر مقاومت فشاری و کششی

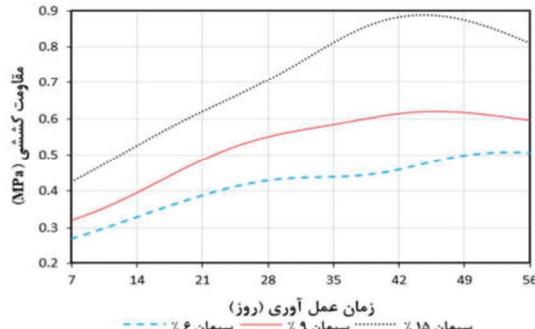
یکی از پارامترهای مؤثر بر مقاومت فشاری و کششی، درصد سیمان است. برای انجام تحلیل پارامتریک، درصد باطله برابر با ۲۰ درصد و زمان عملآوری برابر با ۲۸ روزه و درصد رطوبت بهینه به دلیل واستگی به درصد سیمان، متناظر با درصد سیمان (صفرا، ۶، ۹ و ۱۵ درصد) به صورت متغیر در نظر گرفته شد. تحلیل پارامتریک، به جز مقدار میانگین درصد باطله، به ازای ۱۰ درصد باطله بیشتر و ۱۰ درصد باطله کمتر نیز انجام شد. شکل ۱۲، تأثیر درصد سیمان بر مقاومت فشاری را با استفاده از مدل شبکه عصبی نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که با افزایش درصد سیمان، مقاومت فشاری افزایش پیدا می‌کند. این بررسی نشان می‌دهد که با افزایش یافتن درصد سیمان، مقاومت فشاری در بازه صفر تا ۶ درصد با شبیب بیشتری افزایش می‌یابد و با افزایش درصد سیمان به بیش از ۶ درصد، این شبیب کاهش می‌یابد. همان‌گونه که مشخص است، بین درصد باطله و مقاومت فشاری ارتباط مستقیمی وجود ندارد. به طور مثال در شکل ۱۲ مقاومت فشاری مربوط به نمونه‌های حاوی ۳۰ درصد باطله تا زمانی که درصد سیمان کمتر از حدود ۹ درصد باشد بیشتر از نمونه‌های حاوی ۲۰ درصد باطله است و با افزایش درصد باطله به بیش از ۶ درصد، مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۳۰ درصد باطله کمتر از نمونه‌های حاوی ۲۰ درصد باطله می‌شود.



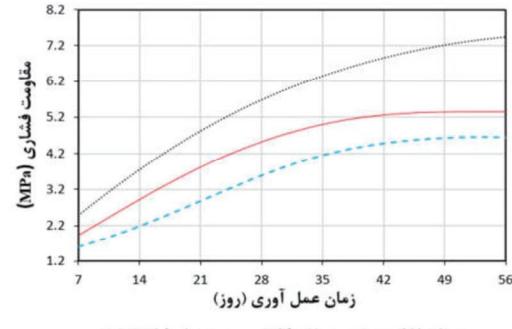
شکل ۱۲- تأثیر مقدار سیمان بر مقاومت فشاری

به عبارتی، در روزهای اولیه عمل‌آوری، نرخ کسب مقاومت بیشتر است و با افزایش زمان عمل‌آوری، نرخ کسب مقاومت کاهش می‌یابد.

کششی افزایش می‌یابد. همچنین ملاحظه می‌شود که با افزایش زمان عمل‌آوری، نرخ افزایش مقاومت فشاری و کششی نسبت به افزایش زمان عمل‌آوری کاهش می‌یابد.



(ب)



(الف)

شکل ۱۴- تأثیر زمان عمل‌آوری بر (الف) مقاومت فشاری و (ب) مقاومت کششی

مقاومت فشاری و مقاومت کششی پیش‌بینی شده

- توضیط مدل شبکه عصبی مصنوعی دارند.
- ۵- تحلیل پارامتریک نشان داد که با افزایش درصد سیمان و زمان عمل‌آوری، مقاومت فشاری و مقاومت کششی خاک رس تثبیت‌شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن افزایش می‌یابد.
- ۶- پیشنهاد می‌شود تا از سایر روش‌های تعیین درجه اهمیت به منظور انجام تحلیل حساسیت استفاده شود.

- ۷- نتایج این تحقیق با دقت مناسب در خصوص خاک‌های رس مشابه با این تحقیق از دیدگاه طبقه‌بندی خاک و حدود اتریبرگ قابل تعمیم است. با این وجود از نتایج این تحقیق نمی‌توان در مورد خاک‌هایی که اختلاف زیادی با خاک رس مورد استفاده در این تحقیق دارند، استفاده نمود. همچنین مدل‌های توسعه یافته در این تحقیق در صورتی که مقادیر ورودی‌ها در محدوده داده شده در جدول ۲ باشند، قابل استفاده می‌باشند.

۸- نتیجه‌گیری

۱- از بین مدل‌های ارزیابی شده جهت پیش‌بینی مقاومت فشاری خاک رس تثبیت‌شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن در این تحقیق، مدل ANN با ضریب رگرسیون 0.985 ± 0.001 دارای دقت بیشتر و مدل ANFIS با ضریب رگرسیون 0.981 ± 0.001 دارای دقت کمتر است.

۲- از بین مدل‌های ارزیابی شده جهت پیش‌بینی مقاومت کششی خاک رس تثبیت‌شده با سیمان و باطله سنگ‌آهن در این تحقیق، مدل ANN با ضریب رگرسیون 0.972 ± 0.001 دارای دقت بیشتر و مدل ANFIS با ضریب رگرسیون 0.9759 ± 0.001 دارای دقت کمتر است.

۳- روش ANN در اکثر موارد، امکان پیش‌بینی پارامترهای مقاومت فشاری و کششی را با درصد خطای کمتر از 15% فراهم می‌کند.

۴- تحلیل حساسیت نشان داد که درصد سیمان و زمان عمل‌آوری، بیشترین تأثیر را بر میزان

مراجع

- [1] Mu, T. (2013). *Soil Stabilization with Fly Ash and Fibers*. Thesis of Master of Science, Southern Illinois University Carbondale.
- [2] Bergado, D. T., Anderson, L. R., Miura, N., & Balasubramaniam, A. S. (1996). *Soft ground improvement in lowland and other environments*. ASCE, 978-0-7844-0151-4 (ISBN-13)|0-7844-0151-9 (ISBN-10).
- [3] Braja, M. D. (1990). *Principle of foundation engineering*. PWS-KENT, Boston, 978-0495668107 (ISBN-13)|0495668109 (ISBN-10).
- [4] Nelson, J., & Miller, D. J. (1997). *Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering*. John Wiley & Sons.
- [5] Barclay, R. T., Casias, T. J. E. A., David A. C., De Graffenreid, R. L., Hess, J. R., Roof, H. C., & Dennis, W. S. (1990). "State-of-the-art report on soil cement", *ACI Materials Journal*, 87(4), 395-417.
- [6] Ghasemi, M., & Nezamabadi, B. (2016). "Evaluating the effect of iron mine wastes on the compressive strength of lime concrete", *3rd International Congress on New Research Achievements in Civil Engineering, Architecture & Urban Management*, Tehran, Iran.
- [7] Ghasemi, M., & Nezamabadi, B. (2016). "Evaluating the effect of iron mine wastes on the strength of cement sand mortars", *3rd International Congress on New Research Achievements in Civil Engineering, Architecture & Urban Management*, Tehran, Iran.
- [8] Ghasemi, M., & Normandi, A. (2016). "Evaluating the effect of iron mine wastes on lime stabilized soil", *1st International Comprehensive Competition Conference on Engineering Science in Iran*, Anzali, Iran.
- [9] Yarmahmoudi, A. (2018). *Stabilization of cohesive red clay soil using Portland cement and iron ore mine tailing*. M.Sc Thesis, Department of Civil Engineering, Sirjan University of Technology, Iran.
- [10] Gunaydin, O., Gokoglu, A., & Fener, M. (2010). "Prediction of artificial soil's unconfined compression strength test using statistical analyses and artificial neural networks", *Advances in Engineering Software*, 41(9), 1115-1123.
- [11] Alavi, A. H., & Gandomi, A. H. (2011). "A robust data mining approach for formulation of geotechnical engineering systems", *Engineering Computations*, 28(3), 242-274.
- [12] Das, S. K., Samui, P., & Sabat, A. K. (2011). "Application of Artificial Intelligence to Maximum Dry Density and Unconfined Compressive Strength of Cement Stabilized Soil", *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(3), 329-342.
- [13] Shrestha, R., & Al-Tabbaa, A. (2012). "Development of predictive models for cement stabilized soils", *In Grouting and Deep Mixing*, 2012, 221-230.
- [14] Motamed, S., Shamshirband, S., Hashim, R., Petković, D., & Roy, C. (2015). "RETRACTED: Estimating unconfined compressive strength of cockle shell–cement–sand mixtures using soft computing methodologies", *Engineering Structures*, 98, 49-58.
- [15] Motamed, S., Shamshirband, S., Petković, D., & Hashim, R. (2015). "Application of adaptive neuro-fuzzy technique to predict the unconfined compressive strength of PFA-sand-cement mixture", *Powder Technology*, 278, 278-285.
- [16] Suman, S., Mahamaya, M., & Das, S. K. (2016). "Prediction of Maximum Dry Density and Unconfined Compressive Strength of Cement Stabilised Soil Using Artificial Intelligence Techniques", *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2(2), 1-11.
- [17] Mozumder, R. A., & Laskar, A. I. (2015). "Prediction of unconfined compressive strength of geopolymers stabilized clayey soil using Artificial Neural Network", *Computers and Geotechnics*, 69, 291-300.
- [18] Mozumder, R. A., Laskar, A. I., & Hussain, M. (2017). "Empirical approach for strength prediction of geopolymers stabilized clayey soil using support vector machines", *Construction and Building Materials*, 132, 412-424.
- [19] Javdanian, H. (2017). "The Effect of Geopolymerization on the Unconfined Compressive Strength of Stabilized Fine-grained Soils", *International Journal of Engineering*, 30(11), 1673-1680.
- [20] Sathyapriya, S., Arumairaj, P. D., & Ranjini, D. (2017). "Prediction of unconfined compressive strength of a stabilised expansive clay soil using ANN and regression analysis (SPSS)", *Asian Journal of Research in Social Sciences and Humanities*, 7(2), 109-123.
- [21] Güllü, H., & Fedakar, H. I. (2017). "On the prediction of unconfined compressive strength of silty soil stabilized with bottom ash, jute and steel fibers via artificial intelligence", *Geomech Eng*, 12(3), 441-464.
- [22] Choure, H. S., & Magar, R. B. (2017). "Prediction of unconfined compressive and Brazilian tensile strength of fiber reinforced cement stabilized fly ash mixes using multiple linear regression and artificial neural network", *Advances in Computational Design*, 2, 225-240.
- [23] Sihag, P., Suthar, M., & Mohanty, S. (2019). "Estimation of UCS-FT of Dispersive Soil Stabilized with Fly Ash, Cement Clinker and GGBS by Artificial Intelligence", *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 1-12.

- [24] Ghanizadeh, A., Bayat, M., Tavana Amlashi, A., & Rahrovan, M. (2019). "Prediction of unconfined compressive strength of clay subgrade soil stabilized with Portland cement and lime using Group Method of Data Handling (GMDH)", *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 5(1), 77-96.
- [25] Mohanty, S., Roy, N., Singh, S. P., & Sihag, P. (2019). "Estimating the Strength of Stabilized Dispersive Soil with Cement Clinker and Fly Ash", *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(4), 2915-2926.
- [26] ASTM International. (2015). *ASTM D 1557: standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort* (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)). In Annual book of ASTM standards 2015 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [27] ASTM International. (2015). *ASTM D 3282: Standard Test Method Practice for Classification of Soils & Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*. In Annual book of ASTM standards 2015 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [28] ASTM International. (2015). *ASTM D 2487: Standard Test Method Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes* (Unified Soil Classification System). In Annual book of ASTM standards 2015 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [29] ASTM International. (2014). *ASTM D 854: standard test methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer on Soil*. In Annual book of ASTM standards 2014 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [30] ASTM International. (2014). *ASTM D 4318: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, & Plasticity Index of Soils*. In Annual book of ASTM standards 2014 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [31] ASTM International. (2008). *ASTM D 427: standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by The Mercury Method*. In Annual book of ASTM standards 2008 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [32] ASTM International. (2013). *ASTM D 4972: Standard Test Method Method for PH of Soils*. In Annual book of ASTM standards 2013 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [33] ASTM International. (2015). *ASTM D 2166: standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*. In Annual book of ASTM standards 2015 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [34] ASTM International. (2014). *ASTM D 496: Standard Test Method Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. In Annual book of ASTM standards 2014 (pp. 19428-2959). West Conshohocken, PA: American Society for Testing & Materials.
- [35] Haykin, S. (2001). *Neural networks: principles and practice*. Bookman, 11, 900.
- [36] Freeman, J. A., & Skapura, D. M. (1992). "Backpropagation", *Neural Networks Algorithm Applications and Programming Techniques*, 40, 89-125.
- [37] Werbos, P. (1974). *Beyond regression: new tools for prediction and analysis in the behavioral sciences*. Ph. D. dissertation, Harvard University.
- [38] Rumelhart, D. E., Hinton, G. E., & Williams, R. J. (1986). "Learning representations by back-propagating errors", *Nature*, 323(6088), 533-536.
- [39] Jang, J. R. (1993). "ANFIS: adaptive-network-based fuzzy inference system", *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics*, 23(3), 665-685.
- [40] Kisi, O., Haktanir, T., Ardiclioglu, M., Ozturk, O., Yalcin, E., & Uludag, S. (2009). "Adaptive neuro-fuzzy computing technique for suspended sediment estimation", *Advances in Engineering Software*, 40(6), 438-444.

ارزیابی آسیب‌پذیری لرزاهاي سازه‌های خرپایی بلند (مشعل) با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

در حال حاضر، کاهش ریسک لرزاهاي مجتمع‌های صنعتی به‌ویژه زیرساخت‌های تأمین انرژی مورد توجه قرار گرفته است. تحلیل‌های احتمالاتی و قابلیت اعتماد ایزار توانمندی در محاسبه ریسک و هزینه پیدا کرده است. یکی از مهم‌ترین مجتمع‌ها و کارخانه‌هایی که به لحاظ تأمین انرژی، پیامدهای مالی، جانی و تعمیرات مورد توجه است، کارخانجات نفت، گاز و پتروشیمی می‌باشد. این مجتمع‌ها عمدها از واحدهای مختلفی تشکیل شده است و هر واحد دارای تجهیزات و سازه‌های متنوعی با رفتارها و پیامدهای خاص خود می‌باشد. بررسی رفتار لرزاهاي احتمالاتی کارخانه نیازمند درک صحیح رفتار اجزا و تجهیزات تشکیل دهنده آن می‌باشد. یکی از تجهیزاتی که در هنگام توقف بهره‌برداری پلنت‌ها و همچنین جلوگیری از آلودگی محیط‌زیست در آن‌ها کاربرد دارد، تجهیز فلر می‌باشد. فلرها بسته به ارتفاع دارای سه نوع خود ایستا، مهار شده با کابل و مهار شده با سازه پشتیبان (دربک) می‌باشند. در این تحقیق، رفتار لرزاهاي احتمالاتی تجهیز فلر مهار شده با سازه پشتیبان مورد ارزیابی قرار گرفته است. به همین منظور، مطالعه موردي از فلر طراحی و ساخته شده با استفاده از روش اجزای محدود مدل‌سازی و مورد تحلیل‌های دینامیکی افزاینده قرار گرفته است. سپس با در نظر گرفتن حالت‌های مختلف خرایی سازه و براساس نتایج تحلیل منحنی‌های شکنندگی استخراج شده است. نتایج نشان می‌دهد در سازه‌های فلر بلند و نسبتاً بلند، به دلیل رفتار انعطاف‌پذیر سازه، در حالت کلی، مقدار نیازهای لرزاهاي وارد شده به سازه اصلی قابل ملاحظه نمی‌باشند و رفتار کلی سازه نگهدارنده فلر، بیشتر توسط اجزای سازه‌ای تعیین می‌گردد. نتیجه حاصل شده در زلزله‌های مشابه تجربه شده است.

واژگان کلیدی: تحلیل دینامیکی افزاینده، فلر، منحنی شکنندگی، آسیب‌پذیری لرزاهاي، ارزیابی احتمالاتی.

سعیده کوهستانی

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه،
دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه
قم.

پست الکترونیک:
s.koohestani@stu.qom.ac.ir

بیژن سیافزاده

دانشجوی دکتری سازه، دانشکده
فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:
b.sayyaf@yahoo.com

مهدی شریفی*

استادیار، دانشکده فنی مهندسی،
دانشگاه قم.

پست الکترونیک:
mfsharifi@yahoo.com

محصولات تولیدی پتروشیمی در سال‌های اخیر، توجه بسیاری را به این صنعت معطوف کرده است. از سوی دیگر، گسترش این صنعت با چالش‌های بسیاری از جمله احتمال وقوع زلزله همراه است. احداث کارخانجات صنعتی در مناطقی با پتانسیل خطر زلزله، بسیار گسترش یافته است و این موضوع ارزیابی خطر لرزاهاي این کارخانه‌ها را به یک ضرورت اساسی تبدیل می‌کند. همچنین انتخاب موقعیت ساخت یک کارخانه، یک انتخاب استراتژیک است که سعی می‌شود هزینه حمل و نقل از طریق خطوط لوله را به حداقل برساند و در نتیجه

۱- مقدمه

امروزه نقش کلیدی صنعت نفت و پتروشیمی در توسعه اقتصادی کشورهای مختلف جهان بر کسی پوشیده نیست. توسعه صنعت نفت و گاز و نقش آن در تأمین امنیت انرژی جهان و نیاز روز افزون جوامع بشری به

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۰۹/۰۹، بازنگری ۱۳۹۹/۱۰/۱۰، پذیرش ۱۳۹۹/۱۰/۱۶.
DOI: 10.22091/cer.2021.6244.1218 شناسه دیجیتال

لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد سیستم‌های لوله‌کشی صنایع پتروشیمی از طریق مطالعه موردي توسط بورسی^۶ و همکاران و بسیاری از موارد دیگر [۳، ۴ و ۵].

یکی از اجزای غیرساختمنی کارخانه‌های نفتی، فلرها هستند. در صنعت، عواملی همچون قطع جریان برق، تغییر در خوراک ورودی به بخش‌ها، بهره‌برداری بیش از ظرفیت طراحی از واحدهای تولیدی، تعمیر و نگهداری نامناسب، انحراف از روش‌های درست و دستورالعمل‌های بهره‌برداری و اشتباهات انسانی از جمله عواملی هستند که موجب تغییرات فرآیندی و بالا رفتن فشار در مخازن، برج‌ها و سایر تجهیزات صنعتی می‌گردند [۶]. تغییرات فشار به نوبه خود می‌تواند موجب صدمات جبران‌ناپذیر به تجهیزات صنعتی و بعض‌اً صدمات جانی گردد. از عمدت‌ترین روش‌های ایمن‌سازی دستگاه‌های صنعتی در مقابل افزایاد فشار، فلرها می‌باشند. فلرها دودکش‌هایی هستند که گازهای اضافی قبل از آن که مشکلی برای تأسیسات به وجود آورند، توسط آنها و با فاصله از کارخانه سوزانده می‌شود. همچنین این تجهیزات به منظور دور کردن گازهای مضر و بعض‌اً بسیار خطرناک از محیط صنعتی و حفاظت از تجهیزات و شاغلان حاضر در کارخانه از تشعشعات حرارتی ناشی از سوختن گازها طراحی شده‌اند. به بیان دیگر، فلر وسیله ایمنی است که کارخانه را از عواقب گازهای مازاد نجات می‌دهد [۷].

به‌طور کلی، فلرهای مورد استفاده در پالایشگاه‌ها را می‌توان به دو دسته مرتفع و زمینی (کم ارتفاع) تقسیم کرد. طراحی فلرهای مرتفع براساس حداکثر جریان مواد قابل احتراق و حداکثر میزان مجاز تشعشعات حاصل از احتراق می‌باشد و از نظر نوع مهار کردن دودکش به سه نوع خود ایستا^۷، کابلی^۸ و دکلی^۹ تقسیم می‌شوند (شکل [۸] (۱).

این استراتژی، کارخانه‌ها به مناطق شهری نزدیک شده‌اند. کنترل یک رویداد زمانی از دست می‌رود که یک عضو غیرسازه‌ای یا سازه‌ای دچار شکست شود و باعث از بین رفتن جان انسان‌ها و پیامدهای فاجعه بار محیط زیستی و مالی شود [۱].

زمین لرزه از جمله مخاطرات طبیعی می‌باشد که مسئول حوادث عمدی و خسارات قابل توجه در بسیاری از اماكن صنعتی بوده است. با این وجود، استانداردهای ملی یا بین‌المللی هیچ روندی را برای ارزیابی ریسک کلی کارخانه‌های صنعتی که در مناطق زلزله‌خیز واقع شده است، ارائه نمی‌دهند. یکی از حوادث اخیر زلزله توهوکو^۱ و سونامی مرتبط با آن می‌باشد که باعث وقوع فاجعه فوکوشیما در سال ۲۰۱۱ شد. زلزله کچائی^۲ در ترکیه، زلزله ونچان^۳ در سال ۲۰۰۸ در چین و موارد بسیار دیگری را در این زمینه می‌توان اشاره نمود، بنابراین ارزیابی ریسک رخدادهای لرزه‌ای به‌طور ویژه برای کارخانه‌های صنعتی توصیه شده است [۲]. به‌طور معمول، پالایشگاه‌های نفت و گاز و پتروشیمی شامل تجهیزات متعدد و تعداد زیادی از سازه‌های ساختمنی و غیرساختمنی می‌باشند، مخازن استوانه‌ای و مخازن افقی تحت فشار روی سطح زمین، نمونه‌هایی از سازه‌های معمول غیرساختمنی هستند. این تجهیزات عموماً برای ذخیره‌سازی آب، مواد نفتی، مواد شیمیایی و گازهای طبیعی کاربرد گسترده‌ای دارند. مطالعات زیادی بر روی ارزیابی لرزه‌ای این تجهیزات انجام گرفته است همچون مطالعات ایدینگر^۴ جهت تهیه توابع شکنندگی لرزه‌ای برای اجزای غیرسازه‌ای موجود در تأسیسات مشترک صنعتی، مطالعات دانسی^۵ جهت مطالعه موردي مربوط به یک پایپرک اصلی یک پالایشگاه در کارائیب با استفاده از تحلیل IDA و تهیه توابع شکنندگی، تجزیه و تحلیل

⁶- Bursi

⁷- Self-Supported

⁸- Guyed Supported

⁹- Derrick Type

¹- Tohoku

²- Kocaeli

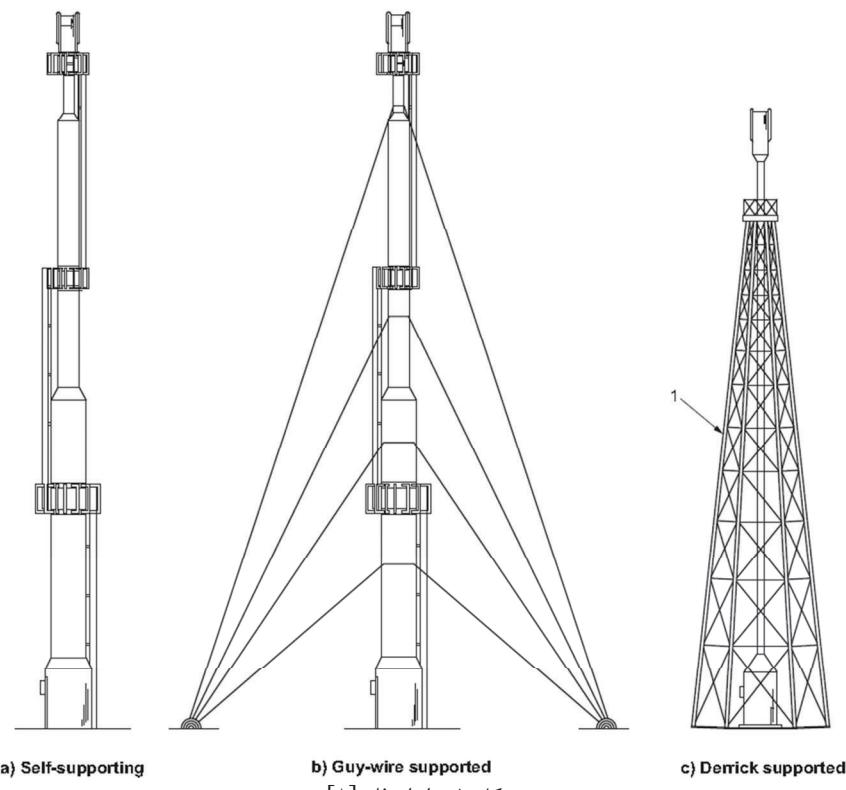
³- Wenchuan

⁴- Eiderger

⁵- Danesi

محافظت از آن است. با این وجود، مساحت قابل توجهی زمین اطراف فلر مورد نیاز است. براساس مدارک موجود، یک قانون برای فضای مورد نیاز جهت ساخت این نوع فلر دایره‌ای به شعاع برابر با ارتفاع آتشخان آن است [۱۰]. فلرهایی که بهوسیله سازه‌ی پشتیبان (دیرک) محافظت می‌شوند می‌توانند به هر ارتفاع مورد نیاز ساخته شوند، زیرا بار سیستم بر روی دکل پخش شده و دیگر افزایش غیرمعمول قطر لوله فلر را به همراه نخواهد داشت [۱۱].

فلرهای خود ایستا سازه‌های ایده‌آلی هستند. با این حال، با افزایش ارتفاع و با بارگذاری باد، قطر و ضخامت دیواره آن‌ها بسیار بزرگ و پرهزینه می‌شوند. بنابراین معمولاً برای ارتفاع کم (۳۰ تا ۱۰۰ فوت) استفاده می‌شوند [۹]. فلرهای کابلی، اقتصادی‌ترین در دامنه ارتفاع ۱۰۰ تا ۳۰۰ فوت هستند و بهطور معمول، توسط مجموعه‌هایی از ۳ سیم در ترازهای مختلف محکم می‌شوند. مهار فلر بهوسیله کابل، ساده‌ترین روش



شکل ۱ - انواع فلر [۸]

نگردید. این در حالی است که در آن منطقه سازه‌ها براساس $PGA=0.22g$ طراحی شده بودند که این موضوع نشان از کم تأثیر بودن اثرات لرزه‌ای بر روی این دسته از سازه‌ها دارد [۱۲].

هدف از این مقاله، ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی فلرهای سازه پشتیبان می‌باشد. بهمین منظور، مطالعه موردنی از فلر طراحی و ساخته شده با استفاده از روش اجزای محدود مدل‌سازی و مورد تحلیل‌های دینامیکی افزاینده قرار گرفته است. سپس با در نظر گرفتن حالات مختلف

خرابی این نوع سازه‌ها تحت تأثیر زلزله بسیار کم گزارش شده است. در یکی از معدود گزارشات مربوط به زلزله ۱۲ مه ۲۰۰۸ به بزرگی $7/9$ و عمق ۱۹ کیلومتر و $PGA=0.96g$ منطقه وانچوان را در استان سیچوان در چین می‌توان اشاره نمود که طی آن تأسیسات صنعتی نیز تحت تأثیر این زمین لرزه قرار گرفت. مشاهدات حاکی از آن است که در این زلزله بعضی اعضای فلر ساخته شده از خرپای فلزی در فشار، کمانش کردند و کل سیستم فلر دچار خمیدگی شده است؛ اما بهره‌برداری از آن متوقف

می‌شود. در پایان هریک از مراحل آنالیز، مقدار شدت خسارت متناظر با سطح شدت لرزمای که آنالیز در آن صورت گرفته است ثبت می‌گردد. در نهایت، تحت هر رکورد مقیاس شده یک منحنی پاسخ در برابر شدت که به آن منحنی تک نگاشت IDA گفته می‌شود، به دست می‌آید. در ادامه، هریک از شاخص‌های ذکر شده و ضریب مقیاس زلزله تعریف می‌شوند.

۱-۲-شاخص شدت لرزمای

شاخص شدت لرزمای (^{۱۴}IM) کمیتی مقیاس‌پذیر و تابعی از شتاب‌نگاشت اصلی است که به صورت هماهنگ، با افزایش یا کاهش شتاب‌نگاشت تغییر می‌کند. مثال‌هایی از IM قابل مقیاس، بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV) و شتاب طیفی مود اول ارتعاش سازه (Sa) (T1, %5) می‌باشند. شاخص شدت لرزمای در بردارنده ویژگی‌های دینامیکی یک رکورد می‌باشد و انتخاب مناسب آن موجب کاهش پراکندگی داده‌ها می‌شود [۱۴]. در این مقاله، PGA به عنوان شاخص شدت لرزمای انتخاب شده است.

۲-۲-شاخص شدت خسارت

شاخص شدت خسارت (^{۱۵}DM) یک کمیت مثبت اسکالار است که مشخص‌کننده پاسخ سازه در برابر بارهای لرزمای می‌باشد. به بیان دیگر، شاخص شدت خسارت، کمیتی است که از خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی نتیجه‌گیری می‌شود. انتخاب یک شاخص خسارت مناسب بستگی زیادی به کاربری سازه، نوع سازه، اهمیت آن و هدف از انجام تحلیل دارد [۱۴]. با توجه به هندسه سازه‌های فلر، کمیت بیشینه جابه‌جایی نسبی بخش‌های داخلی دکل ^{۱۶}(حد فاصل بین دو المان افقی در ارتفاع خرپا) معیار مناسبی برای برآورده شدت خسارت می‌باشد و

خرابی سازه و براساس نتایج تحلیل‌های فزاینده منحنی‌های شکنندگی استخراج شده است. نتایج نشان می‌دهد در سازه‌های فلر بلند و نسبتاً بلند، به دلیل رفتار انعطاف‌پذیر سازه، در حالت کلی، مقدار نیازهای لرزمای وارد به سازه اصلی قابل ملاحظه نمی‌باشند. جزئیات و روند انجام مطالعه صورت گرفته در ادامه ارائه می‌گردد.

۲- مروری بر تحلیل IDA

تحلیل دینامیکی افزاینده (^{۱۰}IDA) توسط آژانس مدیریت بحران فدرال آمریکا (^{۱۱}FEMA) به عنوان روشی جدید برای تعیین ظرفیت خربایی کلی سازه پذیرفته شده است. مفهوم آن برای اولین بار توسط برترو ^{۱۲}(۱۹۷۷) بیان گردید و کرنل ^{۱۳} و همکاران این آنالیز را بسط و گسترش دادند [۱۳]. این روش که به منظور در نظر گرفتن اثر عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله، در ارزیابی پاسخ لرزمای سازه‌ها ابداع شده است و با توجه به ماهیت دینامیکی آن و در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، دقیق‌ترین روش در تخمین رفتار سازه‌ها می‌باشد. تحلیل IDA شامل مجموعه‌ای از چندین تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است که به کمک آن مقدار خسارت وارد شده بر حسب شدت تحریک زلزله مشخص می‌شود. هر رکورد به‌نحوی مقیاس می‌شود تا گستره مناسبی از شدت‌های لرزمای و نیز رفتار سازه را از حالت الاستیک خطی تا مرحله فروریزش پوشش دهد [۱۴]. برای انجام تحلیل IDA، در ابتدا پارامتر شدت لرزمای از یک مقدار بسیار کوچک جهت حصول رفتار الاستیک تحت تحلیل دینامیکی تا سطح مشخصی از شدت لرزمای برای دستیابی به حد خربایی مورد نظر با یک الگوریتم مناسب مقیاس می‌گردد و هر بار این مقیاس به رکورد زلزله اعمال گردیده و سازه تحت اثر آن رکورد، آنالیز دینامیکی

¹⁴- Intensity Measure

¹⁵- Demand Measure

¹⁶- the maximum intersegment displacement ratio (ISDR_{max})

¹⁰- Incremental Dynamic Analysis

¹¹- Federal Emergency Management Agency

¹²- Bertero

¹³- Cornell

اطلاعات ضروری به نظر می‌رسد. در این حالت، هر منحنی تبدیل به یکتابع تصادفی ($IM = f(IM)$) (خسارت برحسب شدت) می‌شود. در نتیجه، با درنظر گرفتن مقادیر خسارت‌های تعیین شده در هر تراز از شدت زلزله می‌توانیم با داشتن صدکهای $1/50$ % و $1/16$ % طیف‌های پاسخ مجموعه‌ای از رکوردها را جمع‌بندی کنیم. در انتهای با مشخص نمودن حالت‌های حدی خرابی مورد نظر می‌توان به بررسی عملکرد و رفتار سازه تحت رکوردهای مختلف زلزله و نیز ارزیابی تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها پرداخت [۱۴].

۳- منحنی‌های شکنندگی

از آنجاکه زلزله دارای یک ماهیت تصادفی می‌باشد؛ باید با یک رویکرد احتمالاتی به این مسئله نگریست، یعنی بهجای بیان شدت زمین لرزه‌ای که سازه را به سطح خاصی از عملکرد می‌رساند، احتمال رسیدن به آن سطح و یا گذر از یک شاخص خسارت بهزاری شدت‌های مختلف زمین لرزه بیان شود. منحنی‌هایی که از این طریق محاسبه می‌شود منحنی شکنندگی نامیده می‌شوند. شکنندگی را می‌توان به صورت رابطه (۲) بیان کرد:

$$F_i(im) = P(EDP \geq d_i | IM = im) \quad (2)$$

در این رابطه، $F_i(im)$ ، احتمال رسیدن و یا گذر خسارت EDP از شاخص خسارت d_i در شدت حرکت زمین $IM = im$ را بیان می‌کند. جهت حصول منحنی شکنندگی باید مراحل زیر طی گردد:

- در ابتدا سطوح عملکرد معروفی می‌شود.
- مرحله دوم، تشکیل ماتریس پاسخ که شاخص خسارت به ازای شاخص لرزه‌ای می‌باشد.
- مرحله سوم مربوط به تحلیل آماری برای استخراج منحنی‌های شکنندگی است.
- مرحله نهایی، ساده کردن منحنی‌های شکنندگی به دست آمده برای کاربرد آسان‌تر می‌باشد.

در این تحقیق نیز این کمیت به عنوان شاخص خسارت در نظر گرفته شده است.

۲-۳- ضریب مقیاس

ضریب مقیاس ($S.F^{17}$) یک عدد مثبت مانند λ است که دامنه آن می‌تواند از صفر تا بینهایت تغییر کند و با ضرب آن در مقادیر شتاب‌نگاشت اولیه شتاب‌نگاشت مقیاس شده را به دست می‌دهد. با توجه به مقدار آن ($\lambda < 1$ or $\lambda > 1$) سطح شدت، افزایش یا کاهش می‌یابد. در اولین گام جهت مقیاس نمودن شدت لرزه‌ای، مقدار بسیار کوچک برای پارامتر شدت لرزه‌ای که تضمین کننده پاسخ خطی سازه باشد، انتخاب می‌گردد. سپس با استفاده از یک ضریب ثابت در هر گام، شدت لرزه‌ای افزایش می‌یابد. ضریب مقیاس در هر گام با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد.

$$SF = \frac{PGA(i)}{PGA} \quad (1)$$

در این رابطه PGA برابر با بیشینه شتاب زمین و (i) برابر با مقدار در نظر گرفته شده برای شدت لرزه‌ای که در این مقاله مقادیر $0/1$ ، $0/2$ ، $0/3$ در نظر گرفته شده است، می‌باشد.

هر کدام از منحنی‌های IDA مربوط به هر شتاب‌نگاشت بیان گر رفتار سازه تحت رکورد مشخصی از زلزله بوده و قابل تعمیم به همه رکوردها نمی‌باشد. در نتیجه، نمی‌تواند به تنهایی رفتار سازه را در زلزله احتمالی پیش‌بینی کند. از این‌رو، برای در برگرفتن محدوده کاملی از پاسخ سازه به تعداد کافی شتاب‌نگاشت نیاز است تا بتوان به برآورد درستی از رفتار سازه رسید که نتیجه آن به وجود آمدن دسته منحنی‌های IDA می‌باشد. برای کاهش پراکندگی اطلاعات و بررسی منحنی‌ها با این دید که سازه در هر سطحی از تقاضا چه پاسخی نشان می‌دهد، دستیابی به حالت کلی از رفتار سازه، خلاصه کردن

¹⁷- Scale Factor

استاندارد) نیز محاسبه نمود. میانگین μ و انحراف استاندارد σ جامعه نمونه برابر می‌باشد با:

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \zeta^2 \quad (4)$$

$$\zeta^2 = \ln [1 + \delta^2] \quad (4)$$

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \quad (5)$$

۳-۳- تحلیل شکنندگی

براساس تعاریف موجود در منحنی شکنندگی برای هر حالت خرابی S_i احتمال شرطی تجاوز خرابی ایجاد شده در فلر بیش از سطح خرابی معین S_i در یک سطح مشخص PGA است. این تعریف به صورت رابطه (۷) قابل بیان است:

$$P(S > s | PGA) = P(X > x_i | PGA) = 1 - \varphi \left[\frac{\ln(x_i) - \lambda}{\zeta} \right] \quad (6)$$

در رابطه (۶)، φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، x_i کران بالای S_i ($I, II, III = i$) می‌باشد.

۴-۳- منحنی شکنندگی ساده شده

برای کاربرد راحت، منحنی‌های شکنندگی، عموماً به صورت توابع توزیع تجمعی لگاریتم نرمال^{۱۹} بیان می‌شوند. به این ترتیب، منحنی‌های شکنندگی تنها با دو پارامتر به صورت رابطه (۸) نشان داده می‌شوند:

$$F_A(a) = \int_0^a \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_A a} \exp \left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(a) - \ln(m_a)}{\zeta_A} \right)^2 \right) da \quad (7)$$

که a متغیر تصادفی PGA است، m_a معادل میانگین A و ζ_A انحراف استاندارد لگاریتمی a می‌باشد.

معادله فوق می‌تواند به صورت تابع توزیع تجمعی

در ادامه هر مرحله به صورت مجزا توضیح داده می‌شود.

۳-۱- سطوح عملکرد

حالات حدی خرابی را می‌توان به صورتی در نظر گرفت که معرف یک نوع تغییرشکل در سازه باشد. در این مقاله، محاسبه مقادیر تابع احتمال برای هر سازه و در هریک از شدت‌های زلزله، به صورت گذشت دریفت حداکثر سازه از آستانه‌های تعریف شده در جدول ۳ C1-3 FEMA 356 [۱۵] می‌باشد، در نظر گرفته شده است.

جدول ۱- سطوح عملکردی

دریفت	سطح عملکرد
۰/۰۰۵	قابلیت استفاده بی وقفه (I.O)
۰/۰۱۵	ایمنی جانی (L.S)
۰/۰۲	فرپوششی (C.P)

۲-۳- ماتریس پاسخ

با انجام تحلیل‌های IDA و مقیاس رکورد زلزله به دفعات مشخص برای رسیدن به سطح خرابی تعیین شده و سپس استخراج پاسخ‌های سازه‌ای، ماتریس پاسخ به ابعاد «تعداد نگاشت‌ها»^{۱۶} تعداد سطوح IM مقیاس شده^{۱۷} تشکیل می‌شود (همانطور که قبل از بیان شده است در این مقاله شدت لرزه‌ای برابر با PGA و شاخص خسارت استخراج شده بیشینه جایه‌جایی نسبی می‌باشد). برای هر سطر در ماتریس (در سطح PGA یکسان)، پاسخ‌های سازه‌ای دارای توزیع لگاریتم نرمال با تابع چگالی احتمالاتی (PDF)^{۱۸} (به شرح رابطه (۳) است):

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_x x} \exp \left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\zeta_x} \right)^2 \right) \quad (3)$$

در رابطه (۳)، $x < \infty$ و λ و ζ_x دو پارامتر توزیع لگاریتم نرمال متغیر تصادفی x هستند. آن‌ها را می‌توان از اطلاعات دو پارامتر توزیع نرمال (میانگین و انحراف

^{۱۹}- Lognormal CDF

^{۱۸}- Probability Distribution Function

در این پژوهش، آسیب‌پذیری لرزه‌ای یک نمونه فلر به طول ۴۶ متر واقع در استان خوزستان بررسی شده است که در ادامه مشخصات کلی آن ارائه می‌شود. فلر مورد نظر، یکی از تجهیزات واقع در کارخانه جداسازی نفت و گاز جنوب و شمال در میدان نفتی آزادگان جنوبی در فاصله ۱۰۰ کیلومتری از غرب اهواز می‌باشد. در این فلر، دکل از نوع سه وجهی با ارتفاع ۴۶ متر می‌باشد که از دودکش با ارتفاع ۵۱ متر پشتیبانی می‌کند. ساختار دکل از برج‌های سه‌وجهی با قاب فولادی مهاربندی تشکیل شده است. شعاع سازه دکل در تراز ۳۴/۰ متر با شعاع ۴/۵ متر بوده و با شبیکتوخت تا تراز ۲/۷۵ متر ادامه دارد و از تراز ۳۴ متر تا تراز ۴۶ متر این شعاع ثابت می‌باشد. قاب‌های فولادی مهاربندی در ترازهای ارتفاعی +۸، +۲۲، +۲۸، +۳۴ و +۴۲ و +۴۶ در نظر گرفته شده است. دودکش در این ارتفاعات در جهت افقی مهار می‌شود و در جهت قائم آزاد است.

در این مقاله، فلر با نام FL-01-3S-H51 معرفی شده است. در این نامگذاری FL مخفف مشعل، ۰۱ شماره مطالعه موردنی، S۳ نمایانگر سه وجهی بودن آن، H51 ارتفاع فلر را نشان می‌دهد. همچنین مشخصات مقاطع و مصالح به کار رفته جهت مدل‌سازی به ترتیب در جداول ۲ و ۳ و شکل ۲ نشان داده شده است.

براساس اطلاعات و توضیحات ارائه شده در بالا در خصوص مشخصات هندسی و مصالح، مدل‌سازی فلر در نرم‌افزار SAP2000 Ver14.2.2 صورت گرفت.

نرمال استاندارد با آرگومان z به شرح رابطه (۹) باشد:

$$F_A(a) = \varphi[z] \quad (8)$$

که در آن z متغیر نرمال استاندارد است، که به صورت $z = (\ln(a) - \ln(m_a)) / \zeta_A$ تعریف شده است. در منحنی شکنندگی، برای احتمال شکنندگی $F_A(a)$ در سطح PGA از a ، متغیر نرمال مربوطه را می‌توان با استفاده از معادله (۱۰) محاسبه کرد:

$$z = \varphi^{-1}[F_A(a)] \quad (9)$$

که در آن $(0)^{-1} \varphi$ تابع معکوس توزیع تجمعی نرمال استاندارد است.

با توجه به تعریف متغیر نرمال استاندارد، برای منحنی شکنندگی با توزیع لوگاریتم نرمال، رابطه z نسبت به $\ln(a)$ خطی است. عرض از مبدأ و شبیه رابطه خطی به ترتیب $\ln(m_a)$ و ζ_A خواهد بود. بنابراین، برای برآش منحنی شکنندگی در عملکرد توزیع تجمعی نرمال، می‌توان از ایده فوق استفاده کرد. ابتدا، برای هر منحنی شکنندگی، متغیرهای نرمال استاندارد Z مرتبط با احتمال شکنندگی برای تمامی سطوح PGA توسط معادله (۹) محاسبه می‌شود. سپس رابطه متغیر نرمال استاندارد Z به ترتیب با آن ایجاد می‌شود تا مقادیر $\ln(m_a)$ و ζ_A استخراج شود [۱۶].

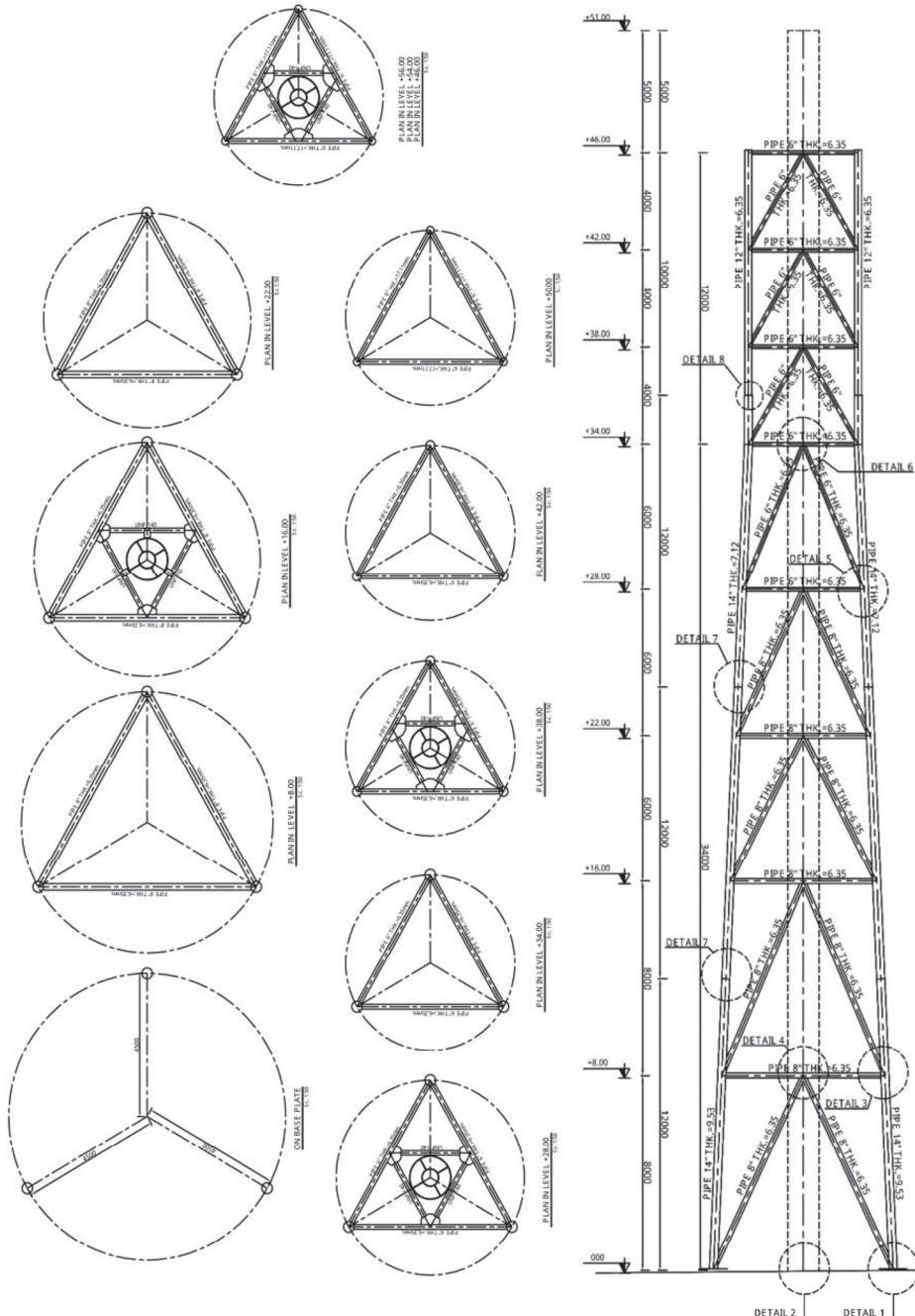
۴- معرفی مدل، مدل‌سازی و شرح مراحل

جدول ۲- مشخصات مقاطع

عضو	قطع	قطر (میلی‌متر)	ضخامت (میلی‌متر)
ستون	Pipe-14"	۳۵۵/۶	۹/۵۳
	Pipe-14"	۳۵۵/۶	۷/۱۲
	Pipe-14"	۳۵۵/۶	۶/۳۵
	Pipe-12"	۳۲۳/۸	۶/۳۵
تیر و مهاربند	Pipe-8"	۲۱۹/۱	۶/۳۵
	Pipe-6"	۱۶۸	۶/۳۵

جدول ۳- مشخصات مصالح

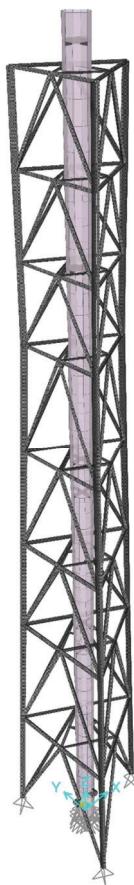
وزن مخصوص (kg/m ³)	تش نهایی (kg/m ²)	تش تسليم (kg/m ²)	ضریب پواسون	مدول الاستیستیت (kg/m ²)	نوع مصالح	عضو
۷۸۴۹	۴۱۵.....	۲۴.....	۰/۳	$۲/۰۳۸ \times 10^{10}$	ASTM 106 Gr B	المان پوسته (دودکش)
۷۸۴۹	۳۶۷۰۹۷۸۰	۲۴۴۷۳۱۸۹	۰/۳	$۲/۰۳۸ \times 10^{10}$	ST-37	المان با مقاطع لوله (دکل خرپایی)



شکل ۲- ترازهای ارتفاعی و مقاطع استفاده شده برای فلر FL-01-3S-H5

وجود ندارد، بنابراین مفاصل پلاستیک سازه به صورت محوری در مرکز ستون‌ها و مهاربندی‌ها براساس آیین‌نامه FEMA 356 [۱۵] انتخاب شده است. در شکل ۳، نمای کلی از مدل اجزای محدود سازه نشان داده شده است.

با توجه به ماهیت خرپایی سازه و با توجه به مفصلی بودن اتصالات تیرها و مهاربندها و نوع سیستم خرپایی به کار رفته که منجر به ایجاد لنگر کم در ستون‌ها می‌شود، امکان تشکیل مفاصل پلاستیک خمی در اعضا



شکل ۳- سازه مدل شده در نرم‌افزار SAP2000

- دمای بھربرداری مشعل،
- بار باد،
- بار لرزه‌ای.

بار مرده شامل وزن خود سازه و سایر اجزای ثابت و دائمی است. بار مرده خود سازه توسط نرم‌افزار به سازه اعمال می‌شود و سایر اجزای ثابت و متعلقات شامل بار نرdban‌های دسترسی و سکوهای میان تراز و وزن سر مشعل به سازه تخصیص داده شده است. تغییر دمای محیط ± 30 درجه سانتیگراد به سازه اختصاص داده شده است. تغییرات دمایی ناشی از عملکرد مشعل شامل حرارت از 250 درجه سانتیگراد در بالای شعله به 100

شایان ذکر است که کلیه اتصالات اعضا به یکدیگر به صورت مفصلی بوده و همچنین اتصال دودکش و سازه دکل به زمین نیز به صورت مفصلی مدل‌سازی شده است. بارهای واردہ به دکل براساس ضوابط و ضرایب عنوان شده در ASCE 7-10 [۱۷] و مبانی ارائه شده در مشخصات فنی سازنده تجهیز به شرح ذیل در مدل‌سازی لحاظ شده است. بارهای اعمال شده جهت طراحی به دکل‌ها عبارتنداز:

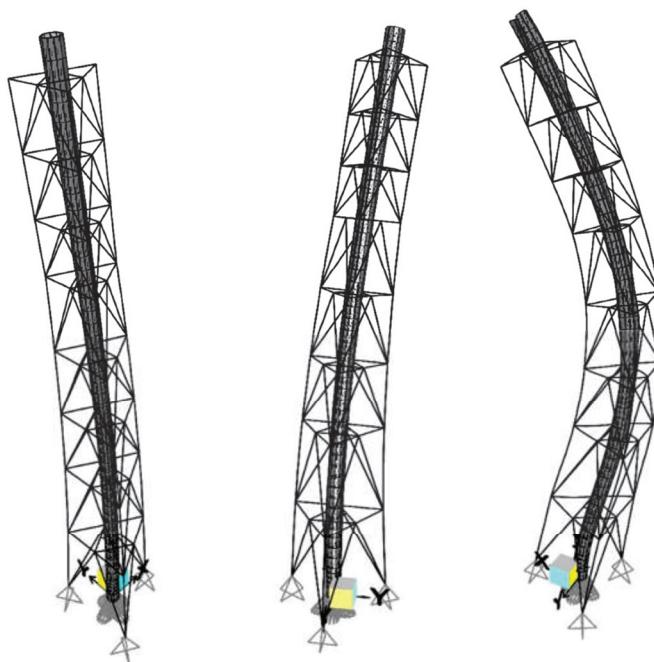
- بار مرده،
- بار زنده،
- دمای محیط،

سازه برای مودهای ابتدایی به شرح جدول ۴ و شکل ۴ حاصل شده است.

درجه سانتیگراد در پایه به سازه اختصاص داده شده است. بار باد براساس ASCE07-10 بخش ۲۹/۵ برای طراحی سازه استفاده شده است [۱۷]. دوره تناوب‌های تحلیلی

جدول ۴- مودهای تحلیلی سازه FL-01-3S-H51 مدل‌سازی شده

شماره مود	دوره تناوب	Ux	Uy	Uz
۱	۰/۸۱۹۱	۰/۴۵۴۱	۰/۱۳۷۹	۱/۲۱۶۰-۶
۲	۰/۸۱۸۱	۰/۱۳۸	۰/۴۵۴۱	۰/۰۰۰۱۲۳
۳	۰/۲۵۶	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۰۹	۷/۷۹۳۰-۹
۴	۰/۲۲۴	۰/۰۰۶۹	۰/۲۴۹	۰/۰۰۰۴۳۹
۵	۰/۲۲۲	۰/۲۴۶۶	۰/۰۰۶۲	۰/۰۰۰۰۲۹
۶	۰/۱۳۲	۲/۹۰-۱۳	۶/۳۰-۱۱	۰/۰۰۲۴۷۷



شکل ۴- شکل سه مود اول ارتعاش برای فلر FL-01-3S-H51

می‌گرددند. اما در تحلیل‌های IDA نتایج بررسی‌های صورت گرفته نشان دهنده آن است که نیازی به حساسیت بالا در انتخاب نگاشت‌ها براساس فاصله و بزرگا نمی‌باشد و تفاوت چندانی در نتایج حاصل ایجاد نمی‌گردد [۱۸]. طبق توصیه کرنل، استفاده از ۱۰ تا ۲۰ رکورد زلزله معمولاً از دقت قابل قبولی برای برآورد تقاضای آسیب برخوردار است [۱۴]. در این مقاله، ۱۰ شتاب‌نگاشت از بانک داده‌های زلزله PEER استخراج

۵- انتخاب مجموعه نگاشت

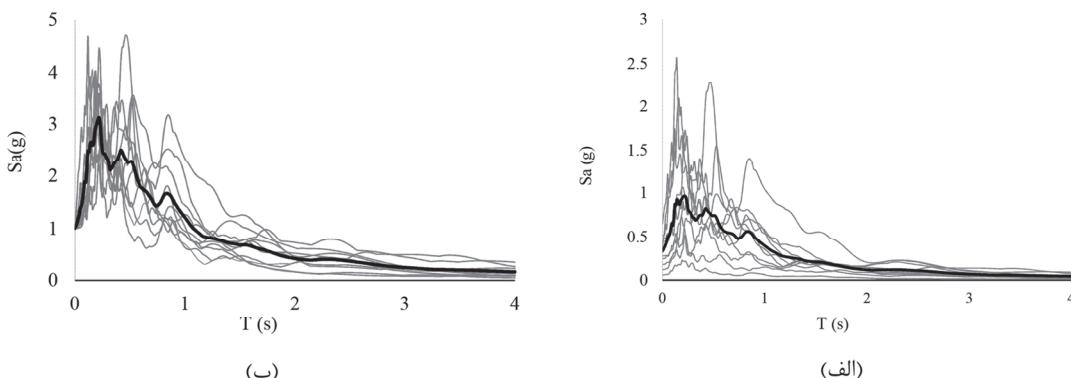
در بسیاری از مطالعات لرزمای، انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها براساس مشخصه‌های منطقه مورد بررسی همچون فاصله از گسل، بزرگا، نوع خاک منطقه و سایر مشخصات مربوط به منبع رویداد صورت می‌گیرد تا نگاشت‌های منتخب، بیشترین شباهت را به نگاشت‌های محتمل منطقه داشته باشند. پس از انتخاب نگاشت‌ها، جهت انجام مطالعات لرزمای به سطح مورد نظر، مقیاس

عددی جنینگز [۲۰] به صورت مقیاس شده و مقیاس نشده در ۰ شکل ۵ نشان داده شده است.

گردید و مشخصات آنها در جدول ۵ شان داده شده است [۱۹]. طیف پاسخ نگاشتهای مذکور با استفاده از روش

جدول ۵- مجموعه نگاشتهای منتخب [۱۹]

شماره	نام رویداد	ایستگاه	سال	PGA	بزرگا
۱	Imperial Valley	Plaster City	۱۹۷۹	۰/۰۵۷	۶/۵
۲	Loma Prieta	Hollister Diff	۱۹۸۹	۰/۲۷۸۵	۶/۹
۳	Loma Prieta	Anderson	۱۹۸۹	۰/۲۴۶	۶/۹
۴	Loma Prieta	Coyote Lake	۱۹۸۹	۰/۱۷۹	۶/۹
۵	Loma Prieta	WAHO (000)	۱۹۸۹	۰/۳۷۳	۶/۹
۶	Loma Prieta	WAHO (090)	۱۹۹۰	۰/۶۵۴	۶/۹
۷	Beverly Hills	Northridge	۱۹۹۴	۰/۴۴۳۴	۶/۷
۸	Nishi-Akashi	Kobe	۱۹۹۵	۰/۴۸۲۲	۶/۹
۹	Abbar	Manjil	۱۹۹۰	۰/۵۱۴۵	۷/۴
۱۰	Imperial Valley	El Centro	۱۹۷۹	۰/۱۱۷	۶/۵



شکل ۵- طیف پاسخ شبه ستانگاشتهای انتخاب شده به صورت (الف) مقیاس نشده و (ب) مقیاس شده با نسبت میرایی ۵٪

به صورت بیشینه جابه جایی نسبی در برابر بیشینه ستان زمین رسم شده است.

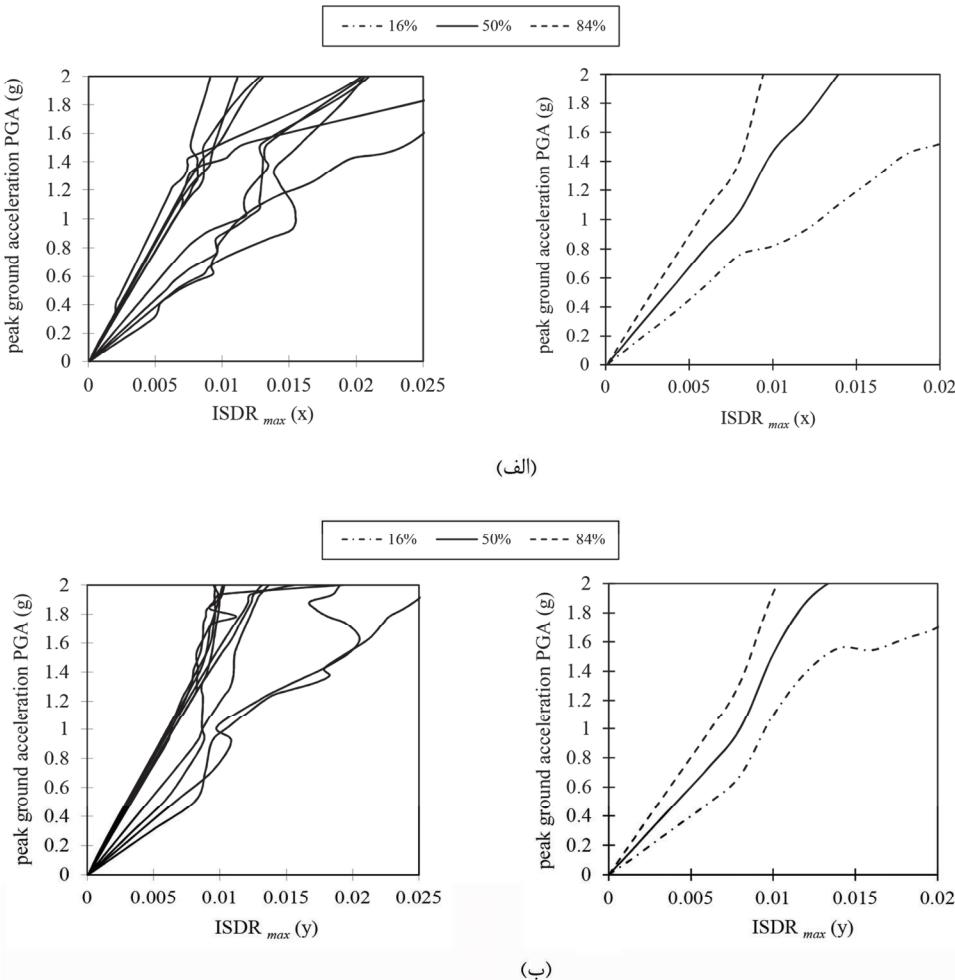
منحنی های شکنندگی ابزاری برای تعیین احتمالاتی آسیب پذیری ناشی از زلزله می باشند. با استفاده از روابط و توضیحات ارائه شده در بخش دوم و سه سطح عملکرد، قابلیت استفاده بی وقفه (I.O) و اینمنی جانی (L.S) و فروریزش (C.P) مندرج در دستورالعمل FEMA356 [۱۵] برای سازه مورد بررسی به منظور ارزیابی احتمال خرایی در هر شدت از زلزله، میزان پارامترهای توزیع احتمالاتی، براساس برآش توزیع

۶- انجام تحلیل های IDA و شرح نتایج حاصل

در این مقاله، رفتار سازه تحت اثر ۱۰ رکورد مختلف که مشخصات آنها ارائه شده است برای هر دو راستای طولی و عرضی به صورت مجزا تحت تحلیل دینامیکی افزایشی بررسی می شود. اطلاعات به دست آمده از نتایج تحلیل ها برای هر ستانگاشت که به صورت نقاط گسسته مربوط به اندازه خسارت سازه ای (DM) در برابر شدت زلزله های مقیاس شده (IM) می باشد، به صورت منحنی های IDA ترسیم می گردد. در شکل ۶ این نتایج

احتمال متناظر با وقوع سه سطح عملکردی به دست آمده برای فلر مورد مطالعه، می‌توانند معیاری برای مقایسه عملکرد سازه‌های مشابه باشند.

لگاریتم نرمال به داده‌ها به دست آمده است. پارامترهای شکنندگی (CDF) ارائه شده‌اند و نهایتاً منحنی‌های شکنندگی برای سه حالت خسارت در دو جهت طولی و عرضی در جداول ۶ و ۷ و شکل ۷ ارائه شده است. مقادیر



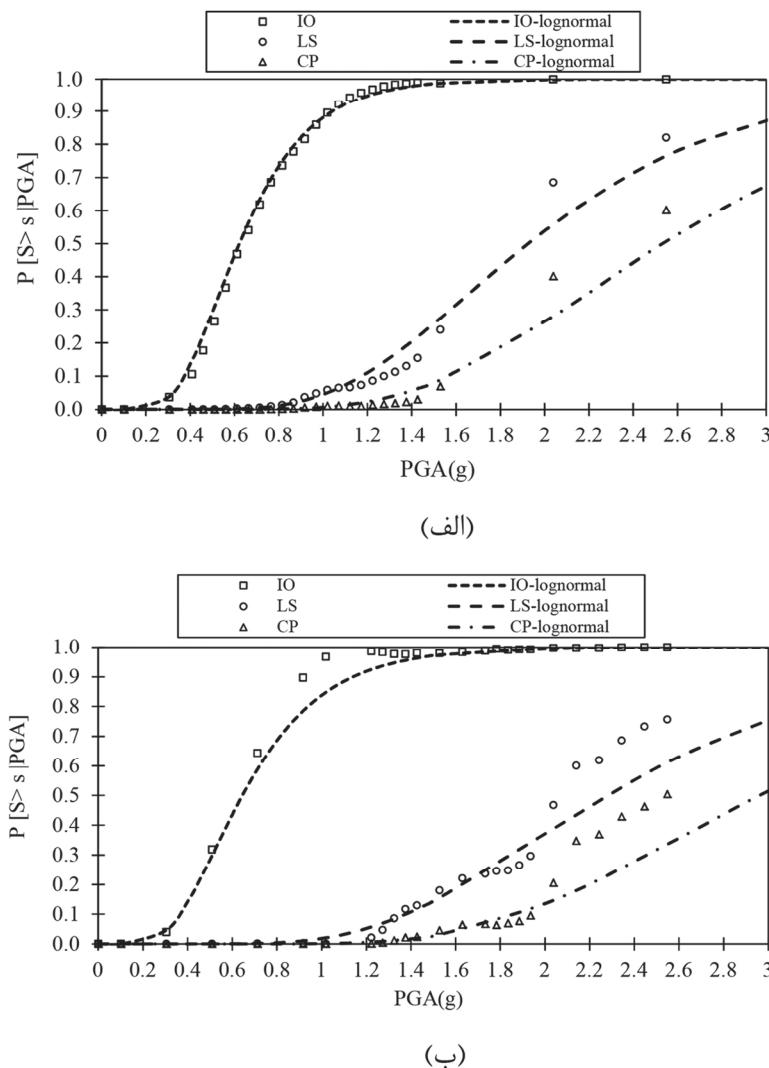
شکل ۶- منحنی‌های IDA برای فلر FL-01-3S-H51 در جهت (الف) طولی و (ب) عرضی و منحنی خلاصه شده آن

جدول ۶- پارامترهای شکنندگی (CDF lognormal) فلر FL-01-3S-H51 در جهت طولی

انحراف معیار	میانگین	سطح عملکرد
۰/۴۰۱۷	۰/۶۲۲۱	I.O
۰/۳۸۶۶	۱/۹۲۷۳	L.S
۰/۳۷۳۸	۲/۵۳۲۷	C.P

جدول ۷- پارامترهای شکنندگی (CDF lognormal) فلر FL-01-3S-H51 در جهت عرضی

انحراف معیار	میانگین	سطح عملکرد
۰/۴۴۵۰۳	۰/۶۴۵۰۹	I.O
۰/۳۹۳۲۵	۲/۲۷۸۶	L.S
۰/۳۵۴۷۱	۲/۹۶۰۶	C.P



شکل ۷- منحنی شکنندگی فلر FL-01-3S-H51 در جهت (الف) طولی و (ب) عرضی

شده از سایت PEER به دست آمده است. EDP انتخاب شده برای سازه فلر، بیشینه جابه جایی نسبی و PGA نیز به عنوان IM انتخاب گردید. معیارهای شکست براساس سه سطح IO, LS و CP مندرج در دستورالعمل FEMA356 انتخاب شدند.

مروری بر نتایج، نشان از امنیت لرزه‌ای این نوع سازه‌ها با توجه به مقادیر احتمالاتی بسیار کم (برای حالات حدی LS و CP) محدوده زلزله‌ها تا $g = 0.8$ دارد، در حالی که زلزله حاکم منطقه $g = 0.35$ می‌باشد و احتمال بسیار پایین فراتر رفتن از حالت حدی IO برای محدوده زلزله‌های تا $g = 0.4$ مشاهده می‌گردد.

۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله به ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی تجهیز فلر مهار شده با سازه پشتیبان پرداخته شده است. بدین منظور، منحنی شکنندگی به روش احتمالاتی برآورد شده است و پارامترهای مربوطه نیز ارائه گردید. سازه فلر مورد مطالعه، واقع در میدان نفتی آزادگان جنوبی می‌باشد و دارای دکل سه وجهی با ارتفاع ۴۶ متر که از مشعل با ارتفاع ۵۱ متر محافظت می‌کند. توزیع شاخص خرایی در هر شدت زلزله با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی تحت اثر ۱۰ شتاب‌نگاشت استخراج

نمی‌باشد، اما همچنان به کارگیری ضوابط لرزمای برای حمل زلزله‌های نادر توصیه می‌شود. در انتهای لزوم ارزیابی‌های لرزمای برای انواع سازه‌های فلر و مقایسه نتایج و پارامترهای شکنندگی به دست آمده توصیه می‌گردد.

نتیجه حاصل شده با توجه به حاکم بودن بار باد برای طراحی این سازه‌ها و با توجه به گزارش‌های موجود مطابقت دارد و لذا می‌توان گفت نیاز لرزمای وارد به این سازه‌ها در محدوده شدت‌های متعارف لرزمای قابل توجه

مراجع

- [1] Di Sarno, L., & Karagiannakis, G. (2020). "On the seismic fragility of pipe rack—piping systems considering soil–structure interaction", *Bulletin of earthquake engineering*, 1-35.
- [2] Caputo, A.C., & Vigna, A. (2017) "Numerical Simulation of Seismic Risk and Loss Propagation Effects in Process Plants: An Oil Refinery Case Study", In *ASME 2017 Pressure Vessels and Piping Conference*, 8, <https://doi.org/10.1115/PVP2017-65465>.
- [3] Eidering, J. (2009). "Fragility of non-structural components for FEMA benefit cost analysis", *G&E Engineering Systems Inc*, 480-490
- [4] Danesi, R. J. (2015). *Seismic risk of industrial plants: assessment of a petrochemical piperack using incremental dynamic analysis* (Doctoral dissertation, MSc Thesis Rose School. Pavia, Italy).
- [5] Bursi, O. S., Paolacci, F., & Reza, M. S. (2015). "Performance-based analysis of coupled support structures and piping systems subject to seismic loading", In *Pressure Vessels and Piping Conference* (Vol. 57034, p. V008T08A021). American Society of Mechanical Engineers.
- [6] S. D. C. E. A., & D. N. (2005). *Flaring at oil refineries in south Durban and Denmark*. ISBN 0-620-34209-9.
- [7] World Bank Group. (2004). *A Voluntary Standard for Global Gas Flaring and Venting Reduction*, Public Disclosure Authorized.
- [8] Standard, A. P. I. (2014). *Pressure-relieving and Depressuring Systems*, API Publishing Services, Texas A&M University/5912186001.
- [9] Sabry, H. (2017). "Integrity of LNG flare systems", In *Abu Dhabi International Petroleum Exhibition & Conference*. OnePetro, <https://doi.org/10.2118/188307-MS>.
- [10] Papas, M., Smith, S., Zink, D., & Parfreeman, N. (2010). "Principal of Flaring Combustion and Ways to Minimise Emissions and Smoke-Design and Case Study of a New Air-Injection System for Upgrading Existing Flares into Smokeless Flares", In *SPE Asia Pacific Oil and Gas Conference and Exhibition*. Society of Petroleum Engineers, <https://doi.org/10.2118/134067-MS>.
- [11] Akeredolu, F. A., & Sonibare, J. A. (2004). "A review of the usefulness of gas flares in air pollution control", *Management of Environmental Quality: An International Journal*, 15(6), 574-583.
- [12] Krausmann, E., Cruz, A. M., & Affeltranger, B. (2010). "The impact of the 12 May 2008 Wenchuan earthquake on industrial facilities", *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 23(2), 242-248.
- [13] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). "Incremental dynamic analysis", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 491-514.
- [14] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). *Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis*, Doctoral dissertation, Stanford University, 1-172.
- [15] Prestandard, F. E. M. A. (2000). commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7, 2.
- [16] Chiou, J. S., Chiang, C. H., Yang, H. H., & Hsu, S. Y. (2011). "Developing fragility curves for a pile-supported wharf", *Soil dynamics and earthquake engineering*, 31(5-6), 830-840.
- [17] No, E. (2013). 2010 Edition of ASCE 7 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. www.asce.org/sei/errata.
- [18] Iervolino, I., & Cornell, C. A. (2005). "Record selection for nonlinear seismic analysis of structures", *Earthquake Spectra*, 21(3), 685-713.
- [19] Ancheta, T., Bozorgnia, Y., Darragh, R., Silva, W. J., Chiou, B., Stewart, J. P., ... & Atkinson, G. M. (2012). "PEER NGA-West2 database: A database of ground motions recorded in shallow crustal earthquakes in active tectonic regions", In *Proceedings, 15th World Conference on Earthquake Engineering*. [Https://Ngawest2.Berkeley.Edu/Site](https://Ngawest2.Berkeley.Edu/Site).
- [20] Chopra, A. K. (2012) "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", *Dynamics of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering*, ISBN-10: 0134555120, ISBN-13: 978-0134555126.

اکبر چشمی*

دانشکده زمین‌شناسی، پردیس

علوم، دانشگاه تهران.

پست الکترونیک:

a.cheshomi@ut.ac.ir

علی برهانی

دانشکده مهندسی عمران،

دانشگاه صنعتی امیر کبیر.

پست الکترونیک:

ali_borhani@yahoo.com

رضا حسینی

دانشکده زمین‌شناسی، دانشگاه

فردوسی مشهد.

پست الکترونیک:

reza.hossini1359@gmail.com

تعیین مدول تغییرشکل‌پذیری با استفاده از مطالعات زمین‌شناسی مهندسی و آزمایش‌های بر جا (مطالعه موردنی)

تعیین مدول تغییرشکل‌پذیری مصالح با آزمایش‌های بر جا و آزمایشگاهی امکان‌پذیر است. مشکلات مریبوط به تهیه نمونه، به خصوص در مصالح درشت‌دانه، کاربرد آزمایش‌های آزمایشگاهی در تعیین ویژگی‌های مهندسی مصالح را محدود نموده است. بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی ضمن کمک به انتخاب آزمایش بر جای مناسب، باعث مدیریت هزینه و افزایش اعتبار نتایج آزمایش‌ها می‌گردد. به منظور افزایش ارتفاع سد تنظیمی گتوند نیاز به تعیین مدول تغییرشکل‌پذیری خاک زیر پی سد می‌باشد، بدین منظور روشی چند مرحله‌ای پیشنهاد و انجام شد. در مرحله اول با تلفیق مطالعات زمین‌شناسی، محدوده مورد مطالعه و اطلاعات به دست آمده از حفر چند گمانه اکتشافی، از روی تاج سد، مشخصات زمین‌شناسی مهندسی لایه‌های زیرسطحی زیر پی سد تعیین شد. مصالح زیرسطحی شن همراه با مقادیری ماسه، سیلت و رس است. در این مرحله برای تعیین مدول تغییرشکل‌پذیری، آزمایش پرسیومتری، دانهول و کراس‌هول در داخل گمانه‌ها انجام شد. بدلیل بافت درشت‌دانه، ناهمگنی و ریزشی بودن مصالح، نتایج مناسبی از آزمایش پرسیومتری به دست نیامد. در مرحله دوم با بررسی‌های میدانی در مصالح حاشیه رودخانه، تلاش شد لایه‌های نظیر قرار گرفته در زیر سد در ساحل رودخانه شناسایی و آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه دایره‌ای به قطر ۶۰ سانتیمتر انجام و مدول تغییرشکل‌پذیری مصالح در کرنش‌های بالا تعیین شد. با توجه به بافت درشت‌دانه مصالح به منظور در نظر گرفتن اثر ابعاد صفحه بارگذاری و اندازه دانه‌ها، در مرحله سوم آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه دایره‌ای به قطر ۱۲۰ سانتیمتر انجام و مشخص گردید که با تعیین قطر صفحه بارگذاری از ۶۰ به ۱۲۰ سانتیمتر، میانگین مدول اندازه‌گیری شده از ۲۸۶۸ به ۱۰۷۵ کیلوگرم بر سانتیمترمربع کاهش می‌یابد. در این مقاله، ضمن بیان اهمیت مطالعات زمین‌شناسی مهندسی در انتخاب آزمایش‌های بر جای مناسب، نتایج به دست آمده از آزمایش‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

واژگان کلیدی: بارگذاری صفحه، آزمایش دانهول و کراس‌هول، خاک درشت‌دانه، آزمایش‌های بر جا، زمین‌شناسی مهندسی.

نمونه مناسب برای انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی باعث شده که محققین برای اندازه‌گیری دقیق پارامترهای مهندسی مصالح از آزمایش‌های بر جا استفاده نمایند. انتخاب نوع آزمایش بر جا علاوه‌بر مقاصد طراحی به بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی وابسته است. تپل^۱ (۲۰۰۹) یکی از فعالیت‌های اصلی زمین‌شناسی مهندسی

تعیین پارامترهای مهندسی مصالح با آزمایش‌های آزمایشگاهی و بر جا^۲ امکان‌پذیر است. محدودیت تهیه

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۰۸/۰۴، بازنگری ۱۳۹۹/۰۹/۲۷، پذیرش ۱۳۹۹/۱۰/۰۸.

DOI: 10.22091/cer.2020.6117.1217

^۱- In situ Test

^۲- Tepel

دانه‌ها، ماتریکس بین دانه‌ها، سن رسوبات و تراز قرارگیری آنها است [۷]. در سال ۲۰۰۹ پژوهشگران، خصوصیات ژئوتکنیکی و زمین‌شناسی زیرسطحی خاک‌های شهر بوردبیوکس^۴ در فرانسه را به صورت مدل‌های سه‌بعدی کاربردی در برنامه‌ریزی‌های شهری توسعه دادند [۸]. محققان دیگری، دلیل تنوع خصوصیات ژئوتکنیکی رسهای بندر بوسان^۵ را محیط رسوبی و تغییرات سطح آب عنوان کردند. برخی محققین از ترکیب اطلاعات ژئومورفولوژی، زمین‌شناسی، زمین‌شناسی مهندسی و ژئوتکنیک و تولید نقشه‌هایی با مقاصد کاربری مختلف برای برنامه‌ریزی‌های شهری استفاده کردند [۹-۱۰]. چشمی و همکاران (۱۳۹۷) با برداشت‌های زمین‌شناسی و مطالعات میدانی و مقایسه آنها با نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و برش مستقیم بر جا^۶ آبرفت‌های درشت‌دانه شمال تهران را به چند زیرگروه تقسیم کرده و برای هر کدام با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، پارامترهای ژئوتکنیکی پیشنهاد دادند [۱۱]. محمدی و همکاران (۲۰۲۰) یک طبقه‌بندی زمین‌شناسی-ژئوتکنیکی برای شهر اصفهان بر مبنای برداشت‌های زمین‌شناسی و آزمایش‌های بر جا و آزمایشگاهی معرفی کردند. در این طبقه‌بندی امکان تخمین آبرفت‌های ژئوتکنیکی بخشی از رسوبات گستردۀ شهر اصفهان براساس برداشت‌های زمین‌شناسی وجود دارد. [۱۲]. فوکز^۷ (۱۹۷۷) به تأثیر مستقیم نتایج بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی در کاهش هزینه‌های پروژه‌ها اعتقاد دارد [۱۳]. ترازاقی^۸ معتقد است هرچند بیشتر شاخه‌های زمین‌شناسی به علوم مهندسی ارتباط ندارند ولی برخی حقایق کلیدی^۹ در ارتباط بین زمین‌شناسی و پروژه‌های عمرانی وجود دارد [۱۴].

^۴- Bordeaux^۵- Busan^۶- In situ Direct Shear Test^۷- Fookes^۸- Terzaghi^۹- Key essential facts

را زمین‌شناسی مهندسی ویژگی‌های ساختگاه معرفی می‌نماید [۱]. ارزیابی زمین‌شناسی مهندسی، اهمیت داده‌های زمین‌شناسی را برای مهندس ژئوتکنیک یا طراح نشان می‌دهد. بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی می‌تواند قسمتی مهم در ارزیابی مناسب و کافی زمین، برای اهداف مهندسی و برنامه‌ریزی باشد [۲ و ۳]. بوك^{۱۰} (۲۰۰۹) توصیف ویژگی‌های سایت نظیر لایه‌بندی، ساختارهای زمین‌شناسی، آب زیرزمینی و فرایندهای مرتبط با مهندسی را جزو فعالیت‌های مهندس زمین‌شناس می‌داند. این امر با روش‌ها و متدهای بررسی سطحی و زیرسطحی انجام می‌شود. وی معتقد است انتخاب روش مناسب از نقطه‌نظر قابلیت‌ها و ویژگی‌های هر روش مناسب با اهداف مورد نظر از فعالیت‌هایی مرتبط با زمین‌شناسی مهندسی است [۴]. فاخر و همکاران (۲۰۰۷) معتقدند با ترکیب اطلاعات زمین‌شناسی و داده‌های آزمایش‌های بر جا امکان ارائه ارزیابی سریع و دقیقی از خصوصیات ژئوتکنیکی آبرفت‌ها فراهم می‌گردد. بر این اساس، آنها طبقه‌بندی جدیدی برای آبرفت‌های گستره تهران ارائه دادند که براساس آن می‌توان با توجه به اطلاعات زمین‌شناسی، برخی ویژگی‌های مهندسی آبرفت‌ها را تخمین زد [۵]. صمدیان و فاخر (۲۰۱۶) از این ایده استفاده کرده و بر این اساس چهارچوبی برای ترکیب اطلاعات زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی لایه‌های زیرسطحی شهر سنندج، جهت استفاده در برنامه‌ریزی و طراحی ساخت‌وساز شهری پیشنهاد دادند [۶]. چشمی (۱۳۸۵) با بررسی طبقه‌بندی‌های زمین‌شناسی آبرفت‌های تهران، تعدادی آزمایش بر جا و آزمایشگاهی برای شناسایی خواص مهندسی آنها، انجام داد و طبقه‌بندی جدیدی مبتنی بر اضافه کردن داده‌های حاصل از آزمایش‌های بر جا به طبقه‌بندی‌های زمین‌شناسی ارائه کرد. ویژگی طبقه‌بندی جدید، تخمین سریع پارامترهای ژئوتکنیکی آبرفت‌های گستردۀ تهران براساس شکل دانه‌ها، اندازه

^{۱۰}- Bock

تغییرشکل‌پذیری پیشنهاد و نتایج آن در این مقاله ارائه شده است.

روش‌های استفاده شده در تحقیق حاضر، شامل برداشت‌های زمین‌شناسی و بررسی‌های میدانی، آزمایش‌های بر جا شامل آزمایش پرسیومتری^{۱۱}، آزمایش دانهول^{۱۲}، کراس‌هول^{۱۳} و آزمایش بارگذاری صفحه^{۱۴} است. این آزمایش‌ها به ترتیب براساس استاندارد ASTM شماره‌های D4719-94، D7400-08 و D4428-00 انجام شد [۲۱-۱۸].

مطالعات در سه مرحله به شرح زیر طرح ریزی و انجام گردید:

- مرحله اول: در این مرحله بررسی‌های زمین‌شناسی با هدف شناسایی لایه‌های زیرسطحی در منطقه انجام شد. برای دستیابی به این هدف، دو گمانه اکتشافی با نمونه‌گیری ممتد^{۱۵} از روی تاج سد، حفر و آزمایش پرسیومتری، دانهول و کراس‌هول در داخل گمانه‌ها انجام شد. بهدلیل عدم اخذ نتایج مناسب از آزمایش پرسیومتری که ناشی از ریزش‌های ممتد جداره گمانه بود، امکان تعیین مستقیم مدول تغییرشکل‌پذیری فراهم نگردید. بر این اساس، مرحله دوم شناسایی‌های ژئوتکنیکی انجام گردید.

- مرحله دوم: این مرحله با هدف مشابه‌سازی شرایط زیرسطحی موجود در زیر سازه سد با شرایط زیرسطحی سواحل سد و انجام آزمایش بارگذاری صفحه در سواحل سد طرح ریزی و انجام شد. در این راستا با توجه به نمونه‌های شناسایی شده از داخل گمانه‌های حفر شده مرحله اول، جنس خاک زیر پی تعیین و سپس در نقاط مختلفی در

اهمیت تأثیرگذاری دانش زمین‌شناسی مهندسی در پروژه‌های عمرانی زمانی روش‌تر می‌شود که بهدلیل شرایط انجام پروژه، امکان اندازه‌گیری مستقیم پارامترهای مهندسی در محل ساختگاه وجود نداشته باشد. در این صورت نقش زمین‌شناسی مهندسی در ایجاد شباهت‌ها و تفاوت‌های لازم بین ساختارهای موجود در محل و ساختارهای مشابه به منظور ایجاد انطباق‌های لازم حائز اهمیت می‌شود.

در این مقاله، با مطالعه موردی یک پروژه به اهمیت نقش زمین‌شناسی مهندسی جهت ایجاد انطباق‌های لازم و برنامه‌ریزی آزمایش‌های بر جا جهت تعیین مدول تغییرشکل‌پذیری آبرفت درشت‌دانه پرداخته شده است.

۲- مواد و روش‌ها

مقاله حاضر، محصول یک کار تجربی و به صورت مطالعه موردی است. ساختگاه مورد مطالعه، ساختگاه سد تنظیمی گتوند است. از نظر جغرافیایی سد تنظیمی گتوند در استان خوزستان، شهرستان شوشتر، در محدوده جغرافیایی طول‌های شرقی ۴۸ درجه و ۵۰ دقیقه و ۳۰ ثانیه تا ۴۸ درجه و ۵۶ دقیقه و عرض‌های شمالی ۳۲ درجه و ۱۶ دقیقه تا ۳۳ درجه و ۱۷ دقیقه و ۳۰ ثانیه قرار گرفته است. ساخت سد در سال‌های ۱۳۵۳ تا ۱۳۵۵ انجام شده و هدف از احداث آن تنظیم و انحراف آب رودخانه کارون برای استفاده پایین‌دست بوده است. برای افزایش قابلیت‌های سد و احداث نیروگاه، بررسی امکان افزایش ارتفاع سد هدف‌گذاری شده است [۱۷]. یکی از پارامترهای تعیین کننده برای رسیدن به این هدف، مدول تغییرشکل‌پذیری^{۱۶} مصالح زیرسطحی است. بر این اساس یک روش چند مرحله‌ای با تکیه بر دانش زمین‌شناسی مهندسی و انجام آزمایش‌های بر جا برای تعیین مدول

¹¹- Pressurometer Test

¹²- Down Hole

¹³- Cross Hole

¹⁴- Plate Load Test

¹⁵- Continues Coring

¹⁶- Deformation Modulus

۱-۳- مدل زمین‌شناسی مهندسی ساختگاه

ساختگاه سد از لحاظ تقسیم‌بندی زمین‌شناسی در مرز پهنه‌های زاگرس چین‌خورده و دشت خوزستان قرار گرفته، لیکن ویژگی‌های محدوده ساختگاه از خصوصیات زاگرس چین‌خورده تعیت می‌کند. سازندگان رخمنون یافته در محدوده گتوнд به‌طور خلاصه در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

محل سد بر روی مصالح آبرفتی بستر رودخانه کارون قرار گرفته که سازندگان کنگلومراپی بختیاری را پوشانده است. ضخامت رسوبات در جناح راست سد حدود $32/5$ و در محل سد و سریز حدود $25/5$ متر و در جناح چپ حدود $42/5$ متر (آبرفت‌های ناهمگن درست‌دانه) گزارش شده است [۱۷]. در زیر این آبرفت‌ها کنگلومراپی سازندگان بختیاری قرار دارد که غالباً قطعات آن از سنگ‌های آهکی تشکیل شده و دارای حفرات انحلالی است. در پایین‌دست سد ناحیه‌ای نسبتاً مسطحی وجود دارد که شامل دشتی آبرفتی با بیرون‌زدگی‌های بسیار جزئی از سنگ کف منطقه است. به منظور مشخص نمودن مدل زمین‌شناسی مهندسی ساختگاه، ۲ گمانه ۵۰ متری بر روی تاج سد حفاری گردید، محل این گمانه‌ها در شکل ۱ نشان داده شده است (گمانه‌های S1 و S2).

بر اساس نتایج به‌دست آمده از برداشت‌های صحرایی و آزمایش‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های به‌دست آمده، پروفیل زمین‌شناسی مهندسی مصالح در امتداد محور سد تهیه و در شکل ۲-الف ارائه شده است. با توجه به بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی و داده‌های به‌دست آمده از حفر ۹ چاهک دستی، نسبت به حفر ۷ گمانه اکتشافی در ساحل چپ پایین‌دست سد نمونه‌های اخذ شده از این گمانه‌ها پروفیل زمین‌شناسی مهندسی مصالح در ساحل چپ رودخانه در پایین‌دست سد تهیه شد که در شکل ۲-ب نشان داده شده است. شماره گمانه‌های حفر شده عبارتنداز: P1، LB1,2,3 و

سواحل محدوده ساختگاه سد ۹ چاه دستی به منظور رسیدن به لایه‌ای مشابه لایه خاک زیر بستر، حفر گردید. پس از مشخص شدن چند لایه که جنس مصالح مشابه با مصالح زیر سد داشتند، درون چاهک‌ها ۴ آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه به قطر 60 سانتی‌متر انجام شد. علاوه‌بر این در اطراف چاهک‌ها ۷ گمانه اکتشافی حفر و درون گمانه‌ها آزمایش دانهول و کراس‌هول انجام شد. آزمایش بارگذاری صفحه در این مرحله با هدف تعیین مدول تغییرشکل پذیری مصالح و آزمایش دانهول با هدف تعیین سرعت موج برشی^{۱۶} جهت اندازه‌گیری مدول تغییرشکل پذیری در کرنش‌های پایین و بررسی تغییرات احتمالی جزئی بین ویژگی‌های مصالح زیر بستر سد و مصالح شناسایی شده در سواحل سد انجام گرفت.

- مرحله سوم: در این مرحله به منظور بررسی تأثیر ابعاد صفحه بارگذاری بر نتایج به‌دست آمده از آزمایش بارگذاری صفحه، این آزمایش با صفحه بزرگ به قطر 120 سانتی‌متر داخل ترانشه‌های ایجاد شده و در عمق $1/5$ متر انجام گردید.

بنابراین مراحل طراحی شده در انجام این مطالعات مبتنی بر برداشت‌های مداوم و پیوسته زمین‌شناسی و طراحی آزمایش‌های بر جا متناسب با شرایط زمین‌شناسی و نتایج به‌دست آمده از هر مرحله است. با توجه به عدم امکان انجام آزمایش مستقیم برای تعیین مدول تغییرشکل پذیری مصالح زیر سد، این برنامه سه مرحله امکان شبیه‌سازی مصالح را با مصالح موجود در حاشیه رودخانه فراهم کرده، ضمن اینکه تا حد زیادی اثر عوامل تأثیرگذار بر نتایج را کاهش داده است.

۳- نتایج

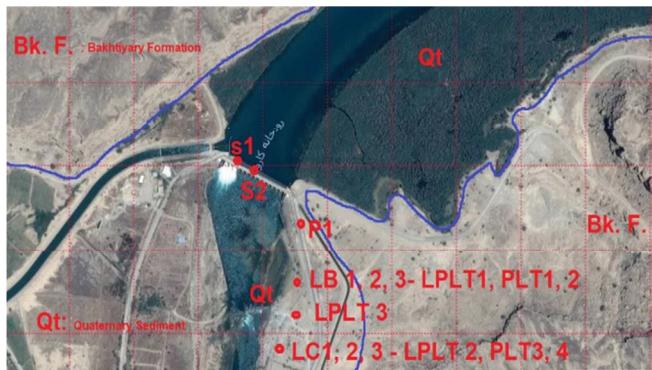
^{۱۶}- Shear Wave Velocity

است.

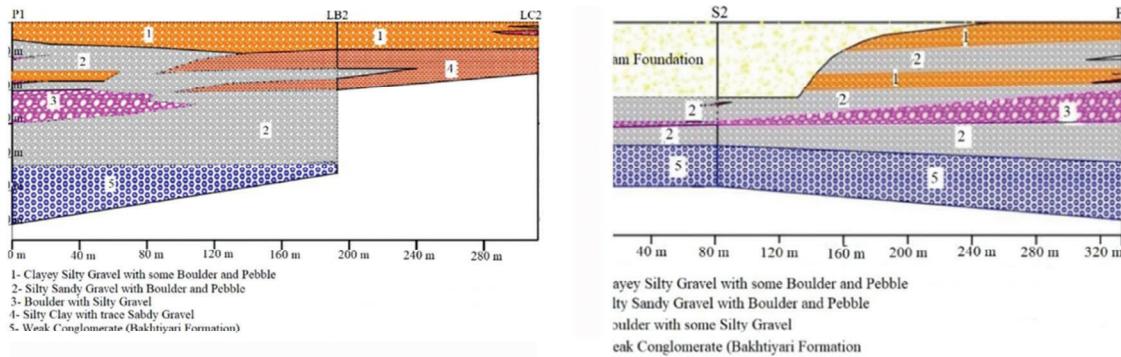
LC1,2,3 که موقعیت آنها در شکل ۱ نشان داده شده

جدول ۱- سازندهای سنگی موجود در منطقه مورد مطالعه

دوران زمین‌شناسی	سازند	توصیف زمین‌شناسی
کواترنری	-	آبرفت که شامل رسوبات اخیر و رسوبات قدیمه که سیمانته شده‌اند.
پلیوسن بالای تا پلیستوسن	بختیاری	کنگلومرا همراه با ماسه سنگ و سیلیستون
پلیوسن زیرین	-	مارن، گل سنگ، ماسه سنگ و کنگلومرا
میوسن بالای تا پلیوسن زیرین	آغاجاری	مارن، گل سنگ و ماسه سنگ
میوسن زیرین	گچساران	انیدرید، ژیپس، نمک و گل سنگ (دارای خواص پلاستیک به دلیل وجود لایه‌های نمک)



شکل ۱- موقعیت سد و محل گمانه‌ها و آزمایش‌های بر جای انجام شده



شکل ۲- پروفیل زمین‌شناسی مصالح در (الف) امتداد محور سد و (ب) ساحل چپ پایین‌دست سد

شنبه همراه با سیلت و ماسه وجود دارد. با حرکت به سمت پایین‌دست سد لایه‌های ریزدانه سیلت رسی در بین لایه‌های شنبه مشاهده شده است.

۲-۳- آزمایش دانه‌هول و کراس‌هول

آزمایش‌های دانه‌هول در ساحل چپ تا عمق ۱۵ متر و در روی سد تا عمق حدود ۱۷ متر از بستر انجام شد. با

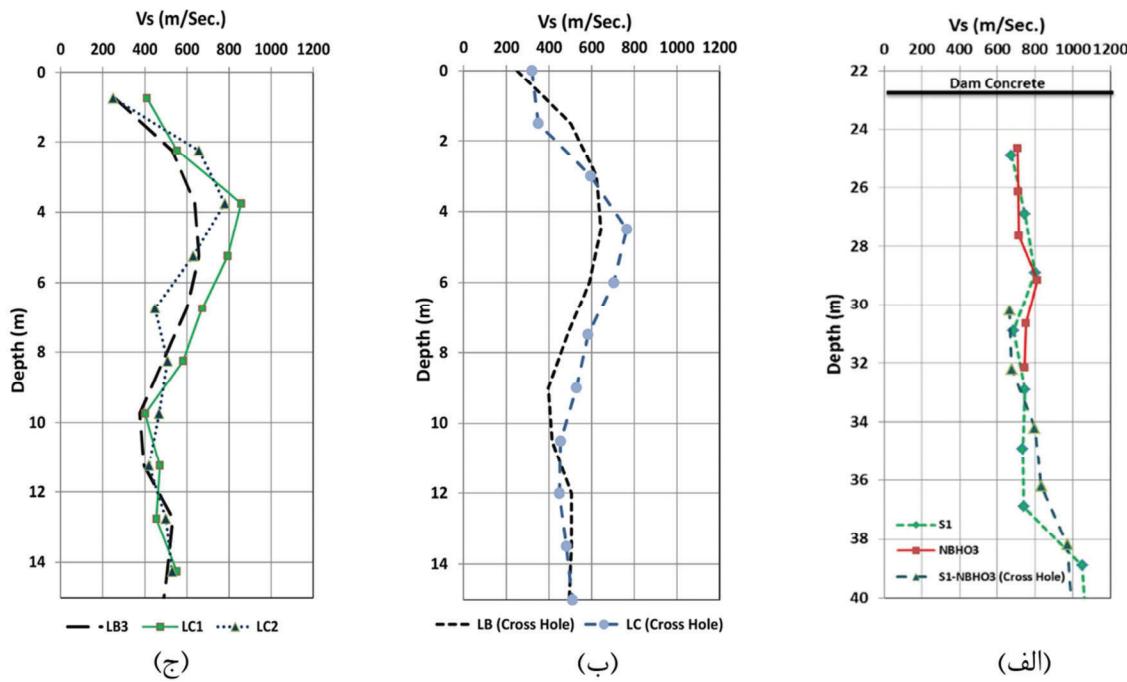
در محل محور سد ضخامت بتن ۲۲/۷۰ متر و سنگ بستر در عمق ۳۷/۵۰ متری از روی تاج سد قرار گرفته است. جنس سنگ بستر کنگلومرای متخلخل سازند بختیاری است. جنس غالباً آبرفت شن همراه با سیلت و ماسه بوده که در بخش‌های زیرین آن قطعات سنگی درشت مشاهده شده است. در ساحل چپ پایین‌دست رودخانه از سطح زمین تا سنگ کف، مصالح درشت‌دانه

حدود $10/3$ است. بر این اساس، مدول تغییرشکل پذیری دینامیکی هریک از لایه‌ها با استفاده از رابطه (۱) قابل محاسبه می‌باشد [۱۰]:

$$E_{dyn} = 2\rho V_s^2 (1 + \nu) \quad (1)$$

در رابطه (۱)، E_{dyn} مدول تغییرشکل پذیری دینامیکی چگالی خاک (kg/m^3)، V_s سرعت موج برشی (m/s) و ν ضریب پواسون است. بنابراین، مقدار مدول تغییرشکل پذیری دینامیکی هریک از لایه‌ها به ترتیب برابر با 2990 ، 354 و 2265 مگاپاسکال تعیین شد.

توجه به محدوده تحت تأثیر تنفس ناشی از آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه‌ای به قطر 120 سانتیمتر عمق 15 این آزمایش‌ها در ساحل چپ در جهت اطمینان تا 15 متر انتخاب شد. نتایج این آزمایش‌ها در شکل ۳ ارائه شده است. با توجه به شکل، میانگین سرعت موج برشی در مصالح درشت‌دانه زیر سد حدود 740 متر بر ثانیه، برای مصالح مشابه در ساحل چپ تا عمق $1/5$ متر حدود 275 متر بر ثانیه و از عمق $1/5$ تا 10 متر حدود 660 متر بر ثانیه است. برای مصالح مذکور، چگالی به ترتیب 2100 ، 1800 و 2000 کیلوگرم بر مترمکعب و ضریب پواسون



شکل ۳- تغییرات سرعت موج برشی با عمق، (الف) در زیر محور سد (گمانه NBHO3) از قبل بر روی تاج سد وجود داشته که برای انجام آزمایش لرزه‌ای درون گمانه‌ای از آن استفاده شده است. (ب) در ساحل چپ رودخانه در پایین دست با روش کراس هول و (ج) در ساحل چپ رودخانه در پایین دست با روش دانه‌ول.

دلیل انتخاب این عمق، شباهت مصالح زیر سطحی، امکان‌پذیری انجام آزمایش و حذف اثر لایه‌های سست سطحی است. برای تأمین سربار به میزان 40 تن از یک دامپتراک^{۱۷} استفاده شد. به منظور تأمین فضای کافی جهت استقرار دامپتراک و همچنین کاهش اثر ناشی از

۳-۳- آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه‌ای به قطر 60 سانتیمتر

آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه‌ای به قطر 60 سانتیمتر در عمق $1/5$ متر از سطح زمین انجام گردید. محل‌های انجام این آزمایش در شکل ۱ نشان داده شده است (PLT3,4 و PLT1,2).

^{۱۷}- Dump Turk

آزمایش نشان داده شده است. آزمایش بارگذاری صفحه در ۴ نقطه در مجاورت گمانه‌های LB و LC انجام شد.



(ب)

(الف)

شکل ۴- مراحل آمده‌سازی و انجام آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه به قطر ۶۰ سانتیمتر، (الف) آمده‌سازی محل، نصب جک بارگذاری و استقرار سریار و (ب) استفاده از دامپتراک برای تأمین عکس‌العمل

عددی نسبت به مقادیر به دست آمده از رابطه (۲) را نشان می‌دهد.

جدول ۲- خلاصه نتایج آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه‌ای به قطر ۶۰ سانتیمتر

شماره آزمایش	مدول تغییرشکل‌پذیری (kg/cm^2)	براساس فرمول (۲)	براساس مدل‌سازی
PLT1	۳۲۵۷	۳۵۹۶	۳۰۷۱
PLT2	۲۷۷۶	۳۰۷۱	۳۴۶۷
PLT3	۳۱۳۹	۳۴۶۷	۲۵۳۵
PLT4	۲۳۰۰	۲۳۰۰	۱۲۰

۳-۴- آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه‌ای به قطر ۱۲۰ سانتیمتر

به دلیل وجود قطعات درشت‌دانه و به جهت بررسی تأثیر اندازه دانه‌ها بر نتایج آزمایش بارگذاری صفحه در مرحله سوم مطالعات، آزمایش بارگذاری صفحه بزرگ‌مقیاس انجام شد. در این آزمایش از صفحه دایره‌ای به قطر ۱۲۰ سانتیمتر استفاده گردید. جهت رسیدن به سطح تنش مورد نظر، عکس‌العملی معادل ۱۶۰ تن تأمین شد. تأمین چنین نیرویی با استفاده از سریار متعارف غیرممکن بوده، بنابراین از شمع‌های کششی و تیر بارگذاری استفاده شد. مراحل انجام این آزمایش در شکل ۵ نشان داده شده است.

خاکبرداری، گودالی به عرض ۴ و طول ۹ متر در محل انجام آزمایش حفر گردیده است. در شکل ۴ مراحل انجام

جهت محاسبه مدول تغییرشکل‌پذیری از رابطه (۲)

استفاده گردید [۲۱]:

$$E = \frac{Q}{\delta D} (1 - v^2) \times I \quad (2)$$

در این رابطه، E مدول تغییرشکل‌پذیری، Q نیروی قائم، δ نشست متناظر با نیروی قائم، D قطر صفحه، v ضریب پواسون و I ضریب اصلاحی است. با در نظر گرفتن شبیه بخش خطی منحنی بار-نشست، نسبت Q/δ تعیین و با مشخص بودن قطر صفحه (D=60 & 120 cm) و ضریب پواسون $v=0.3$ و ضریب اصلاحی $I=1$ ، مدول تغییرشکل‌پذیری تعیین شد. به منظور در نظر گرفتن اثر خاکبرداری و همچنین حضور دامپتراک، نحوه آزمایش بارگذاری صفحه‌ای با در نظر گرفتن ابعاد صفحه، عمق گود و تغییرشکل‌های اندازه‌گیری شده، با استفاده از مدل‌سازی توسط نرم افزار پلکسیس سه بعدی^{۱۸} تحلیل و با آنالیز برگشتی، مدول تغییرشکل‌پذیری مصالح نیز تعیین گردید.

در جدول ۲ مدول‌های تغییرشکل به دست آمده از آزمایش بارگذاری براساس دو روش مختلف ارائه شده است. مقایسه نتایج ضمن بیان تطابق خوب بین دو روش، افزایش ۱۰ درصدی مقادیر اندازه‌گیری شده در مدل‌سازی

¹⁸- Plaxis 3D



شکل ۵- آماده سازی سیستم بارگذاری صفحه بزرگ مقیاس با استفاده از صفحاتی به قطر ۱۲۰ سانتیمتر، (الف) حفر چاهک و اجرای شمع‌های کششی برای ایجاد تکیه‌گاه و (ب) نصب تیر بارگذاری به همراه تجهیزات آزمایش

با استفاده از رابطه (۲) را نشان می‌دهد. بنابراین با افزایش قطر صفحه، اختلاف بین مقادیر به دست آمده از رابطه (۲) و مدل‌سازی عددی افزایش یافته است.

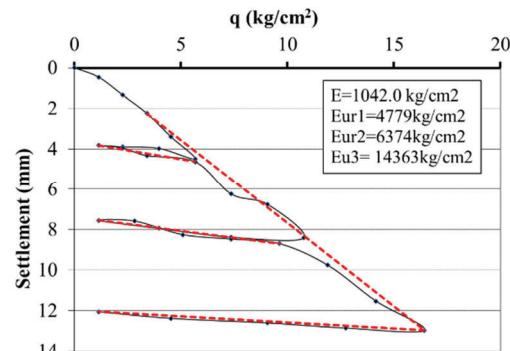
جدول ۳- خلاصه نتایج آزمایش بارگذاری صفحه با صفحه‌ای به قطر ۱۲۰ سانتیمتر

براساس مدل سازی براساس رابطه (۲)	مدول تغییرشکل پذیری (kg/cm^2)	شماره آزمایش
۱۴۳۱	۱۱۰۸	LPLT1
۱۳۷۷	۱۰۴۲	LPLT2

۴- تجزیه و تحلیل

بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی صورت گرفته در منطقه به همراه اطلاعات بدست آمده از حفر چاهک‌های دستی و مقایسه پروفیل‌های زمین‌شناسی مهندسی زیر سد و ساحل چپ نشان می‌دهد که امکان مشاهده خاک زیر سد در ساحل چپ پایین‌دست وجود دارد. هرچند یافته‌های زمین‌شناسی مهندسی شباهت بین مصالح زیر سد و مصالح ساحل چپ پایین‌دست را نشان می‌دهد، ولی نتایج آزمایش تعیین سرعت موج برخی نشان‌دهنده اختلاف سرعت بین این مصالح است. این اختلاف برای مصالح قرار گرفته از سطح زمین تا عمق ۱/۵ متر ساحل چپ ناشی از تاریخچه تنفس (بارگذاری ناشی از وزن سد ساخته شده) و هوازدگی بوده و برای مصالح قرار گرفته از عمق ۱/۵ تا ۱۰ متر بدلیل تاریخچه تنفس و برای عمق بیشتر از ۱۰ متر بدلیل تغییر در جنس مصالح (لایه شماره ۴ در شکل ۲-الف) است.

آزمایش بارگذاری صفحه بزرگ مقیاس در مجاور نقاط آزمایش بارگذاری صفحه ۶۰ سانتیمتر انجام گردید. این نقاط در شکل ۱ با علائم LPLT1، LPLT2 مشخص شده است. نمودار تغییرات بار-نشست برای یکی از آزمایش‌های بارگذاری انجام شده در شکل ۶ نشان داده شده است. همچنانی با استفاده از رابطه (۲)، مدول تغییرشکل پذیری محاسبه و نتایج آن در جدول ۳ ارائه شده است. مشابه روشهای برای آزمایش بارگذاری با صفحه به قطر ۶۰ سانتیمتر گفته شد نتایج آزمایش بارگذاری صفحه بزرگ مقیاس با استفاده از مدل‌سازی توسعه نرم‌افزار پلکسیس سه‌بعدی نیز تحلیل و مقادیر بدست آمده از این تحلیل در جدول ۳ نشان داده شده است.



شکل ۶- منحنی بار-نشست در آزمایش بارگذاری صفحه ای LPLT2

مقایسه نتایج بدست آمده از رابطه (۲) و مدل‌سازی عددی، افزایش ۳۰ درصدی مقادیر اندازه‌گیری شده در مدل‌سازی عددی نسبت به مقادیر محاسبه شده

در ساحل چپ شده است. آزمایش‌های بارگذاری صفحه در عمق $1/5$ متر از سطح زمین در ساحل چپ سد انجام گردیده، بنابراین عمق تحت تأثیر بار اعمال شده (منطقه حباب تنفس) حداقل $7/5$ متر نسبت به محل قرارگیری صفحه بارگذاری است. منحنی تغییرات سرعت موج برشی با عمق (شکل ۲-الف)، میانگین سرعت موج برشی در عمق تحت تأثیر صفحه بارگذاری را حدود 660 متر بر ثانیه نشان می‌دهد. از طرف دیگر، میانگین سرعت موج برشی در مصالح زیر سد حدود 740 متر بر ثانیه تعیین شده، با توجه به شباهت خاک دو محل تفاوت سرعت موج برشی ناشی از تفاوت تاریخچه تنفس در دو محل است. خاک زیر سد بهدلیل بار ناشی از سد، فشرده‌تر شده و سرعت موج برشی در آن $1/12$ برابر خاک ساحل چپ است. با توجه به اینکه مدول تغییرشکل‌پذیری با توان دوم سرعت موج برشی رابطه مستقیم دارد [۱۰]، بنابراین می‌توان انتظار داشت که مدول تغییرشکل‌پذیری مصالح زیر بستر سد 25% بیشتر از مدول تغییرشکل‌پذیری محاسبه شده برای مصالح ساحل چپ باشد. بر این اساس مدول تغییرشکل‌پذیری مصالح زیر سد 1750 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع پیشنهاد شد.

با توجه به اینکه در ساحل چپ پایین‌دست رودخانه آزمایش تعیین سرعت موج برشی و بارگذاری صفحه صورت گرفته، بنابراین امکان مقایسه مدول تغییرشکل‌پذیری در کرنش‌های پایین و بالا وجود دارد. بر این اساس، نسبت مدول تغییرشکل‌پذیری اندازه‌گیری شده در کرنش‌های پایین به کرنش‌های بالا حدود 17 می‌باشد. نسبت مدول تغییرشکل‌پذیری در کرنش‌های بالا و پایین قبل از توزیع چشمی (۱۳۸۵) برای بخشی از آبرفت‌های درشتدانه تهران بین 12 تا 16 گزارش شده است [۱].

۵- نتیجه‌گیری

مقایسه نتایج آزمایش بارگذاری صفحه با ابعاد 60×120 سانتیمتر نشان می‌دهد که مدول تغییرشکل‌پذیری بهدست آمده از آزمایش بارگذاری با صفحه 60×120 سانتیمتری حدود $2/7$ برابر مقدار اندازه‌گیری شده از آزمایش با صفحه 120 سانتیمتری است. این موضوع نشان‌دهنده اثر اندازه دانه‌ها بر نتایج بهدست آمده است. بنابراین توجه به ابعاد صفحه بارگذاری در مقایسه با بزرگترین بعد دانه‌ها بسیار حائز اهمیت است. استفاده از صفحات با ابعاد کوچک برای مصالح درشتدانه مقادیر بزرگتری برای مدول تغییرشکل از مقدار واقعی بهدست می‌دهد.

جهت پیشنهاد مدول تغییرشکل‌پذیری با توجه به بافت مصالح از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه به قطر 120 سانتیمتر به همراه روش مقایسه‌ای استفاده گردید. خاک زیر سد با خاک محل آزمایش بارگذاری (ساحل چپ) از نظر طبقه‌بندی مقایسه شد. خاک قرار گرفته در زیر سد خاک شنی همراه با ماسه سیلتی است. خاکی که در ساحل چپ آزمایش بارگذاری بر روی آن انجام گرفته خاک شنی همراه با رس سیلتی است. در جدول ۴ این دو خاک از نقطه‌نظر توزیع اندازه ذرات و شاخص خمیری مقایسه شده‌اند. بر این اساس، خاک زیر سد با خاک محل آزمایش بارگذاری از نظر طبقه‌بندی مشابه هستند.

جدول ۴- مقایسه توزیع اندازه ذرات و شاخص خمیری لایه ۱ و ۲ زیر بستر سد و ساحل چپ پایین‌دست

لایه دو	لایه ۱	
GC-GM	GM	طبقه‌بندی متحد
۵۲	۶۰	درصد شن و بزرگتر
۲۲	۲۶	درصد ماسه
۳۰	۱۴	درصد سیلت و رس
۵	-	شاخص خمیری

خاک دو محل از نظر تاریخچه تنفس با هم متفاوت هستند. خاک زیر سد بهدلیل بار ناشی از احداث سد در دوره زمانی 40 ساله (از زمان ساخت تا زمان انجام آزمایش) متحمل تنفس بیشتری نسبت به خاک قرار گرفته

- نسبت مدول تغییرشکل پذیری در کرنش‌های پایین به دست آمده از آزمایش‌های تعیین سرعت موج بر شی (به مدول تغییرشکل پذیری در کرنش‌های بالا (به دست آمده از آزمایش‌های بارگذاری صفحه) در مصالح درشت‌دانه برای خاک این منطقه حدود ۱۷ می‌باشد.
- مقایسه نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه با صفحات به قطر ۶۰ و ۱۲۰ سانتی‌متر نشان‌دهنده تأثیر اندازه دانه‌ها بر مدول تغییرشکل پذیری اندازه‌گیری شده می‌باشد به نحوی که در این مطالعه با کاهش قطر صفحه بارگذاری از ۱۲۰ به ۶۰ سانتی‌متر افزایش ۲/۷ برابری در مدول تغییرشکل پذیری به وجود آمده است.

قدردانی

از شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران و مؤسسه مهندسین مشاور ساحل به خاطر همکاری در تهیه این مقاله تشکر و قدردانی به عمل می‌آید.

- هدف اصلی از انجام مطالعات زمین‌شناسی مهندسی در این ساختگاه، تعیین دقیق مدول تغییرشکل پذیری خاک زیر پی سد ساخته شده می‌باشد. با توجه به موارد ذکر شده در این مقاله می‌توان چنین نتیجه گیری کرد:
- نقش زمین‌شناسی مهندسی به عنوان یک فعالیت اصلی در شناسایی‌های ساختگاه به منظور تعیین و تشخیص دقیق شرایط زمین‌شناسی و ایجاد انطباق بین وضعیت‌های زیرسطحی در محل‌هایی که امکان شناسایی‌های مستقیم وجود ندارد، حائز اهمیت است.
- مقایسه نتایج به دست آمده از حفاری‌های اکتشافی و آزمایش‌های بر جای انجام شده در محل سازه اصلی و محل‌های مشابه که امکان شبیه‌سازی شرایط زمین‌شناسی در آنها وجود دارد، باعث حل مشکل، کاهش هزینه‌ها و بهبود روش‌ها می‌شود.
- تعیین سرعت موج بر شی برای ایجاد انطباق بین شرایط زیرسطحی در محل ساختگاه اصلی و محل‌های مشابه برای تخمین پارامتر تغییرشکل پذیری قابل کاربرد است.

مراجع

- [1] Tepel, R. E. (2009). "The core attributes of engineering geology: a US perspective", *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 22(1), 273-276.
- [2] Das, B. M. (1993). *Principles of soil dynamics*, PWS-KENT Publ. Comp., Boston..
- [3] Bell, F. G., & Malone, A. W. (1993). "Engineering geology", *Engineering Geology*. 36(3), 316.
- [4] Bock, H. (2009). "Core values, competences and issues in engineering geology: a European perspective", *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 22(1), 287-295.
- [5] Fakher, A., Cheshomi, A., & Khamechian, M. (2007). "The addition of geotechnical properties to a geological classification of coarse grain alluvium in a pediment zone", *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*. 40(2) 163-174.
- [6] Samadian, B. & Fakher, A. (2016). "Proposing a framework to combine geological and geotechnical information for city planning in Sanandaj (Iran)", *Engineering Geology*, 209, 1-11.
- [7] Cheshomi, A. (2006). "Study of mechanical properties of coarse-grained alluvium in Tehran based on geological composition and mechanical experiments", *PhD Thesis in Engineering Geology*, Tarbiat Modares University.
- [8] Marache, A., Dubost, J., Breysse, D., Denis, A. & Dominique S. (2009). "Understanding subsurface geology and geotechnical complexity at various scale in urban soils using a 3D model", *Georisk*, 3(4), 192-205.
- [9] Chung, S. G., Ryu, C. K., Jo, K. Y., & Huh, D. Y. (2005). "Geological and geotechnical characteristics of marine clays at the Busan new port", *Mar Georesour Geotechnol*, 23(3), 235–251.
- [10] Andriamamonjisoa, S. N., & Hubert-Ferrari, A. (2019). "Combining geology, geomorphology and geotechnical data for a safer urban extension: application to the Antananarivo capital city (Madagascar)", *Journal of African Earth Sciences*, 151, 417-437.

- [11] Akter, S., Ali, R. M. E., Karim, S., Khatun, M., & Alam, M. F. (2018). "Geomorphological, geological and engineering geological aspects for sustainable urban planning of Mymensingh City, Bangladesh", *Open Journal of Geology*, 8(07), 737-753.
- [12] Dadkhah, R., Ghafoori, M., Lashkaripour, G. R., & Hafezi Moghaddas, N. (2016). "Geological engineering model for quaternary deposits in Isfahan City, Iran", *Comptes Rendus de L Academie Bulgare des Sciences*, 69(11), 1463-1472.
- [13] Cheshomi, A., Ramazennejad, R., & Fakher, A. (2019). "Development of Tehran alluvium classification based on geological characteristics and geotechnical parameters", *Scientific Quarterly Journal of Iranian Association of Engineering Geology*, 11(1), 65-79.
- [14] Mohammadi, M., Fatemi Aghda, S. M., Talkhablou, M., & Cheshomi, A., (2020). "Introducing a comprehensive geological and geotechnical classification for urban planning and design, a case study in Isfahan (Iran)", *Geotechnical and Geological Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01471-7>.
- [15] Fookes, P. G. (1970). "Geology for engineers: the geological model, prediction and performance", *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 30, 293-424.
- [16] Griffiths, J. S. (2009). "Engineering geology core values: a UK perspective". Culshaw, MG., Reeves, HJ., Jefferson, I. & Spink, TW. (eds) *Engineering Geology for Tomorrow's Cities*", *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 22, 277-280.
- [17] Sahel Consulting Engineers. (2012). *Consulting engineering services for geotechnical studies of Gotvand regulating dam height increase project*, final report.
- [18] ASTM D4719. (1994). "Standard test method for pressuremeter testing in soils", *Annual Book of ASTM Standard*. West Conshohocken.
- [19] ASTM D 7400. (2000). "Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing", *Annual Book of ASTM Standard*. West Conshohocken.
- [20] ASTM D4428 / D4428M. (2014). "Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing", *Annual Book of ASTM Standard*. West Conshohocken.
- [21] ASTM D 1194, (2000). "Standard Test Methods for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings", *Annual Book of ASTM Standard*. West Conshohocken.

یک سیستم تصمیم یار فازی برای انتخاب سقف و اسکلت بناء

پدرام حسینی

استادیار، دانشکده
مهندسی، مرکز آموزش عالی
 محلات، محلات، ایران
پست الکترونیک:
p.hosseini@mahallat.ac.ir

محمد خلیلی درمنی*

استادیار، باشگاه پژوهشگران و
نخبگان جوان، واحد خمین،
دانشگاه آزاد اسلامی، خمین،
ایران
پست الکترونیک:
md.khalili@gmail.com

طراحی سازه‌های با مقاومت کافی در برابر بارهای واردہ با کمترین خسارات جانی و مالی از وظایف طراحان سازه است. تا به حال سیستم‌های دیافراگم متفاوتی برای پوشش سقف سازه‌ها ارائه شده‌اند و هر کدام از این نوع سقف‌ها برای یک نوع اسکلت سازه‌ای مناسب هستند. بنابراین انتخاب نوع اسکلت و سقف سازه از اهمیت زیادی برخوردار است. هدف اصلی از پژوهش حاضر، استفاده از سیستم تصمیم‌یار به منظور ارائه مدلی برای طراحان سازه، پیمانکاران و سایر کارشناسان ساختمانی برای انتخاب سقف و اسکلت بنا است. در این مقاله، از تکنیک‌های تحلیل سلسله‌مراتبی و یکور فازی برای حل این مساله استفاده شده است. ابزار گردآوری داده در این تحقیق پرسشنامه است و نتایج نشان می‌دهد که برای ساختمان‌های متعارف استفاده از سقف تیرچه بتنی به همراه اسکلت بتنی گزینه با اولویت بالاتر است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که ساختمان‌های با سقف تیرچه و بلوك و اسکلت بتن آرمه مناسب‌ترین و سقف تیرچه و بلوك با اسکلت آجری و سقف طاق ضربی بدترین انتخاب از دید افراد خبره برای انتخاب سقف و اسکلت بنا هستند. از جمله مهمترین دلایل این نتیجه سهولت اجرا و هزینه مناسب ساختمان‌های با سقف تیرچه و بلوك و اسکلت بتن آرمه می‌باشد.

وازگان کلیدی: سیستم تصمیم‌یار، روش یکور فازی، طراحی سازه، انتخاب نوع اسکلت سازه و سقف.

۱- مقدمه

دارد و انتخاب نوع اسکلت و سقف سازه بستگی به عوامل متعددی از قبیل توانایی مالی کارفرما، کاربری سازه، فاصله دهانه‌های ستون‌ها، نقشه معماری ارائه شده، زمان اجراء، صلابت دیافراگم سازه و غیره دارد. اسکلت‌های رایج برای احداث سازه‌ها دو نوع فولادی و بتن مسلح هستند که انواعی خاصی از دیافراگم می‌توانند برای هر کدام از آنها به کار روند. بنابر موارد ذکر شده انتخاب نوع سیستم اسکلت سازه و سقف آن وابسته به عوامل بسیار متعددی است.

در پژوهش حاضر، انتخاب سیستم اسکلت سازه و سقف با رویکرد استفاده از روش‌های تصمیم‌گیری چندمعیاره مورد بررسی قرار گرفته است. استفاده از یک سیستم تصمیم‌یار می‌تواند در کاهش هزینه‌ها، افزایش

نیروی وارد شده بر یک ساختمان در اثر زلزله مناسب با جرم آن است و هرچه از صالح سنگین‌تری استفاده شود، وزن سازه بیشتر می‌گردد و در نتیجه نیروهای جانبی بیشتری بر ساختمان وارد می‌شوند [۱]. یکی از عوامل تأثیرگذار بر وزن سازه وزن اسکلت سازه و نوع سقف انتخابی است. بنابراین انتخاب نوع سقف و اسکلت بنا تأثیر زیادی بر وزن سازه و نیروهای وارد بر آن

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۰۹/۱۵، بازنگری ۱۳۹۹/۱۰/۱۲، پذیرش ۱۳۹۹/۱۰/۱۶.
DOI: 10.22091/cer.2021.6321.1219

صلاحیت پیمانکاران مورد استفاده قرار گرفته است. با استفاده از تحلیل سلسله مراتبی معیارهای تعیین صلاحیت را در اولویت قرار گرفت و برای انتخاب بهترین پیمانکاران برای انجام پروژه، لیست پیمانکاران با ترتیب نزولی تهیه شده است. در این مقاله، تصمیم‌گیری گروهی با استفاده از تحلیل سلسله مراتبی ارائه شده است [۳].

سیستم تحلیل سلسله مراتبی برای انتخاب مناسب‌ترین فرآیند بتن‌ریزی برای یک محصول مشخص ارائه شده است. ساختار سلسله مراتبی به تصمیم‌گیرنده اجازه می‌دهد تا فرآیندهای مختلف بتن‌ریزی را با استفاده از مناسب بودن و انعطاف‌پذیری مواد، پیچیدگی هندسی، تحمل ابعاد و عمل‌آوری سطح و هزینه به عنوان معیارهای انتخاب مقایسه کند. تحقیق ذکر شده با ارائه یک مثال عددی برای نشان دادن اثربخشی روش پیشنهادی برای انتخاب فرآیند بتن‌ریزی مناسب ارائه داده است [۴].

ونگ^۳ و همکاران با هدف شناسایی شاخص‌های کلیدی هوشمندسازی و ایجاد مدل‌های تصمیم تحلیلی برای ارزیابی هوش سیستم‌های ساختمان دو پژوهش ارائه دادند. آنها در مجموع ۶۹ شاخص کلیدی هوشمند برای هشت سیستم اصلی ساختمان شناسایی کردند [۵]. فرایند شبکه تحلیلی، برای اولویت‌بندی شاخص‌های هوشمند و توسعه مدل برای محاسبه نمره هوشمند سیستم و اندازه‌گیری هوش سیستم برای سیستم‌های هوشمند ساختمان ارائه شده است. همچنین، تصمیم گیرنده‌گان را قادر می‌سازد تا روابط متقابل بین ویژگی‌های هوشمند و اهداف عملیاتی ساختمان را در نظر بگیرند. کاربرد روش ارائه شده آنها با استفاده از یک پروژه ساختمانی هوشمند به عنوان مطالعه موردی صورت گرفته است. سهم اصلی تحقیق ذکر شده ترویج و تقویت درک از شاخص‌های کلیدی هوشمندسازی و ایجاد یک چارچوب سیستمی است [۶ و ۷].

کیفیت، زمان اجرا و به طور کلی انتخاب هوشمندانه کمک شایانی کند. در این سیستم با در نظر گرفتن شرایط عدم‌قطعیت و با کمک از تئوری فازی، با استفاده از روش ویکور فازی^۱ به رتبه‌بندی گزینه‌ها (شامل سقف و نوع اسکلت) پرداخته می‌شود و برای این منظور وزن و رتبه عوامل مؤثر بر این گزینه‌ها با استفاده از روش تحلیل سلسله مراتبی فازی^۲ رتبه‌بندی می‌شوند. از آنجاکه هر کدام از این عوامل، اهمیت و ارتباط یکسانی ندارند، ارتباط ووابستگی بین عوامل مؤثر بر انتخاب سقف و اسکلت سازه با استفاده از روش تحلیل سلسله مراتبی در شرایط فازی تعیین می‌شود.

در بخش دوم از مقاله حاضر، کارهای گذشته بیان شده‌اند، در بخش سوم بیان مسأله و در آخرین بخش نتیجه‌گیری ارائه شده است.

۲- کارهای گذشته

برای کارشناسان، مهندسان و مدیران، تصمیم‌گیری در ردیف مهم‌ترین وظایف قرار دارد و توان آن‌ها در تجزیه و تحلیل داده‌ها به منظور اخذ تصمیمات مناسب نقش مهمی در موفقیت و اثربخشی مدیریت و سازمان دارد [۲]. در حقیقت، سیستم تصمیم‌گیری زیرمجموعه‌ای از سیستم‌های اطلاعاتی تعریف می‌گردد که توانایی تحلیل رفتارهای گذشته و ارائه توصیه‌هایی برای مسائل جاری را دارد می‌باشد. در ادامه تحقیقات اخیر در سیستم تصمیم‌گیری و رتبه‌بندی عوامل مؤثر در مهندسی عمران ارائه شده است.

در سال ۲۰۰۱ کاربرد روش تحلیل سلسله مراتبی در مدیریت پروژه مورد استفاده قرار گرفت. در این پژوهش، فرایند تحلیلی سلسله مراتبی به عنوان یک روش تصمیم‌گیری بالقوه برای استفاده در مدیریت پروژه ارائه می‌شود. ساختار سلسله مراتبی به عنوان معیار تعیین

³- Wong

^۱- Fuzzy Viktor

^۲- Fuzzy AHP

لوآ^۵ و همکاران در سال ۲۰۲۰ یک روند سلسله مراتبی فازی را برای ارزیابی خطر زیرساخت‌های کلان شهر مربوط به فرونشست زمین ارائه داند. اعداد فازی برای بیان اهمیت نسبی بین عوامل ارزیابی استفاده شده است. در تحقیق ذکر شده پرسشنامه جدیدی برای جمع‌آوری قضاوت از متخصصان مشاوره ارائه شده است. خطرات ارزیابی شده با استفاده از روند سلسله مراتبی فازی در مکان‌هایی با زیرساخت‌های قابل توجه بیشتر از آنهایی است که با استفاده از روند سلسله مراتبی ارزیابی شده است. بنابراین توانستند از روش سلسله مراتبی فازی با پرسشنامه جدید استفاده کنند تا به طور مؤثر ریسک‌های بالای زیرساخت‌های صنعتی مربوط به فرونشست زمین را به دست آورند. بنابر تحقیق آنها، مشاهده شد که پیشگیری از نشت زمین در دستورالعمل‌های مدیریت دولتی به اندازه کافی ریسک‌ها را در نظر نمی‌گیرند [۱۲].

۳- بررسی چگونگی حل مسائل

هدف از پژوهش حاضر، رتبه‌بندی انواع ترکیب ممکن برای انتخاب سقف و اسکلت ساختمان است که برای این منظور، گزینه‌ها و عوامل مؤثر بر انتخاب آن‌ها معرفی شده و سپس از سیستم تصمیم‌گیری برای انتخاب گزینه برتر استفاده می‌شود. ابزار گردآوری داده در این تحقیق، پرسشنامه است که پس از تأیید روایی و پایایی پرسشنامه، داده‌های تحقیق گردآوری می‌شوند. عوامل مؤثر بر انتخاب سقف و اسکلت بنا با استفاده از روش تحلیل سلسله‌مراتبی فازی وزن‌دهی می‌شوند و سپس انواع سقف و اسکلت بنا، با در نظر گرفتن وزن‌های به دست آمده و با استفاده از روش ویکور فازی رتبه‌بندی می‌شوند. با توجه به نتایج روش‌های تحلیل سلسله‌مراتبی فازی و ویکور فازی، راهکارهای مناسب برای طراحان

داگدروین^۴ با استفاده از فرایند تحلیلی سلسله مراتبی برای تجزیه و تحلیل ساختار مسئله انتخاب تجهیزات و تعیین وزن معیارها برای به دست آوردن رتبه‌بندی نهایی و تجزیه و تحلیل حساسیت با تغییر وزن استفاده کرد [۸]. به منظور ارزیابی ثبات و پایداری روش‌های مختلف ساخت پل، مدل تحلیل سلسله‌مراتبی معرفی شد. یکی از چالش‌های بزرگ در معماری، سازگاری با محیط‌زیست است، به طوری که کمترین آسیب به این میراث گرانبهای وارد شود. برای محافظت از این میراث گرانبهای می‌توان از استراتژی‌های مناسب در طراحی معماری و اتخاذ رویکردهای منطقی در تصمیم‌گیری استفاده کرد [۹].

محققان برای تقویت فرایند انتخاب مواد بادوام برای پروژه‌های ساختمانی، روش تحلیل سلسله مراتبی را توسعه دادند. در این مقاله، به منظور در نظر گرفتن سه ستون مقاومتی، روش تحلیل سلسله مراتبی براساس اعداد فازی مثلثی مورد استفاده قرار گرفت تا اولویت‌ها در میان معیارها مشخص شوند. سپس این معیارها از طریق تجزیه و تحلیل ترکیب شدند [۱۰].

در سال ۲۰۱۷ روش جدیدی برای تعیین وزن معیارها و گزینه‌ها در فرایند سلسله مراتبی فازی با استفاده از روش جدیدی برای یافتن مقادیر ویژه و بردارهای ویژه معیارها و گزینه‌های دیگر پیشنهاد شد. وزن‌های فازی محلی و کلی با استفاده از برنامه‌ریزی خطی تعیین شدند. تحقیق ارائه شده فرمولی برای رتبه‌بندی اعداد فازی با کاهش میانگین فازی تعمیم یافته نیز ارائه داده است، زیرا رتبه‌بندی با ضریب تغییرات همیشه قابل اعتماد نیستند. در مطالعه ارائه شده، از داده‌های ورودی نادقيق نتایج با دقت مناسب و مفیدی برای رتبه‌بندی منطقی گزینه‌های به دست آمده است [۱۱].

^۵- Lyu

^۴- Dağdeviren

جدول ۱- طیف زبانی لیکرت

عدد فاصلی	مخلف	متغیر زبانی
(۱, ۱, ۳)	VL	اهمیت خیلی کم
(۱, ۳, ۵)	L	اهمیت کم
(۳, ۵, ۷)	M	اهمیت متوسط
(۵, ۷, ۹)	G	اهمیت زیاد
(۷, ۹, ۹)	VG	اهمیت خیلی زیاد

۱-۳- عوامل و گزینه‌های مسئله

براساس نظر افراد خبره و متخصصان حوزه ساختمان، ۱۱ عامل تأثیرگذار که در جدول ۲ نشان داده شده است به عنوان عوامل اصلی انتخاب نوع سازه یک بنا مورد استفاده قرار گرفته و گزینه‌های ممکن برای اجرای یک بنا برابر ۲۰ گزینه مدنظر قرار گرفت که در جدول ۳ مشاهده می‌شود.

سازه، پیمانکاران و سایر کارشناسان ساختمانی برای انتخاب سقف و اسکلت بنا ارائه می‌شوند.

برای انجام تحقیق، دو پرسشنامه طراحی شد که پرسشنامه اول، عوامل مؤثر در انتخاب گزینه‌ها را مورد بررسی قرار می‌دهد و به روش تحلیل سلسله‌مراتبی فازی رتبه‌بندی می‌شوند. این پرسشنامه، شامل ۱۵ سؤال، عوامل مؤثر بر انتخاب سقف و اسکلت بنا را بر مبنای مقایسات زوجی و متغیرهای زبانی مشخص و وزن هر معیار را تعیین می‌کند. در این پرسشنامه از پاسخگویان خواسته می‌شود تا میزان اهمیت هریک از عوامل در مقایسه با سایر عوامل را ارائه بدنهند که متغیرهای زبانی نظردهنگان با استفاده از طیف لیکرت مطابق جدول ۱ به اعداد فازی مثلثی تبدیل شدند. در پرسشنامه دوم از پاسخگویان خواسته شده است تا میزان برتری هریک از گزینه‌های ممکن برای اجرای سقف و اسکلت بنا را با استفاده از متغیرهای زبانی تعیین کنند.

جدول ۲- عوامل مؤثر بر انتخاب سقف و اسکلت بنا

عامل	توصیف
F1	میزان عایق بودن صوتی و حرارتی
F2	دوار در مقابل آتش سوزی
F3	سبکی
F4	صف و هموار بودن
F5	کاهش هزینه‌های اضافه و تجهیزات مورد نیاز
F6	سرعت و سهولت اجرا
F7	امکان اجرای همزمان
F8	یکپارچگی سقف و اسکلت
F9	کاهش میزان مصرف مصالح
F10	کاهش زمان لازم برای پیاده‌سازی
F11	نیروی متخصص مورد نیاز

برای تعیین وزن عوامل مؤثر استفاده شده است که برای این موضوع از تعدادی افراد خبره و متخصص حوزه ساختمان خواسته شده است که اهمیت نسبی هریک از عوامل را با استفاده از طیف زبانی بیان کنند. به منظور رتبه‌بندی معیارهای مؤثر در انتخاب سقف و اسکلت از روش تحلیل سلسله‌مراتبی استفاده شده که مبتنی بر

۲-۳- رتبه‌بندی عوامل مؤثر بر انتخاب سقف و اسکلت بنا

فرآیند تحلیل سلسله‌مراتبی، روش تصمیم گیری چند شاخصه است که اساس این روش بر مقایسات زوجی نهفته است. در این مقاله از تحلیل سلسله‌مراتبی فازی

مقایسات زوجی (دو به دو) است که با توجه به وجود ۱۱ عامل مؤثر، یک ماتریس 11×11 تشکیل می‌گردد

جدول ۳- انواع گزینه‌های ممکن برای اجرای سقف و اسکلت بنا

گزینه	توصیف
A1	سقف طاق ضربی با اسکلت فلزی
A2	سقف طاق ضربی با اسکلت آجری
A3	سقف دال بتی (یک طرفه و دوطرفه) با اسکلت بتی
A4	سقف تیرچه و بلوك با اسکلت آجری
A5	سقف تیرچه و بلوك با اسکلت فلزی
A6	سقف تیرچه و بلوك با اسکلت بتی
A7	سقف تیرچه و بلوك با اسکلت پیچ و مهره‌ای
A8	سقف کامپوزیت با اسکلت پیچ و مهره‌ای
A9	سقف کامپوزیت با اسکلت فلزی
A10	سقف تیرچه پیش‌تنیده با اسکلت بتی
A11	سقف کرومیت با اسکلت بتی
A12	سقف کرومیت با اسکلت فلزی
A13	سقف کرومیت با اسکلت آجری
A14	سقف کرومیت با اسکلت پیچ و مهره‌ای
A15	سقف عرشه فولادی با اسکلت فلزی
A16	سقف عرشه فولادی با اسکلت فلزی
A17	سقف کوبیاکس با اسکلت بتی
A18	سقف روپیکس با اسکلت بتی
A19	سقف روپیکس با اسکلت فلزی
A20	سقف روپیکس با اسکلت پیچ و مهره‌ای

برای دیگر معیارها نیز انجام داده و وزن نسبی را محاسبه می‌کنیم.

$$A = \begin{bmatrix} (1,1,1) & (a_{12}, b_{12}, c_{12}) & \dots & (a_{1n}, b_{1n}, c_{1n}) \\ (a_{21}, b_{21}, c_{21}) & (1,1,1) & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ (a_{n1}, b_{n1}, c_{n1}) & (a_{n2}, b_{n2}, c_{n2}) & \dots & (1,1,1) \end{bmatrix}$$

گام دوم به این ترتیب که برای هریک از سطرهای مقایسات زوجی، ارزش S_{ik} که خود یک عدد فازی مثلثی است، به دست آمده است. معیارها دو به دو با یکدیگر مقایسه شده است. میزان اهمیت هریک نسبت به معیار مقابل با استفاده از بازه عددی ۱ تا ۹ محاسبه شده است.

در گام اول، ماتریس مقایسه زوجی برای هر معیار به طور جداگانه تشکیل داده می‌شود و گزینه‌ها دو به دو با هم مقایسه می‌شوند. تشکیل ماتریس مربعی به طوری که سطرهای و ستون‌ها همان معیارهای تصمیم‌گیری باشند و در این ماتریس قطر اصلی همواره برابر ۱ بوده و مقادیر پایین قطر ماتریس معکوس مقادیر متناظر در بالای ماتریس است. ابتدا حاصل جمع هر ستون محاسبه شده و سپس هر عنصر در ماتریس زوجی تقسیم بر حاصل جمع محاسبه شده می‌شود تا ماتریس زوجی نرمالیزه شود. حال مقدار میانگین هر سطر در ماتریس نرمالیزه محاسبه می‌گردد. این مراحل را بهطور مشابه

سایر عناصر آن سطح، یعنی محاسبه متوسط عناصر هرسطر تعیین می‌شود.

$$\begin{cases} V(M_1 \geq M_2) = 1 & \text{if } m_1 \geq m_2 \\ V(M_1 \geq M_2) = hgt(M_1 \cap M_2) & \text{otherwise} \end{cases} \quad (5)$$

$$hgt(M_1 \cap M_2) = \frac{l_2 - u_1}{-(m_1 - u_1) - (m_2 - l_1)} \quad (6)$$

میزان بزرگی یک عدد فازی مثلثی از K عدد فازی مثلثی دیگر از رابطه (7) بدست آمده است.

$$\begin{aligned} V(M_1 \geq M_2, \dots, M_k) &= \dots \\ V(M_1 \geq M_2) \dots V(M_1 \geq M_k) \end{aligned} \quad (7)$$

گام چهارم پس از بدست آوردن میانگین مقادیر هر سطر ماتریس نرمال شده در مرحله قبل که این عدد نشان‌دهنده وزن معیار مربوطه خواهد بود، جمع هر ستون باید برابر یک شود. در آخر، همه سطوح که پیمایش گردید و معیارها مقایسه زوجی شدند، ماتریس نرمالیزه و میانگین هر سطر محاسبه شد، وزن نسبی هر معیار به دست می‌آید. همچنین برای محاسبه وزن شاخص‌ها در ماتریس مقایسات زوجی از رابطه (8) استفاده شده است.

$$w'(x_i) = \min\{v(s_i \geq s_k)\} \quad k = 1, 2, \dots, n, k \neq i \quad (8)$$

بنابراین بردار وزن شاخص‌ها به صورت زیر خواهد بود، که همان بردار ضرایب غیربهنجار تحلیل سلسله‌مراتبی فازی خواهد بود. در نتیجه به طور خلاصه، ابتدا وزن گزینه‌ها نسبت به هر معیار محاسبه شد. سپس وزن معیارها با توجه به هدف محاسبه گردید.

$$w' = [w'(x_1), w'(x_2), \dots, w'(x_n)]^T \quad (9)$$

ارجحیت یک گزینه یا عامل نسبت به خودش مساوی با یک است، بنابراین اصل معکوس بودن یک عامل نسبت به دیگری و ارجحیت یک برای یک عامل یا گزینه نسبت به خودش، دو خاصیت اصلی ماتریس مقایسه‌ای دو به دوی در فرآیند تحلیل سلسله‌مراتبی فازی است. این دو خاصیت باعث می‌شود که برای مقایسه n معیار یا

مجموعه ماتریس‌هایی که به طور عددی اهمیت یا ارجحیت نسبی شاخص‌ها را نسبت به یکدیگر و هر گزینه تصمیم را با توجه به شاخص‌ها نسبت به سایر گزینه‌ها اندازه‌گیری می‌نماید، ایجاد شده است. رابطه زیر این کار با انجام مقایسات زوجی بین عناصر تصمیم و از طریق تخصیص امتیازات عددی که نشان‌دهنده ارجحیت یا اهمیت بین دو عنصر تصمیم است محاسبه گردیده است. سپس با استفاده از میانگین هندسی برای ترکیب مقایسات زوجی وزن‌ها به دست آمده است، یعنی از مدادهای هر سطر میانگین هندسی گرفته شده است که در این روابط، k بیانگر شماره سطر و i و j به ترتیب نشان‌دهنده گزینه‌ها و شاخص‌ها می‌باشد. به عبارت ساده، ابتدا گزینه‌ها نسبت به هر معیار مقایسه شده سپس ماتریس نرمالیزه تشکیل و از هر سطر میانگین گرفته شده است.

$$S_k = \sum_{j=1}^n M_{kj}^j \otimes \left[\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n M_{ij} \right]^{-1} \quad (1)$$

$$\sum_{j=1}^m M_{ij} = (\sum_{i=1}^m l_j, \sum_{i=1}^m m_j, \sum_{i=1}^m u_j) \quad i = 1, 2, 3, \dots, m \quad (2)$$

گام سوم، نرمالایزه کردن است که از میانگین هندسی استفاده می‌شود و هر سطر بر مجموع عناصر ستون میانگین هندسی تقسیم می‌شود. به عبارت دیگر، تقسیم هر عنصر از ماتریس به جمع کل ستون همان عنصر می‌باشد. ستون جدید که حاوی وزن نرمال شده هر معیار است را بردار ویژه می‌گویند. وزن نهایی هر ماتریس همان ستون بردار ویژه است.

$$\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n M_{ij} = \left(\sum_{i=1}^m l_j, \sum_{i=1}^m m_j, \sum_{i=1}^m u_j \right) \quad (3)$$

$$\left[\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m M_{ki}^j \right]^{-1} = \left[\frac{1}{\sum_{i=1}^n u_i}, \frac{1}{\sum_{i=1}^n m_i}, \frac{1}{\sum_{i=1}^n l_i} \right] \quad (4)$$

پس از محاسبه تمام k ‌ها، در این مرحله، طبق روابط (5) و (6) درجه بزرگی هریک از عناصر سطوح بر

گزینه، تصمیم‌گیرنده تنها به $\frac{n(n-1)}{2}$ سوال پاسخ دهد.

جدول ۴- وزن عوامل مؤثر محاسبه شده با روش تحلیل سلسله‌مراتبی فازی

عوامل	میانگین سطر	رتبه	توصیف
F1	۰/۱۶۰۴۱۵	۲	میزان عایق بودن صوتی و حرارتی
F2	۰/۱۳۰۵۰۶	۳	دوم در مقابل آتش سوزی
F3	۰/۱۱۶۴۸۷	۴	سبک بودن
F4	۰/۱۱۳۴۰۱	۵	ضخامت کمتر سقف
F5	۰/۰۸۲۹۵۶	۷	کاهش هزینه‌های اضافه و تجهیزات مورد نیاز
F6	۰/۰۷۵۰۹۱	۸	سرعت و سهولت اجرا
F7	۰/۱۷۶۶۵۶	۱	امکان اجرای همزمان (طبقات)
F8	۰/۰۵۸۷۳۷	۹	یکپارچگی سقف و اسکلت
F9	۰/۱۰۱۳۴۳	۶	کاهش میزان مصرف مصالح
F10	۰/۰۵۲۵۱۶	۱۰	کاهش زمان لازم برای پیاده‌سازی
F11	۰/۰۴۵۸۵۸	۱۱	نیروی متخصص مورد نیاز

استفاده قرار گیرد. مخصوصاً زمانی که تصمیم‌گیرنده (تصمیم‌گیرندگان) به دلیل عدم توان یا عدم شناخت نمی‌توانند اولویت‌شان را در آغاز طراحی یک سیستم بیان کنند.

در اولین گام، ماتریس تصمیم‌گیری گروهی چند شاخصه را در حالت کلی برای گزینه‌ها و معیارها مورد بررسی قرار می‌دهیم. هدف انتخاب بهترین گزینه با استفاده از معیارها مورد نظر می‌باشد. همانطور که گفته شد، برای بدست آوردن وزن هر معیار از روش تحلیل سلسله‌مراتبی استفاده شد. به طوری که w_i امتیاز وزن معیار i است.

فازی‌زدایی روش تبدیل یک مجموعه اعداد فازی به مقادیر غیرفازی به منظور رتبه‌بندی ترتیب آنهاست. بسیاری از روش‌های فازی‌زدایی در دهه گذشته توسعه یافته‌اند. در روش مقدار میانگین، از تفکیک‌های چپ و راست، که علاوه‌بر ساده بودن از همه اطلاعات تابع عضویت استفاده می‌کنند، برای فازی‌زدایی استفاده می‌شود. مجموعه اعداد فازی $A_i = [a_{1i}, a_{2i}, a_{3i}]$ برای $i = 1, \dots, I$ را در نظر بگیرید. مقدار فازی‌زدایی شده \tilde{A}_i

۳-۳- رتبه‌بندی گزینه‌های انتخاب سقف و اسکلت بنا با استفاده از روش ویکور فازی

در این مقاله به منظور رتبه‌بندی گزینه‌های مربوط به سقف و اسکلت، از ویکور فازی استفاده شده است و وزن‌های معیارها از تحلیل سلسله‌مراتبی محاسبه شد. بر این اساس با توجه به وجود ۱۱ عامل و ۲۰ گزینه، یک ماتریس 20×11 تشکیل می‌گردد ($n=11$ و $m=20$).

روش ویکور به عنوان یکی از روش‌های تصمیم‌گیری چند شاخصه، برای حل مسائل تصمیم‌گیری گستته با معیارهای متضاد و غیرقابل اندازه‌گیری توسعه یافته است. این روش، برای رتبه‌بندی و انتخاب از یک مجموعه گزینه‌ها متمرکز شده و جواب‌های سازشی را برای یک مسئله با معیارهای متضاد تعیین می‌کند. این روش قابلیت آن را دارد که تصمیم‌گیرندگان به تصمیم نهایی دست یابند. جواب سازشی یک جواب ممکن به نزدیک‌ترین جواب ایده‌آل بوده و سازش نیز یک توافق در جهت تبادلات دوسویه می‌باشد. روش ویکور یکی از ابزارهای کارآمد برای رتبه‌بندی گزینه‌های ممکن است که می‌تواند برای رتبه‌بندی خدمات مورد نیاز مشتریان مورد

در گام دوم، گزینه‌های ایده‌آل مثبت و منفی براساس قواعد زیر تعیین می‌شوند:

که توسط روش مقدار میانگین نمایش داده می‌شود به صورت رابطه (۱۰) تعریف می‌شود:

$$\tilde{A}_i = \frac{a_{1i} + 2a_{2i} + a_{3i}}{4} \quad (10)$$

$$\tilde{A}^* = \begin{cases} C_1 \rightarrow positive aspect \mid A^* = \max_1 \{\tilde{f}_{11}\} \\ C_1 \rightarrow negative aspect \mid A^* = \min_1 \{\tilde{f}_{11}\} \end{cases} = ((e_1^* f_1^* g_1^*) \dots (e_s^* f_s^* g_s^*)) = (\tilde{f}_1^* \dots \tilde{f}_s^*) \quad (11)$$

$$\tilde{A}^- = \begin{cases} C_1 \rightarrow positive aspect \mid A^- = \min_1 \{\tilde{f}_{11}\} \\ C_1 \rightarrow negative aspect \mid A^- = \max_1 \{\tilde{f}_{11}\} \end{cases} = ((e_1^- f_1^- g_1^-) \dots (e_s^- f_s^- g_s^-)) = (\tilde{f}_1^- \dots \tilde{f}_s^-) \quad (12)$$

در گام سوم و چهارم، مقدار مطلوبیت و عدم مطلوبیت و محاسبه مقدار سودمندی (S_i) و تأسف (R_i) برای هر گزینه محاسبه می‌شود.

برای ایده‌آل‌های مثبت بیشترین مقدار و برای ایده‌آل‌های منفی کمترین مقدار انتخاب می‌شود. در نتیجه برای هر ستون یک ایده‌آل مثبت و یک ایده‌آل منفی خواهیم داشت که ما در اینجا ۱۰ ایده‌آل مثبت و منفی خواهیم داشت.

$$S_i = \sum_j^m \left(w_j \times \frac{f_j^* - f_{ij}}{f_j^* - f_j^-} \right) = (v_i \ s_i \ t_i) \quad (13)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S^+ = \min_i S_i^+ (\min_i v_i \ \min_i s_i \ \min_i t_i) = \dots \\ (v^* \ s^* \ t^*) \\ S^- = \max_i S_i^- (\max_i v_i \ \max_i s_i \ \max_i t_i) = \dots \\ (v^- \ s^- \ t^-) \end{array} \right\} \quad (14)$$

$$R_i = \max_i \left(w_j \times \frac{f_j^* - f_{ij}}{f_j^* - f_j^-} \right) = (P_i \ R_i \ I_i) \dots$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R^+ = \min_i R_i^+ (\min_i p_i \ \min_i r_i \ \min_i I_i) = (P^+ \ R^+ \ I^+) \\ R^- = \max_i R_i^- (\max_i p_i \ \max_i r_i \ \max_i I_i) = (P^- \ R^- \ I^-) \end{array} \right\} \quad (15)$$

تصمیم‌گیرندگان دارد مشخص گردد. معمولاً آن را $5/5$ در نظر می‌گیرند.

در گام ششم، رتبه‌بندی گزینه‌ها براساس شاخص ویکور انجام می‌شود. در این گام گزینه‌ها مطابق با مقادیر Q, S, R در سه گروه از کوچک به بزرگ مرتب می‌شوند. نتیجه آن سه حالت رتبه‌بندی برای مسئله می‌باشد.

که f_j^* نشان‌دهنده ایده‌آل مثبت مربوط به هر ستون و f_j^- ایده‌آل منفی مربوط به هر ستون می‌باشد.

در گام پنجم، شاخص ویکور براساس رابطه (۱۶) محاسبه می‌گردد. بدین صورت که ابتدا باید V که عددی بین صفر تا یک است و تعیین آن بستگی به نظر

$$Q_i = \left(v \times \frac{(s^+ - s^-)}{(s^+ - s^-)} \right) + \left((1-v) \times \frac{(R^+ - R^-)}{(R^+ - R^-)} \right) = \begin{cases} \left(v \times \frac{(v^+ - t^-)}{(v^+ - t^-)} \right) + \left((1-v) \times \frac{(P^+ - I^-)}{(P^+ - I^-)} \right) \\ \left(v \times \frac{(s^+ - s^-)}{(s^+ - s^-)} \right) + \left((1-v) \times \frac{(R^+ - R^-)}{(R^+ - R^-)} \right) \\ \left(v \times \frac{(t^+ - v^-)}{(t^+ - v^-)} \right) + \left((1-v) \times \frac{(I^+ - P^-)}{(I^+ - P^-)} \right) \end{cases} \quad (16)$$

همچنین توافق عمومی یا عدم توافق زمانی حاصل می‌شود که به ترتیب $v \approx 0.5$ و $v < 0.5$ باشد.

اگر یکی از شروط بالا برقرار نشود، آنگاه مجموعه جواب‌های سازشی به صورت زیر پیشنهاد می‌شود:

اگر تنها شرط دوم برقرار نشد، گزینه‌های A_1 و A_2

و اگر شرط اول برقرار نشد، گزینه‌های A_1, A_2, \dots, A_n که A_n گزینه‌ای است در موقعیت n که رابطه

$$Q(A_2) - Q(A_1) \geq \frac{1}{n-1}$$

قابلیت و انعطاف‌پذیری روش پیشنهادی بیانگر آن است که این روش می‌تواند برای سایر مسائل تصمیم‌گیری چند گزینه‌ای در مهندسی عمران مورد استفاده قرار گیرد.

این مقادیر در پژوهش حاضر، به شرح جدول ۵ می‌باشد و فاصله‌های S_i (مقدار ثبات یا سودمندی) و R_i (مقدار عدم ثبات یا تأسف) در جدول ۶ نمایش داده شده است. مقادیر مربوط به این شاخص در جدول ۷ نشان داده شده است.

بهترین گزینه آن است که کوچکترین Q را داشته باشد به شرط آنکه دو شرط زیر برقرار باشد:

مزیت قابل قبول: اگر گزینه اول و دوم در میان n گزینه رتبه اول و دوم را داشته باشند، باید رابطه (۱۷) برقرار باشد:

$$Q(A_2) - Q(A_1) \geq \frac{1}{n-1} \quad (17)$$

بهترین گزینه دوم در رتبه‌بندی به وسیله شاخص Q ، بهترین گزینه با کمترین مقدار برای Q و n تعداد گزینه‌های موجود است.

ثبت قابل قبول در تصمیم‌گیری: گزینه A_1 باید حداقل در یکی از گروه‌های R و S به عنوان رتبه برتر شناخته شود. این جواب سازشی در فرایند تصمیم‌گیری پایدار است، به طوری که اگر $v > 0.5$ باشد، استراتژی حداکثر مطلوبیت گروهی را به همراه داشته باشد.

جدول ۵- مقادیر بهترین و بدترین در روش ویکور فازی

بدترین مقدار	بهترین مقدار	عامل
(۰/۳۱، ۱، ۳/۲۷)	(۱/۵، ۱/۲/۳، ۳۱/۵)	F1
(۰/۵۴، ۱، ۱/۸۷)	(۳۰، ۵۳/۱، ۷۲/۵)	F2
(۰/۲۲، ۱، ۴/۶۴)	(۱/۴۳، ۳، ۸/۵۳)	F3
(۰/۳۴، ۱، ۲/۹۶)	(۲/۳، ۸، ۷۴، ۸/۷۴)	F4
(۰/۳۴، ۱، ۲/۹۶)	(۱/۷۱، ۷/۱۴، ۸/۶۵)	F5
(۰/۲۲، ۱، ۴/۶۴)	(۱/۴۴، ۳/۰۳، ۸/۵۷)	F6
(۰/۳۴، ۱، ۲/۹۶)	(۲/۲۹، ۸/۰۱، ۸/۷۰)	F7
(۰/۳۴، ۱، ۲/۹۶)	(۱/۷۱، ۷/۱۴، ۸/۶۵)	F8
(۰/۳۵، ۱، ۲/۸۷)	(۱/۶۸، ۶/۸۱، ۸/۲۵)	F9
(۰/۳۴، ۱، ۲/۹۶)	(۲/۲۹، ۸/۶۴، ۸/۷۰)	F10
(۰/۲۱، ۱، ۴/۸۴)	(۱/۰۳، ۲/۲۸، ۸/۴۹)	F11

جدول ۶- مقادیر سودمندی و تأثیر در روش ویکور فازی

گزینه	مقدار سودمندی (S_i)	مقدار تأثیر (R_i)
A1	(۰/۳۳، ۰/۵۰، ۰/۵۹)	(۰/۰۳، ۰/۱۶، ۰/۲۵)
A2	(۰/۳۵، ۰/۶۸، ۰/۸۷)	(۰/۱۰، ۰/۱۵، ۰/۲۵)
A3	(۰/۳۸، ۰/۴۹، ۰/۵۶)	(۰/۰۳، ۰/۱۱، ۰/۱۶)
A4	(۰/۳۷، ۰/۶۵، ۰/۸۵)	(۰/۱۰، ۰/۱۶، ۰/۲۴)
A5	(۰/۱۵، ۰/۱۶، ۰/۲۰)	(۰، ۰/۰۴، ۰/۰۵)
A6	(۰/۰۴، ۰/۱۵، ۰/۲۲)	(۰/۰۳، ۰/۰۴، ۰/۰۵)
A7	(۰/۱۴، ۰/۱۵، ۰/۱۹)	(۰/۰۱، ۰/۰۴، ۰/۰۵)
A8	(۰/۱۵، ۰/۱۶، ۰/۱۷)	(۰/۰۲، ۰/۰۷، ۰/۰۹)
A9	(۰/۲۳، ۰/۳۸، ۰/۳۹)	(۰/۰۶، ۰/۰۷، ۰/۱۱)
A10	(۰/۳۴، ۰/۴۵، ۰/۴۸)	(۰/۰۳، ۰/۱۱، ۰/۱۶)
A11	(۰/۰۵، ۰/۲۷، ۰/۳۳)	(۰/۰۵، ۰/۰۷، ۰/۱۱)
A12	(۰/۱۵، ۰/۳۴، ۰/۳۵)	(۰/۰۷، ۰/۰۷، ۰/۱۱)
A13	(۰/۳۴، ۰/۶۰، ۰/۷۷)	(۰/۱۰، ۰/۱۱، ۰/۱۷)
A14	(۰/۰۸، ۰/۳۳، ۰/۳۹)	(۰/۰۶، ۰/۰۷، ۰/۱۱)
A15	(۰/۲۵، ۰/۴۵، ۰/۵۲)	(۰/۰۷، ۰/۱۱، ۰/۱۵)
A16	(۰/۱۹، ۰/۳۹، ۰/۴۰)	(۰/۰۷، ۰/۰۷، ۰/۱۲)
A17	(۰/۲۵، ۰/۴۳، ۰/۴۹)	(۰/۰۷، ۰/۱۱، ۰/۱۷)
A18	(۰/۴۰، ۰/۴۷، ۰/۵۰)	(۰/۰۳، ۰/۱۱، ۰/۱۵)
A19	(۰/۲۲، ۰/۵۱، ۰/۶۴)	(۰/۱۰، ۰/۱۰، ۰/۱۴)
A20	(۰/۰۲، ۰/۴۴، ۰/۷۹)	(۰/۱۲، ۰/۱۴، ۰/۲۹)

جدول ۷: مقادیر شاخص ویکور در روش ویکور فازی

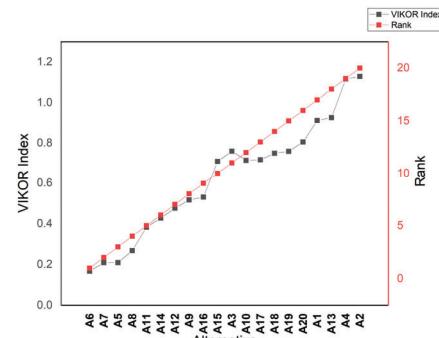
گزینه	مقدار شاخص ویکور فازی	گزینه	مقدار شاخص ویکور فازی
A11	(۰/۳۰، ۰/۴۵، ۰/۶۴)	A1	(۰/۸۱، ۰/۸۳، ۱/۳۳)
A12	(۰/۳۳، ۰/۴۹، ۱/۰۶)	A2	(۰/۹۲، ۱، ۱/۸۵)
A13	(۰/۷۴، ۰/۷۵، ۱/۸۱)	A3	(۰/۶۲، ۰/۶۵، ۱/۴۴)
A14	(۰/۳۱، ۰/۵۰، ۰/۸۲)	A4	(۰/۹۱، ۰/۹۷، ۱/۸۹)
A15	(۰/۵۷، ۰/۶۳، ۱/۳۴)	A5	(۰/۰۹، ۰/۳۰، ۰/۵۸)
A16	(۰/۳۸، ۰/۵۲، ۱/۱۴)	A6	(۰/۰۶، ۰/۳۰، ۰/۴۵)
A17	(۰/۵۹، ۰/۶۴، ۱/۳۴)	A7	(۰/۰۸، ۰/۲۹، ۰/۶۳)
A18	(۰/۶۰، ۰/۶۲، ۱/۴۹)	A8	(۰/۱۳، ۰/۳۸، ۰/۶۹)
A19	(۰/۶۱، ۰/۶۵، ۱/۴۷)	A9	(۰/۳۶، ۰/۵۰، ۱/۱۶)
A20	(۰/۷۲، ۰/۹۷، ۱)	A10	(۰/۵۸، ۰/۶۲، ۱/۳۴)

ویکور فازی محاسبه شد که سقف تیرچه و بلوك با اسکلت بتن آرمه (که در متن با نام اسکلت بتنی از آن نام برده شده است)، سقف تیرچه و بلوك با اسکلت پیچ و مهرهای و سپس سقف تیرچه و بلوك با اسکلت فلزی بالاترین اولویت را به دست آوردند.

بعد از محاسبه شاخص ویکور، به منظور رتبه‌بندی گزینه‌ها لازم است که مقادیر این شاخص غیرفازی شوند که مبنای رتبه‌بندی گزینه‌ها می‌باشد. این مقادیر در شکل ۱ مشاهده می‌شوند.

با در نظر گرفتن وزن عوامل از مرحله قبل، رتبه گزینه‌های انتخاب سقف و اسکلت بنا با استفاده از روش

- ۸- تیرچه‌های بتنی وزن سبکی دارند و حمل و نقل آنها راحت صورت می‌گیرد.
- ۹- بتن کششی در سقف‌های تیرچه و بلوك توسط بلوك جایگزین می‌شوند که این امر یکی از دلیل اقتصادی بودن این نوع سقف‌هاست.
- ۱۰- با اجرای سقف‌های تیرچه و بلوك و با رعایت تمهداتی امکان اجرای همزمان دو سقف وجود دارد(هر چند توصیه می‌گردد این اقدام صورت نگیرد).
- ۱۱- در صورت اجرای صحیح، این نوع سقف مقاومت مقاومت مناسبی در برابر آتش سوزی دارد. همانطور که مشاهده می‌شود، اولویت اول مربوط به ساختمان‌های با سقف تیرچه و بلوك و اسکلت بتنی است. اسکلت بتنی نسبت به اسکلت پیچ و مهرو و فلزی مزایایی دارد. این اولویت از آن جهت قابل بحث است که:
- ۱- ماده اصلی بتن که شن و ماسه است که بسیار یافت می‌شود.
- ۲- ساختمان‌های بتنی در مقابل عوامل جوی از ساختمان‌های فلزی مقاوم‌تر بوده و در نتیجه عمر طولانی‌تری دارند.
- ۳- ساختمان‌های بتنی در مقابل آتش سوزی نسبت به ساختمان‌های فلزی مقاوم‌تر می‌باشند.
- ۴- با توجه به اجرای طبقه به طبقه سازه‌های بتن مسلح، مبلغ هزینه شده به صورت سقف به سقف باید پرداخت شود و نه مانند اسکلت فلزی که هزینه بسیاری در ابتدای پروژه باید پرداخت شود. در مقابل آن، کمترین اولویت‌ها مربوط به اسکلت اجری می‌باشد. این اولویت نیز از آن جهت قابل بحث است که: امروزه با پیدایش سازه‌های اسکلت‌های بتن آجری استفاده می‌شود. در این نوع اسکلت، تحمل بارهای زنده و مرده ساختمان بر عهده دیوارهای آجری است که مقاومت بسیار کمی دارند و بنابراین در بسیاری از موارد،



شکل ۱- رتبه‌بندی گزینه‌های سقف و اسکلت بنا طبق روش ویکور فازی

همچنین در انتهای سقف تیرچه و بلوك با اسکلت آجری و سقف طاق ضربی با اسکلت آجری، کمترین ارجحیت را کسب کردند. سه اولویت اول، مربوط به سقف تیرچه و بلوك می‌باشد که امکان ساخت آن با اسکلت بتنی، پیچ و مهروهای و فلزی است. این اولویت از آن جهت قابل بحث است که

۱- اجرای سقف تیرچه بلوك نیازی به نیروی کار متخصص و یا تجهیزات ویژه ندارد و توسط کارگران معمولی ساختمان نیز قابل اجرا می‌باشد.

۲- این سقف در میان پیمانکاران ساختمانی (خصوصاً برای ساختمان‌های با طبقات کم) گزینه‌ای رایج و در دسترس است.

۳- قالب بندی زیر سقف‌ها فقط با نصب جک و قالب بندی ساده در فاصله‌های مشخص صورت می‌گیرد و نیازی به افراد متخصصی ناست.

۴- نصب سقف تیرچه بلوك به سرعت و به سادگی صورت می‌گیرد.

۵- تیرچه و بلوك در کارگاه‌های صنعتی و تحت نظارت کنترل کیفی تولید می‌شوند و بنابراین نیروی انسانی کمتری مورد نیاز است.

۶- استفاده از بلوك‌های توخالی باعث کاهش مصرف بتن می‌شود که این امر باعث صرفه جویی در مصالح و کمتر شدن وزن سازه می‌گردد.

۷- این سقف‌ها صلبیت مناسبی در برابر نیروهای جانبی دارند.

پیمانکاران و سایر کارشناسان ساختمانی می‌پردازد. هر چند انتخاب عوامل مؤثر بر تحقیق با مطالعه و تجربه نویسنده‌گان انتخاب شده است با این حال انتخاب این موارد سلیقه‌ای است و با بررسی‌های بیشتر امکان در نظر گرفتن عوامل به صورت دقیق‌تر نیز میسر است. از آنجا که هر پژوهش بهویژه پژوهش‌های میدانی با موانع و مشکلاتی روبرو می‌شوند و در عمل برای محقق محدودیت‌هایی را ایجاد می‌کند، بنابراین پیشنهاد می‌گردد در روش تحلیل سلسله‌مراتبی به منظور رتبه‌بندی گزینه‌ها از مقایسات زوجی طبق نظر کارشناسان استفاده شود. پیشنهاد می‌گردد با توجه به کاربرد روش تحلیل سلسله‌مراتبی در پژوهش حاضر، از سایر روش‌های تصمیم‌گیری چندمعیاره مانند روش TOPSIS و نیز برای رتبه‌بندی و اولویت‌دهی به شاخص‌ها استفاده شود.

به منظور استحکام بیشتر دیوارهای آجری با استفاده از میله‌گرد مسلح می‌شوند. ساختمان آجری، به دلیل فراوانی و در دسترس بودن مصالح آن ارزان و مقوون به صرفه است اما در برابر بار وارد (مخصوصاً زلزله) مقاومت لازم را ندارد بنابراین باید از ساختن این نوع ساختمان‌ها مخصوصاً در لرزه‌خیز خودداری نمود. همچنین احداث بنا با اینگونه اسکلت محدود به یک یا دو طبقه است.

۴-نتیجه گیری

امروزه احداث مسکن جزو اساسی‌ترین و حساس‌ترین بخش‌ها در برنامه ریزی توسعه اقتصادی و اجتماعی است. در کشور ما نیز کوشش‌هایی برای انسجام و انجام بالا بردن مجموعه دانش‌ها، از جمله صنعت ساختمان در حال شکل گرفتن است. با توجه به اهمیت سقف و اسکلت در ساخت و ساز، پژوهش حاضر به ارائه یک سیستم تصمیم‌باز برای برای طراحان سازه،

مراجع

- [1] Naeim, F., (2007). “Dynamics of structures—theory and applications to earthquake engineering”, *Earthquake Spectra*, 23(2), 491-492.
- [2] Hatefi, S. M., & Tamošaitienė, J. (2018). *Construction projects assessment based on the sustainable development criteria by an integrated fuzzy AHP and improved GRA model*, *Sustainability*, 10(4), 991.
- [3] Al-Harbi, K.M.A.S. (2001). “Application of the AHP in project management”, *International journal of project management*, 19(1), 19-27.
- [4] Tiwari, M., & Banerjee, R. (2001). “A decision support system for the selection of a casting process using analytic hierarchy process”, *Production planning & control*, 12(7), 689-694.
- [5] Wong, J., Li, H., & Lai, J. (2008). “Evaluating the system intelligence of the intelligent building systems: Part 1: Development of key intelligent indicators and conceptual analytical framework”, *Automation in construction*, 17(3), 284-302.
- [6] Ballal, T. M., & Sher, W. D. (2003). “Artificial neural network for the selection of buildable structural systems”, *Engineering, Construction and Architectural Management*, ISSN: 0969-9988
- [7] Wong, J., Li, H., & Lai, J. (2008). “Evaluating the system intelligence of the intelligent building systems: Part 2: Construction and validation of analytical models”, *Automation in Construction*, 17(3), 303-321.
- [8] Dağdeviren, M. (2008). “Decision making in equipment selection: an integrated approach with AHP and PROMETHEE”, *Journal of intelligent manufacturing*, 19(4), 397-406.
- [9] Pan, N.-F. (2008). “Fuzzy AHP approach for selecting the suitable bridge construction method”, *Automation in construction*, 17(8), 958-965.
- [10] Akadiri, P. O., Olomolaiye, P. O., & Chinyio, E. A. (2013). “Multi-criteria evaluation model for the selection of sustainable materials for building projects”, *Automation in construction*, 30, 113-125.
- [11] Prascevic, N., & Prascevic, Z. (2017). “Application of fuzzy AHP for ranking and selection of alternatives in construction project management”, *Journal of civil engineering and management*, 23(8), 1123-1135.
- [12] Lyu, H. M., Shen, S. L., Zhou, A., & Yang, J. (2020). “Risk assessment of mega-city infrastructures related to land subsidence using improved trapezoidal FAHP”, *Science of The Total Environment*, 717, 135310.

شبیه‌سازی عددی پدیده کاویتاسیون در سرریز پلکانی به کمک نرم‌افزار Fluent

در مطالعه‌ی حاضر به بررسی تأثیر انواع مدل‌های آشفتگی و پدیده کاویتاسیون در سرریز پلکانی سد سیاه بیشه با نرم‌افزار Fluent پرداخته شده است. سه مدل آشفتگی K-ε با مدل‌های استاندارد و RNG و K-ω و سه دبی (دبی حداقل و حداکثر به ترتیب معادل ۱۵۰ و ۱۷۰ مترمکعب بر ثانیه و دبی سیلان معادل ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه) در نظر گرفته شدند. اعتبار سنجی روش عددی با شبیه‌سازی یک سرریز آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت و تطابق مناسبی مشاهده شد. نتایج نشان داد که در سرریز سد سیاه بیشه با دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه در ناحیه‌ی پایین دست سرریز پلکانی، احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون محتمل‌تر است. از این رو می‌توان در مکان‌های مناسب، از سیستم هوادهی مناسب استفاده کرد تا با کاهش سرعت در نواحی مورد نظر، احتمال وقوع کاویتاسیون کاهش یابد. همچنین با تغییر در نوع مدل آشفتگی، شاخص کاویتاسیون در هر نقطه از سرریز دچار تغییر می‌شود، بنابراین انتخاب مدل آشفتگی به منظور بررسی کاویتاسیون از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. به طوریکه به عنوان مثال مقدار بیشینه سرعت ایجاد شده در مدل‌های مورد بررسی با دبی ۱۵۰ مترمکعب بر ثانیه برای مدل K-ε با مدل استاندارد برابر $1/34$ متر بر ثانیه، برای مدل آشفتگی K-ω و مدل RNG برابر $2/32$ متر بر ثانیه و برای مدل آشفتگی K-ε برابر $1/32$ متر بر ثانیه شد. مدل‌های K-ε استاندارد و K-ω در تمامی دبی‌ها بسیار نزدیک به هم بوده و استفاده از مدل آشفتگی K-ε و مدل RNG نسبت به دو مدل دیگر تفاوت داشته است.

وازگان کلیدی: پدیده کاویتاسیون، آشفتگی، سرریزهای پلکانی، سرریز سد سیاه بیشه.

این سرریزها به عنوان یک گزینه برتر در سدهای بتن غلطکی مطرح هستند، زیرا علاوه بر مزایای ذکر شده، همواری تکنولوژی ساخت سدهای بتن غلطکی با روش ساخت سرریزهای پلکانی مزید بر علت شده و امروزه به طور معمول سدهای بتن غلطکی به سرریز پلکانی مجهز می‌شوند [۲].

کاویتاسیون فرآیندی است که معمولاً با خراب شدگی سطوح همراه بوده و یا با ایجاد یک صدای شدید مشخص می‌شود. به طورکلی، کاویتاسیون به صورت رخداد شکل‌گیری حباب یا حفره در یک مایع تعریف می‌شود. در جریان آب اگر این حفرات با بخار آب پر شده

فریده کریمی پیرموسائی
کارشناس ارشد گروه عمران،
دانشگاه آزاد اسلامی واحد
لاهیجان، لاهیجان، ایران.
پست الکترونیک:
faridekarimy70@gmail.com

علیرضا مردوخ پور*
گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی
واحد لاهیجان، لاهیجان، ایران.
پست الکترونیک:
alireza.mardookhpour@liau.ac.ir

۱- مقدمه

امروزه استفاده از سرریزهای پلکانی در نقاط مختلف دنیا به علت توانایی فوق العاده آنها در استهلاک انرژی جریان و در نتیجه کاهش ابعاد حوضچه آرامش و همچنین کنترل و کاهش پدیده خلاء‌زایی در سرریز، رواج گسترده‌ای یافته است [۱].

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۰۷/۳۰، بازنگری ۱۳۹۹/۱۱/۱۳، پذیرش ۱۳۹۹/۱۱/۱۶.
DOI: 10.22091/cer.2021.6104.1216

نیک سرشت و همکاران (۲۰۱۳) با بهره گیری از تعدادی مدل‌های آشفتگی مختلف، جریان آب بر روی سرریزهای پلکانی ساده و سرریز پلکانی پله حوضچه‌ای را مورد بررسی قرار دادند [۹].

پارسایی و همکاران (۲۰۱۶) به بررسی پدیده کاویتاسیون روی پرتابه سرریز سد بالارود به کمک مدل عددی پرداختند. نتایج شبیه‌سازی عددی نشان داد که وقوع کاویتاسیون براساس شاخص کاویتاسیون بحرانی ۰/۲۵ در طول سرریز و پرتابه سد بالارود امکان‌پذیر نیست [۱۰].

زمانی و موسوی (۲۰۱۶)، به بررسی عددی احتمال رخداد کاویتاسیون در سرریز سد سیمره پرداختند. در این مطالعه با بررسی اثرات برای مدل‌سازی عددی از نرم‌افزار Fluent استفاده شده که توانایی بالایی در مدل‌سازی جریان از روی سرریز دارد و به وسیله این نرم‌افزار می‌توان پارامترهای مربوط به جریان را در حد مطلوبی به دست آورد که از طرفی نتایج تحلیل عددی جریان بر روی سرریز استاندارد انطباق خوب و نزدیکی با نتایج حاصل از مدل‌های آزمایشگاهی دارد [۱۱].

انصاری و اسماعیل‌پور (۲۰۱۷)، به مقایسه مدل‌های دو سیالی و حجم سیال در شبیه‌سازی عددی جریان دوفازی سرریزهای پلکانی در شرایط باهواده‌ی و بدون هواده‌ی پرداختند. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد در دبی‌های کم جریان، مدل VOF نسبت به مدل دو سیالی نتایج دقیق‌تری ارائه می‌دهد [۱۲].

رنجبر و قدم پور (۲۰۱۷)، به بررسی احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون در سرریز پلکانی دندانه‌دار پرداختند. در این مطالعه، مدل‌سازی هیدرولیکی سرریز پلکانی دندانه‌دار به صورت سیستم جریان دو فازی انجام پذیرفت. با بررسی پارامترهای مربوط به پدیده کاویتاسیون و تعیین شاخص کاویتاسیون و غلظت هوا بالای ۸ درصد مشخص گردید که به دلیل شکل خاص دندانه‌ها که باعث ایجاد اختلاط بیشتر آب و هوا و افزایش درصد غلظت هوا شده،

باشد، کاویتاسیون بخاری و اگر با گاز دیگری پوشیده باشد، کاویتاسیون گازی صورت می‌گیرد [۳]. از سویی دیگر، سال‌های زیادی است که حوادث مریبوط به پدیده کاویتاسیون ذهن مهندسان را در نقاط مختلف جهان به خود معطوف ساخته است [۴].

کاروالیو و مارتینز^۱ (۲۰۰۹)، پرش هیدرولیکی در سرریزهای پلکانی را به صورت تحلیلی، فیزیکی و عددی مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها با استفاده از فرمول‌های کلاسیک پرش هیدرولیکی، نمونه اصلی را به صورت تئوری طراحی کردند [۵].

فلدر و چانسون^۲ (۲۰۱۰) با انجام مطالعات آزمایشگاهی برروی سرریزهای پلکانی نشان دادند که هوایگیری جریان بر طراحی ارتفاع دیوارهای جانبی و پتانسیل کاویتاسیون تأثیرگذار است و میزان استهلاک انرژی، پارامتر اصلی برای طراحی سازه مستهلك‌کننده انرژی در پایاب می‌باشد [۶].

فریزل^۳ و همکاران (۲۰۱۳)، به بررسی پدیده کاویتاسیون در سرریزهای پلکانی پرداختند. در نهایت، یک رابطه بین شاخص کاویتاسیون بحرانی و فاکتور اصطکاک معمول نشان داده شد. از سوی دیگر، مشاهده شد پدیده کاویتاسیون در سرریزهای پلکانی حالت بحرانی‌تری دارد [۷].

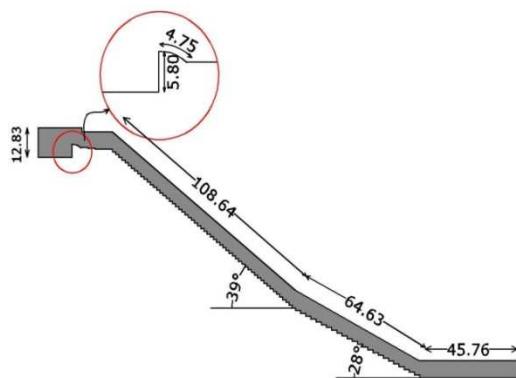
محققان در سال ۲۰۱۳، به بررسی تأثیر حضور سرریزهای پلکانی گابیونی و سرریزهای سنگی بر الگوی جریان و آبشتگی پایین دست سرریز، فرآیند آبشتگی، انواع پرش‌هیدرولیکی، ریخت‌شناسی حوضچه آرامش و الگوی جریان را مورد بررسی قرار دادند. بررسی‌ها نشان داد که نوع رژیم جریان بستگی شدیدی به فرآیند آبشتگی دارد و عمق آبشتگی زمانی که جریان غیرریزشی است سریعاً افزایش می‌یابد [۸].

^۱- Carvalho and Martins

^۲- Felder and Chanson

^۳- Frizell

حالت، بررسی تأثیر مدل‌های آشفتگی مختلف در مشخصات جریان و تأثیر مشخصات جریان بر عدد کاویتاسیون می‌باشد. برای این منظور، سرریز سد سیاه بیشه با سه مدل آشفتگی K-ε با مدل‌های استاندارد و RNG و K-ω و سه دبی شامل میانگین دبی حداقل ۱۵۰ (۱۵۰ مترمکعب بر ثانیه)، میانگین دبی حداکثر (۱۷۰ مترمکعب بر ثانیه) و دبی سیلان (۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه) در نظر گرفته شده‌اند. در نهایت، پس از تجزیه و تحلیل، خروجی‌هایی نظیر توزیع فشار، توزیع سرعت، نمودار فشار، نمودار سرعت و نمودار شاخص کاویتاسیون، مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند (شکل ۱). حالتهای اشاره شده در جدول ۱ ارائه شده است.



شکل ۱- مشخصات هندسی سرریز سد سیاه بیشه

امکان تشکیل پدیده کاویتاسیون در این نوع سرریزها کاهش می‌یابد [۱۳].

پژوهشگران به مطالعه عددی و تحلیلی پدیده کاویتاسیون در سرریزها با سرعت سیال بالا پرداختند. در این مطالعه راه حلی جهت کاهش پدیده کاویتاسیون ارائه شد [۱۴].

به دلیل پیچیدگی جریان و نیز شرایط مرزی در سرریزهای پلکانی، مطالعات عددی در این زمینه بسیار محدود بوده است. در تحقیق حاضر سعی شده با استفاده از مدل‌سازی سه بعدی ویژگی‌های اصلی جریان و انواع مدل آشفتگی و عدد کاویتاسیون در سرریز پلکانی سد سیاه بیشه تعیین و پیش‌بینی گردد. همچنین مدل آشفتگی مناسب در سرریز سد پلکانی سیاه بیشه معرفی شده است.

۲- مواد و روش‌ها

در مطالعه حاضر، به منظور بررسی مقایسه‌ای انواع مدل‌های آشفتگی مختلف و پدیده کاویتاسیون در سرریزهای پلکانی در ابتدا سرریز سد سیاه بیشه در ۹ حالت مختلف با استفاده از بسته نرمافزاری Fluent به صورت سه بعدی شبیه‌سازی شد. هدف از شبیه‌سازی این

جدول ۱- پارامترهای مورد بررسی

شماره	مدل آشفتگی	دبی (m³/s)
۱	K-ε-Standard	۱۵۰
۲	K-ε-Standard	۱۷۰
۳	K-ε-Standard	۲۰۳
۴	K-ε-RNG	۱۵۰
۵	K-ε-RNG	۱۷۰
۶	K-ε-RNG	۲۰۳
۷	K-ω	۱۵۰
۸	K-ω	۱۷۰
۹	K-ω	۲۰۳

مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو در سال ۱۳۸۳ ساخت مدل فیزیکی سد سیاه بیشه را در دو مدل تخلیه

۳- مشخصات عمومی سرریز سد سیاه بیشه

نوع سنگریزهای با روش بتنی، با ارتفاع ۱۰۲ متر، پهنای سد در پی ۳۸۲ متر، حجم مفید مخزن $\frac{3}{8}$ میلیون مترمکعب، حوزه آبریز $\frac{93}{8}$ کیلومترمربع، متوسط دبی سالانه $\frac{49}{2}$ میلیون مترمکعب، نوع سرریز آزاد پلکانی واقع در جناح چپ می‌باشد (شکل ۲).



شکل ۲- نمایی از (الف) سد و (ب) سرریز سیاه بیشه

سرریز برابر ۳۰ متر و از تراز ۱۸۹۹/۹۶ متر شروع و به تراز ۱۸۰۲ متر به بستر حوضچه آرامش منتهی می‌گردد.

۴- شبیه‌سازی احجام محدود

به منظور مدل‌سازی سرریز مورد بررسی در ابتدا هندسه و مشبندی مدل در نرم‌افزار Gambit ایجاد شد و پس از آن در نرم‌افزار Fluent فراخوانی گردید. در این بخش، توضیحاتی پیرامون نحوه شبیه‌سازی سرریز توسط نرم‌افزارهای اشاره شده، ارائه گردیده است.

۴-۱- تعیین محدوده هندسی مدل

محدوده هندسی سرریز مورد مطالعه در محیط اتوکد با توجه به نقشه‌های موجود از سرریز سد سیاه بیشه به صورت سه‌بعدی ترسیم گردید. سپس فایل ترسیم شده در محیط اتوکد برای شبکه‌بندی و تعیین شرایط مرزی، در محیط Gambit فراخوانده شد.

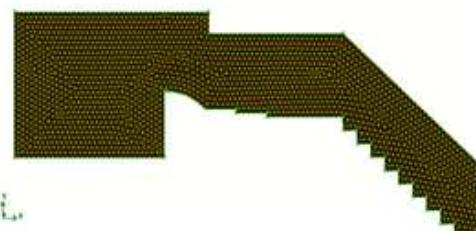
۴-۲- شبکه‌بندی مدل

نرم‌افزار Gambit قادر به انجام شبکه‌بندی‌های مختلف از قبیل شبکه‌هایی با المان‌های مثلثی و

سد بالا و پایین در مقیاس یک پانزدهم و یک بیستم شروع کرد. سد بالا از نوع سنگریزهای با روش بتنی، با ارتفاع $\frac{82}{5}$ متر، پهنای سد در پی $\frac{215}{5}$ متر، حجم مفید مخزن $\frac{3}{6}$ میلیون مترمکعب، حوزه آبریز $\frac{19}{3}$ کیلومترمربع، متوسط دبی سالانه $\frac{13}{5}$ میلیون مترمکعب، نوع سرریز آزاد پلکانی واقع در جناح چپ، سد پایین از

سیستم تخلیه سیلان در جناح چپ دریاچه قرار دارد و شامل کanal ورودی، سرریز، تنداپ پلکانی، حوضچه آرامش، کanal رابط و تنداپ پلکانی منتهی به رودخانه است. تنداپ پلکانی پس از تنداپی کم شیب در پایین دست سرریز اوجی قرار دارد پله اول به ارتفاع $\frac{34}{0}$ متر و عرض سطح پله $\frac{20}{3}$ متر و بقیه پله‌ها به ارتفاع $\frac{7}{0}$ متر و عرض کف پله $\frac{10}{2}$ متر می‌باشند. سیلان حداقل محتمل برابر $\frac{3}{0}$ مترمکعب بر ثانیه و ارتفاع آب روی سرریز برای سیلان حداقل محتمل $\frac{9}{2}$ متر می‌باشد. در تنداپ آزاد افت انرژی جریان عبوری در اثر مقاومت ناشی از نیرو یا اصطکاک می‌باشد. با طرح پلکانی بستر تنداپ، پله بعنوان زبری باعث تقویت جریان چرخشی می‌شود. الگوی جریان و مکانیسم افت انرژی بر روی تنداپ پلکانی نسبت به تنداپ‌های معمولی اختلاف اساسی دارد. تنداپ پلکانی در ثابت ماندن عمق آب و سرعت در طول تنداپ، استهلاک، کاهش انرژی و تأثیرگذاری در مشخصات سازه پایاب تنداپ (حوضچه آرامش) بسیار مؤثر می‌باشد. تنداپ پلکانی سرریز سد سیاه بیشه پائین هم عرض

استفاده شد. شکل ۳، مدل شبکه‌بندی شده سریز مورد نظر را با ۴۶۹۴۸۹ تعداد نقطه و ابعاد برابر $0/5$ متر را در محیط Gambit نشان می‌دهد.

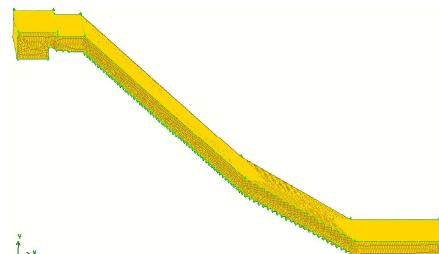


شکل ۳- نمایش شبکه‌بندی مدل سریز سیاه بیشه

۵- فعال سازی مدل در نرم افزار Fluent

با توجه به اینکه در تحلیل، هدف بررسی جریان چندفازی روی سریز می‌باشد، بنابراین از مدل مخلوط استفاده شده است و گزینه Slip Velocity غیرفعال گردید. مدل مخلوط یک مدل چندفازی ساده است که می‌تواند به روش‌های مختلف استفاده شود. این مدل را می‌توان در مدل جریان‌های چندفازی که در آن‌ها فازها با سرعت‌های متفاوت حرکت می‌کنند، اما فرض تعادل محلی در طول‌های کوتاه حجمی برقرار است، به کار برد. مدل مخلوط را می‌توان در مدل جریان‌های چندفازی همگن با جفت بسیار قوی و فازهای در حال حرکت با سرعت یکسان استفاده کرد. در این جریان، مقدار بالای تلاطم مانع از رشد بالای حباب‌ها می‌شود، بنابراین جاذبه اهمیتی ندارد و حل برای سرعت لغزشی لازم نیست. چون در این مطالعه سه فاز آب، هوا و بخار می‌بایست معرفی شود، تعداد فازها در بخش مدل ۳ فاز وارد شد. همچنین برای محاسبات چندفازی باید از حل کننده مبتنی بر فشار استفاده نمود (FLUENT, 2006). در زمان شروع جریان (زمان صفر) مخزن مدل دارای آب می‌باشد، سپس با توجه به گام زمانی تعریف شده حل معادله جریان به صورت غیرماندگار و تکراری شروع می‌شود تا جریان به حالت ماندگار برسد. انتخاب گام زمانی کوچک باعث طولانی شدن و انتخاب گام زمانی بزرگ باعث واگرا شدن

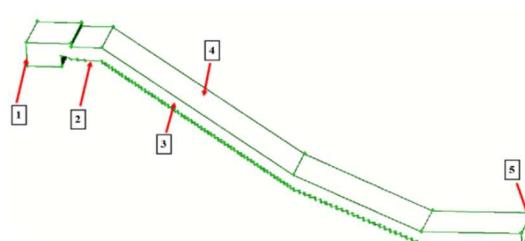
چهارضلعی (برای هندسه‌های دو بعدی) و چهاروجهی، شش وجهی، هرمی یا گوهای (برای هندسه‌های سه بعدی) می‌باشد. برای شبکه‌بندی مدل از المان‌های چهارگوش



در تحلیل اجسام محدود این مطالعه، ابتدا مدل‌ها با المان‌های درشت (تعداد کم المان‌ها) تحلیل شدند و یکی از کمیت‌های خروجی مثلاً مقدار حداقل فشار ایجاد شده در یک نقطه دلخواه از مدل یاداشت شد. سپس المان‌ها ریزتر شدند و مسئله مجدد تحلیل شد. فرآیند ریزتر کردن المان‌ها را تا جایی ادامه یافت که اختلاف میان نتایج بسیار کم شود. مشبکه‌بندی یا شبکه‌بندی که به نمایندگی از مدل مورد مطالعه قرار گرفت، به اندازه کافی خوب می‌باشد به طوری که این اطمینان را به وجود می‌آورد که نیروهای اعمال شده به طور دقیق محاسبه شده‌اند.

۳-۴- شرایط مرزی مدل

یکی از مراحل مهم پس از شبکه‌بندی مدل تعیین نوع شرایط مرزی می‌باشد. با توجه به شکل ۴، شرایط مرزی در نرم‌افزار Gambit شامل شرط مرزی ورودی، شرط مرزی خروجی، شرط مرزی دیواره، شرط مرزی فشار معلوم، شرط مرزی تقارن، شرط مرزی تکراری می‌باشد.



شکل ۴- شرایط مرزی در محیط Gambit

نمی‌باشد. به طور معمول برای موارد پیچیده‌تر با افت فشار شدید یا نسبت چگالی مایع-بخار بالا، ضرایب زیر تخفیف باید بین 0.01 تا 0.2 کاهش پیدا کند. همچنین در بخش Monitor Residual ترسیم باقیمانده در حین محاسبه فعال گردید و مقدار 1×10^{-5} وارد شد. در قسمت Number of Iterate تعداد ۵۰۰ مرتبه تکرار برای محاسبه اعمال و تحلیل گردید.

۶- اعتبارسنجی مدل عددی

اعتبارسنجی روش شبیه‌سازی مورد استفاده، به کمک مطالعه آزمایشگاهی و عددی بومباردی^۴ و همکاران (۲۰۱۰) انجام شد [۲]. مدل آزمایشگاهی سریز دوفازی VOF با دو شبیه‌سازی نیمرخ سطح آب، از روش دوفازی Water liquid و Water Vapor استفاده شد. آب به عنوان فاز اول و هوا و بخار آب به عنوان فاز دوم انتخاب شدند. جهت فعال کردن کاویتاسیون از گزینه Interaction استفاده شد و سپس گزینه کاویتاسیون فعال گردید. فشار بخار مایع جهت اعمال کاویتاسیون برای دمای ۲۰ درجه که مقدار آن برابر $2338/8$ پاسکال می‌باشد در نظر گرفته شد.



شکل ۵- مدل آزمایشگاهی سریز [۲]

به منظور تهیه هندسه میدان جریان و مشیندی از نرم‌افزار Gambit و به منظور مدل‌سازی هیدرولیکی از نرم‌افزار Fluent استفاده شده است. در ضمن، جزئیات مربوط به روند مدل‌سازی مورد استفاده بهطور کامل در بخش ۴ ارائه شد. مدل مورد بررسی در مطالعه اشاره شده

⁴- Bombardelli

جواب‌ها می‌شود. برای تعیین کمیت‌های آشفته از مدل‌های توربولانس K-ε استاندارد و RNG و K-ω همراه با توابع دیواره‌ای استاندارد استفاده گردید که این توابع برای مسائل اختلاط کاملاً اثربخش خواهد بود.

۷- مشخصات مصالح و فازبندی

در بخش مشخصات مصالح به معرفی مصالح آب، هوا و بخار آب جهت شبیه‌سازی پدیده کاویتاسیون پرداخته شد. فاز هوا به صورت پیش فرض معرفی شده اما فاز آب و بخار آب تعریف گردید. جهت تعریف آب از گزینه Water liquid و جهت تعریف بخار آب از گزینه Water Vapor استفاده شد. آب به عنوان فاز اول و هوا و بخار آب به عنوان فاز دوم انتخاب شدند. جهت فعال کردن کاویتاسیون از گزینه Interaction استفاده شد و سپس گزینه کاویتاسیون فعال گردید. فشار بخار مایع جهت اعمال کاویتاسیون برای دمای ۲۰ درجه که مقدار آن برابر $2338/8$ پاسکال می‌باشد در نظر گرفته شد.

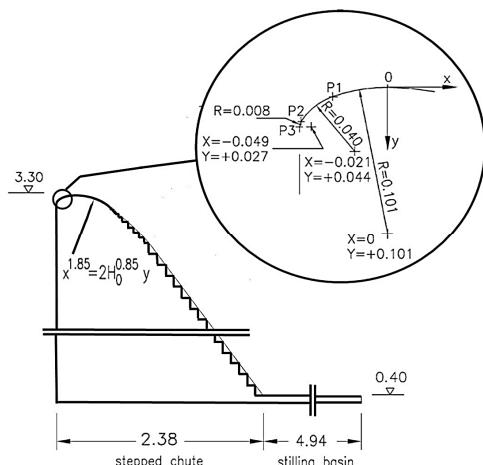
۸- شرایط مرزی

به منظور اعمال شرایط مرزی مدل اختلاط چندفازی، باید شرایط را برای مخلوط (شرایطی که کلیه فازها اعمال می‌شود) تنظیم کرد. همچنین شرایطی که مخصوص فازهای اولیه و ثانویه است نیز باید اعمال شود. در این مساله، شرایط مرزی فقط برای اختلاط و فاز ثانویه دو مرز لازم است. در بخش ورودی سریز از ورودی سرعت استفاده گردید که میزان سرعت‌های $0/39$ ، $0/442$ و $0/528$ متر بر ثانیه در این بخش وارد شد.

۹- الگوریتم‌های حل مسئله

الگوریتم‌های حل همزمان سرعت- فشار (PISO) و SIMPLE استفاده شد. به کاربردن روش PISO با توجه به اینکه زمان محاسبات بیشتری نسبت به روش SIMPLE بهویژه در تحقیق حاضر که به فضای محاسبات بزرگ و پیچیده‌ای احتیاج دارند، مقرن به صرفه

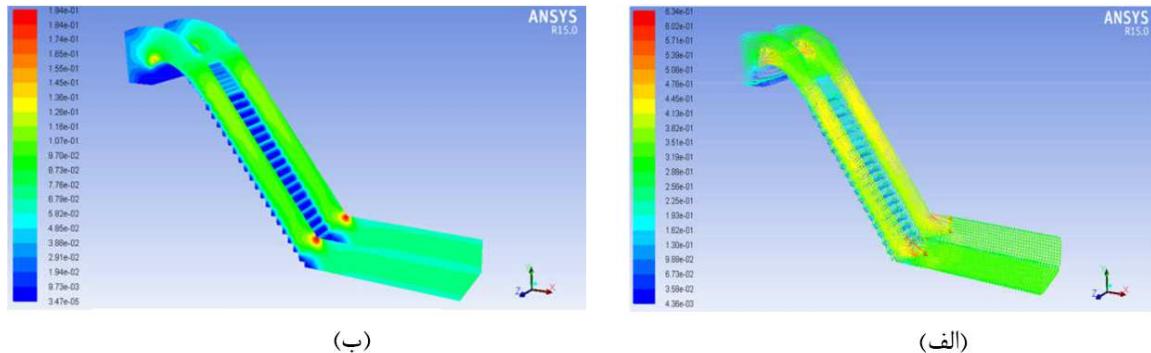
می‌گیرد، نسبت به نتایج آزمایشگاهی از تطابق نسبتاً خوب و قابل قبولی برخوردار می‌باشد.



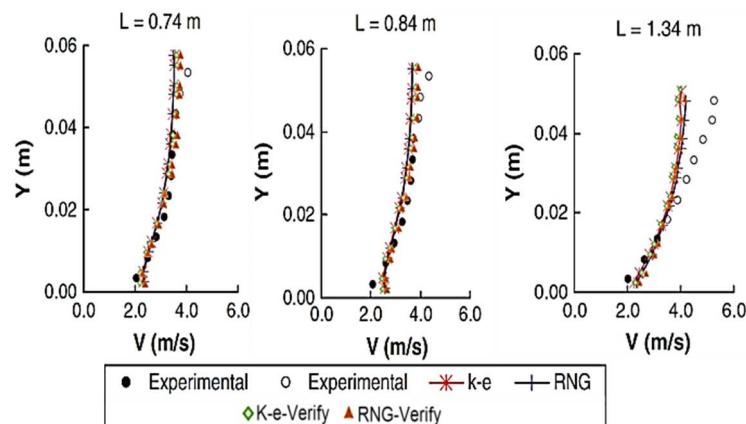
شکل ۶- مشخصات هندسی سرریز [۲]

با توجه به مشخصاتی که به آن‌ها اشاره شد، با استفاده از روش عددی به کاربرده شده در مطالعه حاضر شبیه‌سازی گردید و خروجی آن که شامل نمودار سرعت در سه طول $0/84$ ، $0/74$ و $1/34$ متر از سرریز می‌باشد، استخراج گردید. در شکل ۷ مقدار توزیع فشار و سرعت در طول سرریز نشان داده شده است.

با توجه به نمودار سرعت نشان داده شده در شکل ۸ و مقایسه مدل آزمایشگاهی و مدل عددی شبیه‌سازی شده توسط نرم افزار Fluent، مشاهده می‌شود که نتایج آزمایشگاهی نزدیک به نمودار استخراج شده از نرم‌افزار می‌باشد؛ در مجموع نتایج حاصل از روش مورد استفاده در این پژوهش که با استفاده از نرم‌افزار Fluent انجام



شکل ۷- توزیع (الف) سرعت و (ب) فشار در مدل شبیه‌سازی شده



شکل ۸- مقایسه نمودار سرعت در مدل شبیه‌سازی شده برای مدل شبه‌سازی آزمایشگاهی و عددی

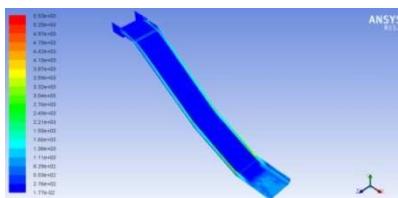
در پایان نیز مورد تجزیه و تحلیل قرار خواهند گرفت. در این نمودارها فشار بر حسب پاسکال و سرعت بر حسب متر بر ثانیه نشان داده شده است. لازم به توضیح است در نمودار شاخص کاویتاسیون مقدار مجاز، مطابق توصیه

۶- نتایج مطالعات پارامتریک

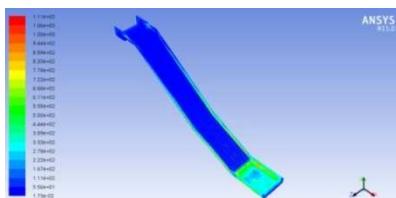
خروجی‌های حاصل از تحلیل در قالب توزیع فشار، توزیع سرعت و شاخص کاویتاسیون برای هریک از مدل‌ها به صورت جداگانه در شکل‌های ۹ تا ۱۱، ارائه شده است و

مراجع علمی با خط قرمز نشان داده شده است که مقدار مجاز آن برابر 20° می‌باشد.

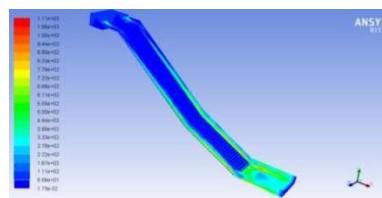
دبی 20° مترمکعب بر ثانیه



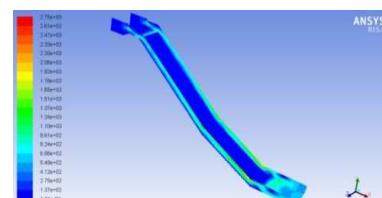
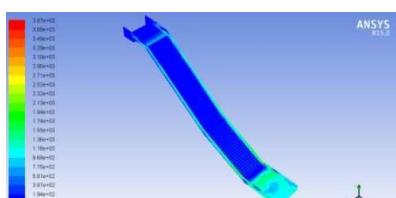
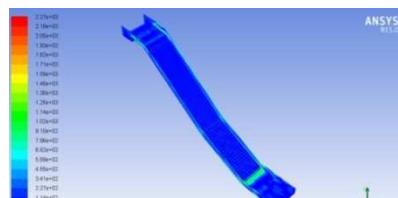
دبی 170 مترمکعب بر ثانیه



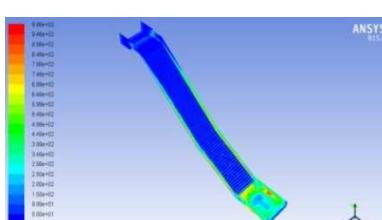
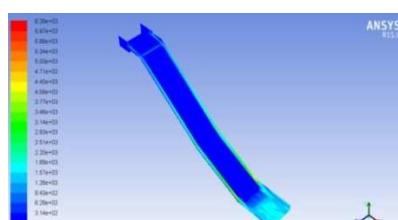
دبی 150 مترمکعب بر ثانیه



مدل آشفتگی



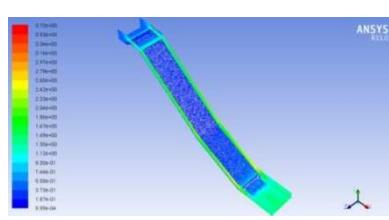
مدل آشفتگی



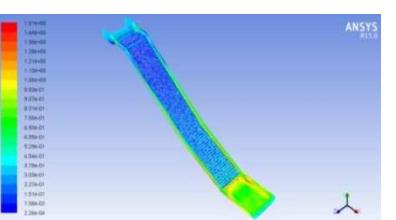
مدل آشفتگی

شکل ۹- توزیع فشار ایجاد شده در طول سریز با مدل‌های مختلف آشفتگی

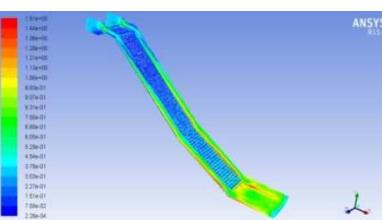
دبی 20° مترمکعب بر ثانیه



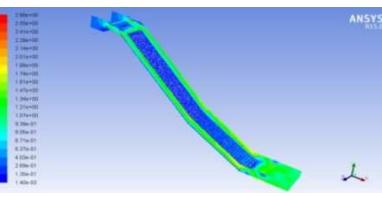
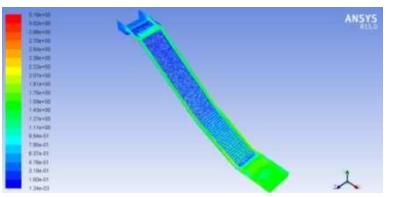
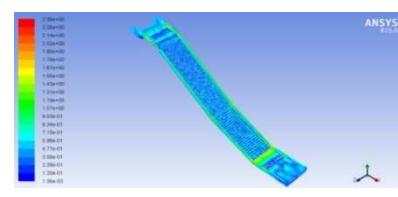
دبی 170 مترمکعب بر ثانیه



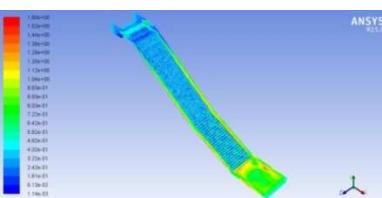
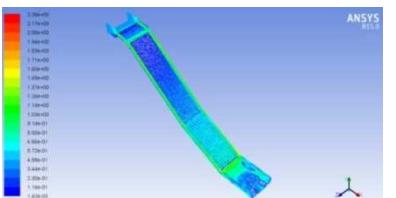
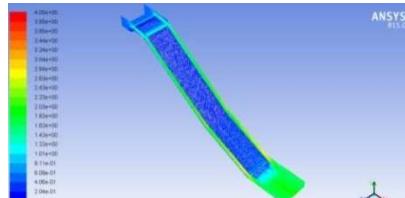
دبی 150 مترمکعب بر ثانیه



مدل آشفتگی

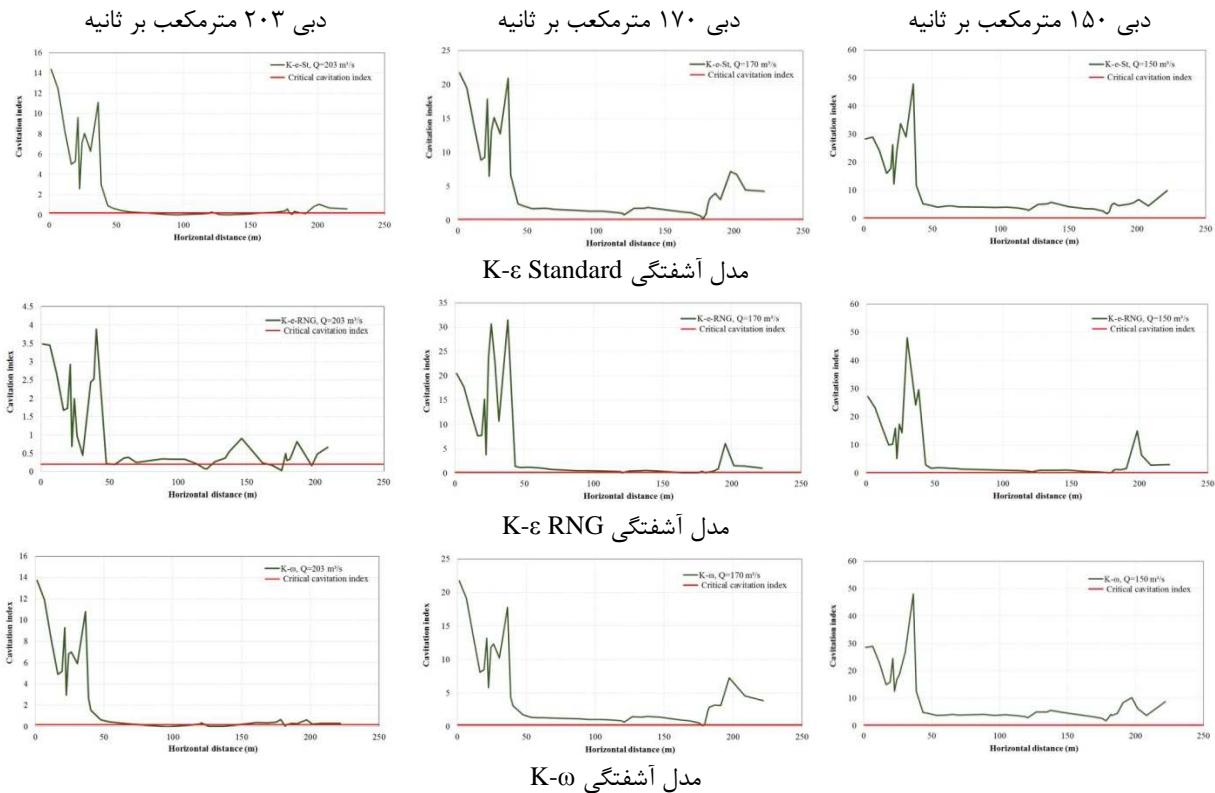


مدل آشفتگی



مدل آشفتگی

شکل ۱۰- توزیع سرعت جریان ایجاد شده در طول سریز با مدل‌های مختلف آشفتگی



شکل ۱۱- شاخص کاویتاسیون در طول سرریز با مدل های مختلف آشفتگی

زیادی بر میزان تغییرات فشار وارد بر طول سرریز داشته است. از میان مدل های آشفتگی انتخاب شده مدل آشفتگی $K-\epsilon$ استاندارد و $K-\omega$ در بیشتر حالتها بسیار نزدیک به هم بوده و تغییرات فشار مدل آشفتگی $K-\epsilon$ با مدل RNG از نتیجه کار دور بوده است.

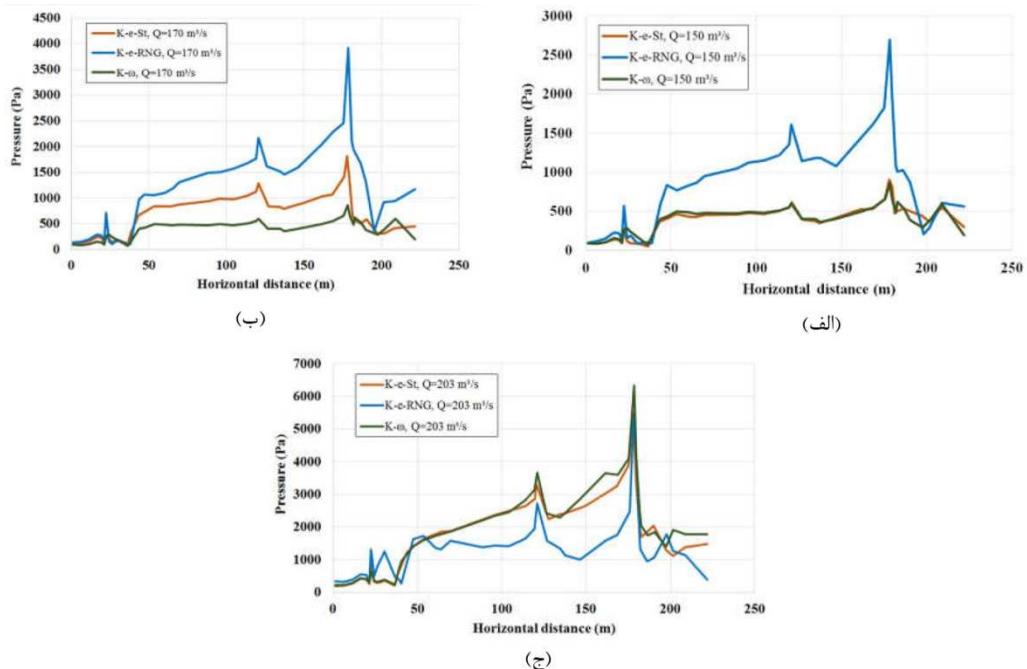
از سوی دیگر با توجه به خروجی های کانتور فشار ارائه شده در بخش قبل این نتیجه حاصل می شود که مدل آشفتگی $K-\epsilon$ استاندارد و ω , وجود حفره های هوا در کنج پله ها را به خوبی مدل کرده است؛ این در حالی است که در مدل آشفتگی $K-\epsilon$ با مدل RNG قادر به دیدن هوا در این نقاط نبوده است. قابل ذکر است که در این مطالعه از مدل تنش رینولدز نیز در محاسبات استفاده گردید. اما در این مدل ها، این مدل آشفتگی جوابگو نبوده و به حالت واگرایی رسیده است. همچنین بیشترین مقدار فشار وارد بر سرریز در بخش انتهایی سرریز و محل برخورد آخرین پله با حوضچه می باشد.

۸- تفسیر نتایج

پس از ارائه خروجی های حاصل از تحلیل مدل های عددی سرریز مورد بررسی، در این بخش به تجزیه و تحلیل نتایج حاصل پرداخته شده است. به منظور مقایسه رفتار سرریز در ۹ حالت تعریف شده، از معیار تغییرات فشار، سرعت و شاخص کاویتاسیون استفاده می گردد که در ادامه به مقایسه هریک از این خروجی ها پرداخته شده است.

۸-۱- مقایسه مقادیر فشار

در شکل های ۱۹ تا ۲۱ به مقایسه مقادیر فشار ایجاد شده در مدل های عددی سرریز سد مورد بررسی، با توجه به خروجی های ارائه شده برای سه مدل آشفتگی $K-\epsilon$ استاندارد، $K-\omega$ و RNG و برای سه دبی ۱۵۰، ۱۷۰ و ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه با هدف مقایسه کلی تغییرات فشار ایجاد شده در ۴۱ نقطه پرداخته شده است. همانطور که مشاهده می شود انتخاب نوع مدل های آشفتگی تأثیر

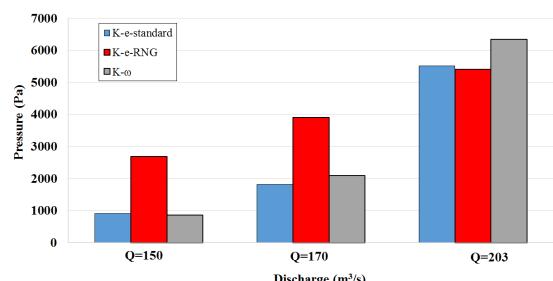


شکل ۱۲- مقایسه تغییرات فشار در سرریز با هدف تغییر در مدل آشفتگی با دبی (الف) ۱۵۰، (ب) ۱۷۰ و (ج) ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه

۲-۸- مقایسه مقادیر سرعت

در شکل ۱۴ به مقایسه مقادیر سرعت ایجاد شده در طول سرریز مورد بررسی برای ۹ حالت مختلف پرداخته شده است. با توجه به خروجی‌های ارائه شده، مقدار سرعت آب در طول سرریز با انتخاب سه مدل آشفتگی K-ε استاندارد و RNG و K-ω برای حالت‌های مختلف، متفاوت می‌باشد. در سرعت‌های مورد بررسی، مدل‌های K-ε استاندارد و K-ω در تمامی دبی‌ها بسیار نزدیک به هم بوده و استفاده از مدل آشفتگی K-ε و مدل RNG نسبت به دو مدل دیگر تفاوت داشته است. این تفاوت در کانتور سرعت که در بخش ۵ ارائه گردید، قابل مشاهده است. بدین صورت که مدل‌های آشفتگی K-ε استاندارد و K-ω جریان آب بر روی سرریز را به خوبی نشان داده، اما مدل آشفتگی K-ε و مدل RNG قادر به مشاهده این جریان‌ها بر روی سرریز نمی‌باشد. از مقایسه نتایج می‌توان دریافت که مدل‌های آشفتگی K-ε استاندارد و K-ω شباهت زیادی به واقعیت داشته و جریان‌های گردابی ایجاد شده در داخل پله‌ها را به خوبی

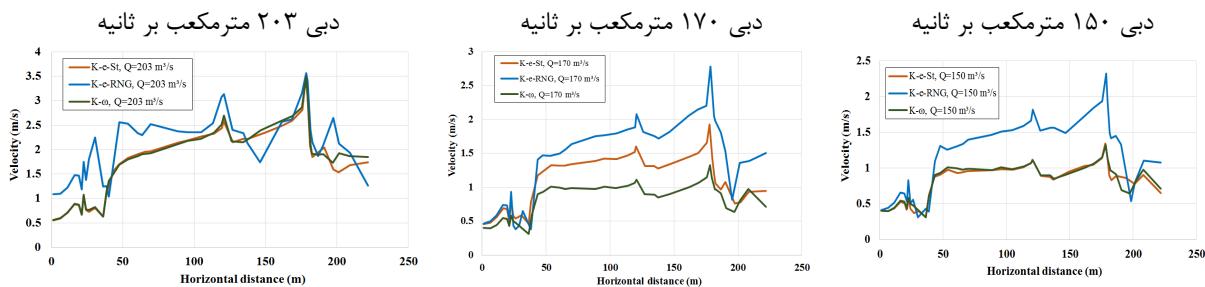
در شکل ۱۳، به مقایسه مقادیر بیشینه فشار ایجاد شده در حالت‌های مختلف پرداخته شده است. همانطور که مشاهده می‌شود با افزایش میزان دبی، میزان فشار وارد بر سرریز نیز افزایش می‌یابد. بهطوری که میزان فشار در حالت با مدل آشفتگی K-ε استاندارد با دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه نسبت به دبی‌های ۱۷۰ و ۱۵۰ به ترتیب حدوداً به میزان ۳ و ۶ برابر افزایش یافته است. همچنین میزان فشار برای مدل آشفتگی K-ε با مدل RNG و با دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه نسبت به دبی‌های ۱۷۰ و ۱۵۰ به ترتیب حدوداً به میزان ۱/۳ و ۲ برابر بیشتر شده است. میزان فشار برای مدل آشفتگی K-ω با دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه نسبت به دبی‌های ۱۷۰ و ۱۵۰ به ترتیب حدوداً به میزان ۳ و ۷/۳ برابر افزایش یافته است.



شکل ۱۳- نمودار میله‌ای بیشینه فشار ایجاد شده در مدل‌های عددی سرریز سد مورد مطالعه

نمایش می‌دهد. همچنین بیشترین مقدار سرعت در طول

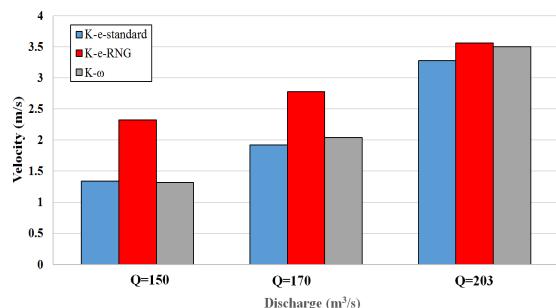
سرریز به خصوص در بخش انتهایی سرریز می‌باشد.



شکل ۱۴- مقایسه تغییرات سرعت در سرریز با هدف تغییر در مدل آشفتگی مختلف

در شکل ۱۶ به مقایسه مقدادیر شاخص کاویتاسیون به دست آمده در ۴۱ نقطه مختلف سرریز سد مورد مطالعه پرداخته شده است. همانطور که مشاهده می‌شود با تغییر در نوع مدل آشفتگی، میزان شاخص کاویتاسیون در هر نقطه از سرریز دچار تغییر می‌شود، بنابراین انتخاب مدل آشفتگی به منظور بررسی کاویتاسیون از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. همانطور که مشاهده می‌شود، مدل‌های K-۴ استاندارد و K-۰ در تمامی دبی‌ها بسیار نزدیک به RNG هم بوده و استفاده از مدل آشفتگی K-۴ و مدل K-۰ به نسبت به دو مدل دیگر تفاوت داشته است. همچنین با توجه به نمودارها، شاخص کاویتاسیون در بیشتر نقاط از حد بحرانی تجاوز نموده که بیانگر این می‌باشد در این نقاط پدیده کاویتاسیون اتفاق می‌افتد. در سرریز سد سیاه بیشه با انتخاب مدل‌های آشفتگی K-۴ استاندارد و K-۰ برای دبی‌های ۱۵۰ و ۱۷۰ مترمکعب بر ثانیه پدیده کاویتاسیون اتفاق نیفتاد، اما با اعمال دبی سیلان (۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه) شاخص کاویتاسیون از حد مجاز کمتر شد و شاهد این پدیده در طول سرریز بودیم. پدیده کاویتاسیون الزاماً در مکان‌های با سرعت بالا رخ نمی‌دهد؛ با وجود آنکه در فاصله ۱۷۸ متری سرریز، حداکثر سرعت اتفاق افتاده است، لیکن به دلیل افزایش فشار در این محدوده، کاویتاسیون حالت بحرانی دارد. بنابراین مکان‌هایی که در معرض کاویتاسیون قرار دارند در پایین‌دست تاج سرریز و در محدوده ۱۷۶ متری می‌باشد. شاخص کاویتاسیون از مقدار بحرانی ۰/۰ کمتر شده است.

به منظور بررسی دقیق‌تر اثر مدل‌های آشفتگی و دبی‌های مختلف در سرریز در نمودار مقایسه‌ای شکل ۱۵ مقادیر حداکثر سرعت ایجاد شده در طول سرریز با یکدیگر مقایسه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود افزایش میزان دبی، افزایش سرعت در طول سرریز را به دنبال خواهد داشت. به طوری که میزان سرعت در حالت با مدل آشفتگی K-۴ استاندارد با دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه نسبت به دبی‌های ۱۷۰ و ۱۵۰ به ترتیب حدوداً به میزان ۱/۷ و ۲/۴ برابر افزایش یافته است. همچنین میزان سرعت برای مدل آشفتگی K-۰ با مدل RNG و با دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه نسبت به دبی‌های ۱۷۰ و ۱۵۰ به ترتیب حدوداً به میزان ۱/۲ و ۱/۵ برابر بیشتر شده است. میزان سرعت برای مدل آشفتگی K-۰ با دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه نسبت به دبی‌های ۱۷۰ و ۱۵۰ به ترتیب حدوداً به میزان ۱/۷ و ۲/۶ برابر افزایش یافته است.

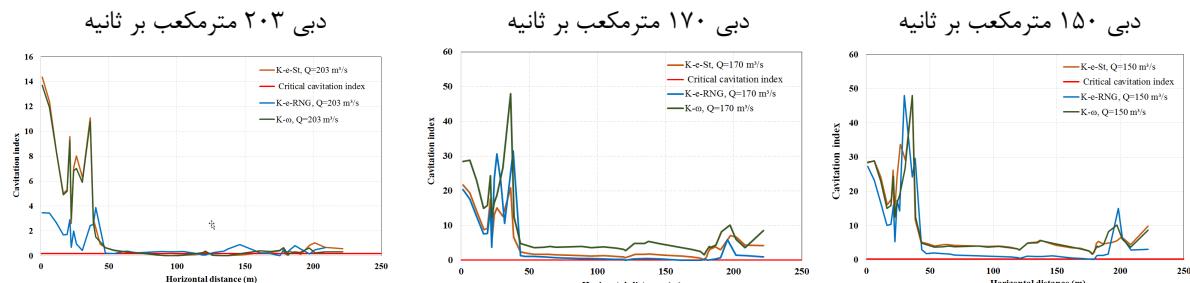


شکل ۱۵- مقایسه بیشینه سرعت در مدل‌های عددی سرریز سد مورد مطالعه

۳-۸- مقایسه مقادیر شاخص کاویتاسیون

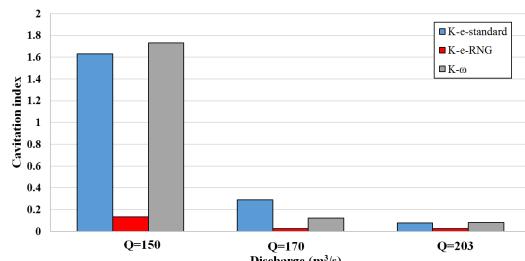
می‌شود در نقاط مستعد بروز کاویتاسیون باید تلاش شود این نواحی با انحنای کمتری طراحی شوند.

لذا با توجه به معیار فالوی لازم است راهکارهایی جهت جلوگیری از پدیده کاویتاسیون در این محدوده پیش‌بینی گردد. با توجه به تغییرات محسوس فشار و سرعت توصیه



شکل ۱۶- مقایسه تغییرات شاخص کاویتاسیون در سرریز با هدف تغییر در مدل آشفتگی مختلف

افزایش دبی احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون بیشتر می‌شود. در کنار احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون محدوده احتمال وقوع کاویتاسیون نیز بیشتر شده است. با افزایش دبی، شاخص کاویتاسیون کاهش یافته و احتمال وقوع خوردگی با افزایش دبی نیز افزایش می‌یابد.



شکل ۱۷- مقایسه حداقل شاخص کاویتاسیون در مدل‌های عددی سرریز سد مورد مطالعه

۹- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

با توجه به مجموع نتایج به دست آمده از مدل‌های عددی شبیه‌سازی شده در سرریز سد سیاه بیشه با دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه در ناحیه پایین‌دست سرریز پلکانی احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون محتمل‌تر و بحرانی‌تر است. با دانستن این نکته می‌توان در مکان‌های مناسب از سیستم هواده‌ی مناسب استفاده کرد تا با کاهش سرعت در نواحی مورد نظر، احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون را کاهش دهن. همچنین روش‌های عددی نشان می‌دهد که برای ارزیابی مجدد یک سد در زمانی که سرریز بخواهد سیلاب‌های بیشتری را از خود عبور دهد

میزان حداقل شاخص کاویتاسیون برای دبی ۱۵۰ مترمکعب بر ثانیه و برای حالت با مدل آشفتگی K-e استاندارد برابر ۱/۶۳، برای مدل آشفتگی K-e با مدل RNG برابر ۰/۱۳۳ و مدل آشفتگی K-e به ترتیب برابر ۰/۱۳۳ می‌باشد. میزان حداقل شاخص کاویتاسیون برای دبی ۱/۷۳ می‌باشد. میزان حداقل شاخص کاویتاسیون برای دبی ۱۷۰ مترمکعب بر ثانیه و برای حالت با مدل آشفتگی K-e استاندارد برابر ۰/۲۸۹، برای مدل آشفتگی K-e با مدل RNG برابر ۰/۰۲۵۹ و مدل آشفتگی K-e به ترتیب برابر ۰/۱۲۴ می‌باشد و میزان حداقل شاخص کاویتاسیون برای دبی ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه و برای حالت با مدل آشفتگی K-e استاندارد برابر ۰/۰۷۹، برای مدل آشفتگی K-e با مدل RNG برابر ۰/۰۲۶۹ و مدل آشفتگی K-e به ترتیب برابر ۰/۰۸۷ می‌باشد.

به منظور بررسی دقیق‌تر اثر افزایش میزان دبی و تغییر در مدل آشفتگی مختلف بر سرریز در نمودار شکل ۱۷، مقادیر حداقل شاخص کاویتاسیون ایجاد شده در طول سرریز با یکدیگر مقایسه شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد در حالت دبی سیلاب ۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه دارای شاخص کاویتاسیون بحرانی می‌باشد. همچنین میزان شاخص کاویتاسیون برای مدل آشفتگی K-e استاندارد دارای مقادیر بحرانی‌تری نسبت به مدل‌های آشفتگی K-e با مدل RNG و K-e دارد. بنابراین با افزایش دبی، فشار مثبت افزایش و فشار منفی کاهش می‌یابد و کاهش فشار منفی بیانگر این است که با

کاویتاسیون الزاماً در مکان‌های با سرعت بالا رخ نمی‌دهد؛ با وجود آنکه در فاصله ۱۷۸ متری سرریز، حداقل سرعت اتفاق افتاده است، لیکن به دلیل افزایش فشار در این محدوده، کاویتاسیون حالت بحرانی دارد.

۴- مکان‌هایی که در معرض کاویتاسیون قرار دارند در پایین‌دست تاج سرریز و در محدوده ۱۷۶ متری می‌باشد. شاخص کاویتاسیون از مقدار بحرانی $2/0$ کمتر شده است. لذا با توجه به معیار فالوی لازم است راهکارهایی جهت جلوگیری از پدیده کاویتاسیون در این محدوده پیش‌بینی گردد. با توجه به تغییرات محسوس فشار و سرعت توصیه می‌شود در نقاط مستعد بروز کاویتاسیون باید تلاش شود این نواحی با انحنای کمتری طراحی شوند.

۵- در حالت دبی سیلان (۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه) دارای شاخص کاویتاسیون بحرانی می‌باشد. همچنین میزان شاخص کاویتاسیون برای مدل آشفتگی K-۴ استاندارد دارای مقادیر بحرانی تری نسبت به مدل‌های آشفتگی K-۴ با مدل RNG و K-۶ دارد. بنابراین با افزایش دبی، فشار ثابت افزایش و فشار منفی کاهش می‌یابد و کاهش فشار منفی بیانگر این است که با افزایش دبی احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون بیشتر می‌شود. در کنار احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون محدوده احتمال وقوع کاویتاسیون نیز بیشتر شده است. با افزایش دبی، شاخص کاویتاسیون کاهش یافته و احتمال وقوع خوردگی با افزایش دبی نیز افزایش می‌یابد.

می‌تواند بهتر از روش‌های آزمایشگاهی و مدل‌های فیزیکی از لحاظ صرفه‌جویی در وقت و هزینه به کار رود. در این قسمت به مهمترین نتایج حاصل از تحلیل در مطالعه حاضر ارائه می‌گردد:

۱- انتخاب نوع مدل‌های آشفتگی تأثیر زیادی بر میزان تغییرات فشار وارد بر طول سرریز داشته است. از میان مدل‌های آشفتگی انتخاب شده مدل آشفتگی K-۴ استاندارد و K-۶ در بیشتر حالتها بسیار نزدیک به هم بوده و تغییرات فشار مدل آشفتگی K-۴ با مدل RNG از نتیجه کار دور بوده است.

۲- با تغییر در نوع مدل آشفتگی، میزان شاخص کاویتاسیون در هر نقطه از سرریز دچار تغییر می‌شود، بنابراین انتخاب مدل آشفتگی به منظور بررسی کاویتاسیون از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. همانطور که مشاهده می‌شود، مدل‌های K-۴ استاندارد و K-۶ در تمامی دبی‌ها بسیار نزدیک به هم بوده و استفاده از مدل آشفتگی K-۶ و مدل RNG نسبت به دو مدل دیگر تفاوت داشته است.

۳- شاخص کاویتاسیون در بیشتر نقاط از حد بحرانی تجاوز نموده که بیانگر این می‌باشد در این نقاط پدیده کاویتاسیون اتفاق می‌افتد. در سرریز سد سیاه بیشه با انتخاب مدل‌های آشفتگی K-۴ استاندارد و K-۶ برای دبی‌های ۱۵۰ و ۱۷۰ مترمکعب بر ثانیه پدیده کاویتاسیون اتفاق نیفتاد اما با اعمال دبی سیلان (۲۰۳ مترمکعب بر ثانیه) شاخص کاویتاسیون از حد مجاز کمتر شد و شاهد این پدیده در طول سرریز بودیم. پدیده

مراجع

- [1] Chanson, H. (2010). *The Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways*, Balkema, Lisse, ISBN 9058093522 (hard back).
- [2] Shoja, F., Nikpour, M. R., & Sadeghi, H. (2013). "Determination of Energy Dissipation in stepped spillways Using Finite Element and Finite Volume Methods", *Journal of Civil Engineering and Urbanism*, 3(4), 150-155.
- [3] Bombardelli, F. A., Meireles, I., & Matos, J. (2011). "Laboratory measurements and multi-block numerical simulations of the mean flow and turbulence in the non-aerated skimming flow region of steep stepped spillways", *Environmental Fluid Mechanics*, 11(3), 263-288.
- [4] Asadsangabi, F., Talebbeydokhti, N., & Rahnavard, M. (2014). "Two phase flow modeling in shaft spillways using volume of fluid (VOF) method. IJST", *Transactions of Civil Engineering*, 38(C1), 99-109.
- [5] Carvalho, R. F., & Martins, R. (2009). "Stepped spillway with hydraulic jumps: Application of a numerical model to a scale model of a conceptual prototype", *J. Hydraul Eng*, 135(7), 615-619.
- [6] Felder, S., & Chanson, H. (2016). "Simple design criterion for residual energy on embankment dam stepped spillways", *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(4), 04015062.
- [7] Frizell, K. W., Renna, F. M., & Matos, J. (2013). "Cavitation potential of flow on stepped spillways", *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(6), 630-636.
- [8] Pagliara, S., & Palermo, M. (2013). "Rock Grade Control Structures and Stepped Gabion Weirs: Scour Analysis and Flow Features", *Acta Geophysical J*, 61(1), 126-150.
- [9] Nikseresht, A. H., Talebbeydokhti, N., & Rezaei, M. J. (2013). "Numerical simulation of two-phase flow on step-pool spillways", *Journal of Sharif University of Technology*, 20(2), 1026-3098.
- [10] Parsaie, A., Dehdar Behbahani, S., & Haghabi, A. H. (2016). "Numerical modeling of cavitation on spillway's flip bucket", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 10(4), 438-444.
- [11] Zamani, K. H., & Mousavi, S. M. (2016), "Numerical study of the probability of cavitation in the peak overflow of Seymareh dam", *First National Conference on Applied Research in Civil Engineering (Structural Engineering and Construction Management)*.
- [12] Ansari, M., & Esmaeilpour, M. (2017). "Comparison of two-fluid models and fluid volume in numerical simulation of two-phase flow of stepped spillways in aerated and non-aerated conditions", *Mechanical Engineering Instructor*, 255-265.
- [13] Ranjbar, M., & Ghadampour, Z. (2017). "Investigation of the possibility of cavitation in serrated stepped overflow", *Second National Conference on Civil Engineering and Sustainable Development*.
- [14] Wan, W., Liu, B., & Raza, A. (2018). "Numerical prediction and risk analysis of hydraulic cavitation damage in a high-speed-flow spillway", *Shock and Vibration*, <https://doi.org/10.1155/2018/1817307>.
- [15] FLUENT INC. (2006). *FLUENT 6.3. Users and Tutorial Guide Manual*, Lebanon, USA

مطالعه عددی آبشنستگی محلی تحت جت آبکرم خروجی از نیروگاه‌ها (مطالعه موردی: خروجی نیروگاه نکا)

از آنجایی که سرعت جریان و دیه خروجی از تخلیه کننده‌های عمقی، جهت ایجاد اختلاط سریع در ناحیه میدان نزدیک، زیاد است در نتیجه ابعاد این آبشنستگی‌ها نیز می‌تواند وسیع باشد و از طرفی رسوبر محلی ممکن است منجر به تخریب سازه‌های ساحلی شود و همچنین بر نحوه گردش آبکرم در ناحیه میدان نزدیک بسیار تأثیرگذار است. پیش‌بینی یک روش مناسب جهت تخمین محل و عمق این آبشنستگی‌ها در بستر دریا بسیار حائز اهمیت می‌باشد. مطالعه موردی این تحقیق خروجی نیروگاه نکا است که با استفاده از مدل عددی سه بعدی FLOW-3D مورد شبیه‌سازی قرار گرفته است. همچنین نمودارهای توسعه مکانی و زمانی آبشنستگی و دما استخراج گردید. مقایسه و تحلیل نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی و داده‌های میدانی نشان می‌دهد که فاصله افقی عمیق‌ترین نقطه حفره آبشنستگی از تخلیه کننده با دقیق ۹۴ درصد و حداقل عمق حفره آبشنستگی با دقیق ۵۸ درصد نسبت به هیدروگرافی بستر نکا بدست آمده است.

وازگان کلیدی: آبگیری از دریا، تخلیه کننده‌های دریایی، جت آشفته، مدل عددی FLOW-3D، آبشنستگی.

زهراء مهرابی

دانش آموخته کارشناسی ارشد گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

پست الکترونیک: zahra.mehrabi.civil@gmail.com

رضاء کمالیان

استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

پست الکترونیک: ur.kamalian@qom.ac.ir

محمد بابایی

مدیر گروه اندازه‌گیری میدانی، مؤسسه تحقیقات آب، وزارت نیرو، تهران، ایران.

پست الکترونیک: Babaee_mbm@yahoo.com

*احسان جباری

دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

پست الکترونیک: e.jabbari@qom.ac.ir

۱- مقدمه

از تخلیه کننده‌های مستغرق به محیط دریا باعث به وجود آمدن آبشنستگی در بستر ماسه‌ای دریا می‌شود. تخلیه آبکرم شده ممکن است به صورت سطحی، عمقی یا تخلیه کننده‌های چندتایی^۱ باشد. از آنجاکه ابعاد این آبشنستگی‌ها وسیع می‌باشد و ممکن است باعث تخریب سازه‌های ساحلی شود و همچنین بر نحوه گردش آب در

احداث و بهره برداری از تأسیساتی همچون نیروگاه‌ها در سواحل، استفاده از آب دریا برای خنک‌کاری دستگاه‌ها و تخلیه جت آب خنک کننده گرم شده خروجی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۰۳/۳۱، بازنگری ۱۳۹۹/۰۶/۱۵، پذیرش ۱۳۹۹/۰۶/۲۵

(DOI): 10.22091/cer.2021.6541.1225 شناسه دیجیتال

^۱- Multiport diffusers

ترکیبی همزمان از روی سربریز و زیر دریچه با استفاده از مدل عددی FLOW3D، را بررسی کرد. طبق نتایج ایشان مدل آشفتگی LES نتایج بهتری برای شبیه‌سازی آبشنستگی پایین‌دست سازه ترکیبی سربریز- دریچه ارائه می‌دهد و همچنین از بین پارامترهای موثر بر آبشنستگی، ضریب دراگ و زاویه ایستایی بیشترین تأثیر را بر آبشنستگی دارند [۱۰].

پژوهشگران در سال ۲۰۱۴، به بررسی چند مدل سه بعدی آبشنستگی با مدل FLOW3D پرداختند. مدل تنه‌شینی رسوبات معلق در مخزن، آبشنستگی در یک فلوم تحت جت افقی، آبشنستگی در پایه پل، آبشنستگی پایین‌دست دریچه تحتانی سد و آبشنستگی در آب‌های کم عمق را بررسی کردند [۱۱]. کرباسی و همکاران در سال ۲۰۱۶ با بررسی آبشنستگی ناشی از جت افقی دو بعدی جهت پیش‌بینی حداقل عمق آبشنستگی در پایین‌دست دریچه آبگیر با پنج روش و مقایسه آنها با معادلات تجزیی و رگرسیونی نشان دادند که پارامتر مؤثر بر حداقل عمق آبشنستگی پایین‌دست دریچه آبگیر عدد فرود جت می‌باشد [۱۲]. مژروعی و همکاران (۱۳۹۶) آبشنستگی موضعی ناشی از جت مستغرق افقی را به صورت عددی با مدل FLOW3D بررسی نمودند. آنان اظهار داشتند که نتایج حاکی از آن است که شبیه‌سازی پدیده فرسایش بستر خوب بوده و تفاوت ایجاد شده در قسمت رسوبگذاری ناشی از عدم درج سرعت سقوط ذرات رسوبی و سرعت برخشی جریان در مدل عددی بوده است [۱۳]. مطالعه حاضر، به بررسی مدل سه بعدی آبشنستگی، ناشی از جت آبگرم خروجی از تخلیه کننده‌های عمقی نیروگاه‌های ساحلی با مدل آشفتگی RNG به صورت موازی با انتقال حرارت در نرم‌افزار FLOW3D می‌پردازد.

۲- معادلات اساسی حاکم

۱-۲- معادلات حاکم بر جریان آشفته

میدان نزدیک بسیار تأثیرگذار است، تخمین محل و عمق این آبشنستگی‌ها حائز اهمیت می‌باشد.

روئوز^۲، دودیه^۳ و همکاران، ایواگاکی^۴، دکستین^۵، لورسن^۶، ماربیون^۷ و همکاران جزو اولین کسانی بودند که پدیده آبشنستگی ناشی از جت‌های افقی و عمودی را بررسی نمودند که در نهایت، معیارهای تقریبی مشابهی را از آبشنستگی موضعی ناشی از جت‌های دو بعدی و دیگر جریان‌ها تدوین کردند [۶-۱]. ستویو^۸ آزمایش آبشنستگی موضعی تحت جت دو بعدی افقی را انجام و مدل‌های پیشنهادی برای انتقال رسوبات را درآورد است [۷]. در سال ۱۹۹۲ محققان اظهار داشتند از آنچاکه تحقیقات قبلی عمدتاً با فرمولاسیون‌های تجربی و مدل‌های نسبتاً اولیه آغاز شده است، آنها دیگر برای وضعیت فعلی قابل اجرا نیستند، بلکه پیش‌بینی‌های بسیار دقیق‌تر لازم است. ایشان مدل عددی ارزیابی آبشنستگی موضعی به علت تخلیه جت آبگرم خروجی از نیروگاه‌ها را ارائه دادند. در تحقیق ایشان فرآیند پخش و انتشار جت آبگرم با مدلی با مقیاس یک صدم و آبشنستگی موضعی به صورت یک بعدی تحت جریان دو بعدی به صورت موازی با جریان بررسی شده است. ایشان نتایج حاصل از آبشنستگی را بصورت کیفی بررسی کردند و بیان کردند که آبشنستگی تحت تأثیر شناوری می‌تواند رفتارهای مختلفی داشته باشد [۸]. فیروزی (۱۳۹۱) با بررسی آبشنستگی ناشی از جت افقی در پایین‌دست دریچه کشویی با مدل FLOW3D نشان داد که حداقل عمق حفره آبشنستگی در حالت بدون کف‌بند بیشترین مقدار خطاهای را با نتایج آزمایشگاهی دارد و در اکثر موارد مدل عددی عمق کمتری را نسبت به نتایج آزمایشگاهی برآورد می‌کند [۹]. محمد کاهه (۱۳۹۲) آبشنستگی در پایین‌دست جریان

²- Rouse

³- Doddiah

⁴- Iwagaki

⁵- Duckstein

⁶- Laursen

⁷- Marion

⁸- Saito

زیر می‌باشد [۱۴]:

$$k = \frac{1}{2} \left(\overline{u_i^2} + \overline{u_j^2} + \overline{u_k^2} \right) \quad (5)$$

$$\begin{cases} \delta_{ij} = 0 & i \neq j \\ \delta_{ij} = 1 & i = j \end{cases} \quad (6)$$

(پ): معادله انرژی سیال

برای مسائل جریان تراکم‌پذیر یا حرارتی، معادله انرژی داخلی به صورت رابطه (۷) است:

$$\begin{aligned} V_F \frac{\partial}{\partial t} (\rho I) + \frac{\partial}{\partial x} (\rho I A_x u) + R \frac{\partial}{\partial y} (\rho I A_y v) \\ + \frac{\partial}{\partial z} (\rho I A_z w) + \xi \frac{\rho I A_x u}{x} = \\ - p \left\{ \frac{\partial u A_x}{\partial x} + R \frac{\partial v A_y}{\partial y} + \frac{\partial w A_z}{\partial z} + \xi \frac{u A_x}{x} \right\} \\ + R I_{DIF} + T_{DIF} + R I_{SOR} \end{aligned} \quad (7)$$

که در آن، I انرژی داخلی مخلوط ماکروسکوپی است
[۱۵]

۲-۲- معادلات حاکم بر مدل انتقال رسوب

(الف): تنش برشی بستر

تش برشی بستر تنش برشی است که توسط سیال روی سطح بستر اعمال می‌شود که با استفاده ازتابع دیوار استاندارد برای جریان آشفته سه بعدی با در نظر گرفتن زیری دیوار محاسبه شده است [۱۶].

$$u = u_\tau \left[\frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{Y}{\frac{v}{u_\tau} + k_s} \right) \right] \quad (8)$$

که u_τ تنش برشی است، τ تنش برشی بستر، ρ چگالی بالک مخلوط سیال-رسوب، Y فاصله از دیوار، v ویسکوزیته سینماتیک جریان بالک، $\kappa = 0.4$ ثابت ون کارمن و k_s زیری نیکورادزه است. در این مدل، k_s با اندازه رسوبات ارتباط مستقیم دارد:

$$k_s = c_s d_{50} \quad (9)$$

در این رابطه، d_{50} قطر متوسط مواد بستر و c_s یک

روابط حاکم بر سیالات در حالت آرام و آشفته یکسان بوده و از معادلات پیوستگی و ناویر-استوکس پیروی می‌کنند. با این تفاوت که در جریان آشفته معادلات ناویر-استوکس را متوجه‌گیری زمانی می‌کنند که با این عمل یکسری عبارت‌های اضافی از نوع تنش در این معادلات ظاهر می‌شوند و آنها را تنش‌های آشفتگی (تنش رینولدز) می‌نامند [۱۶].

(الف): معادله پیوستگی:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

(ب): معادلات مومنتوم:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i u_j}{\partial x_j} = \\ - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + g_i + \frac{\partial}{\partial x_j} (\tau_{ij}) \end{aligned} \quad (2)$$

در معادلات فوق، u_i مؤلفه سرعت در جهت x_i ، t زمان، P فشار کل، ρ چگالی، g_i شتاب ثقل در جهت x_i و τ_{ij} تانسور تنش ویسکوز ^۹ است و در حالت جریان آشفته به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\begin{aligned} \tau_{ij} = & \left[\rho (v + v_t) \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right] \\ & - \frac{2}{3} \rho (k + v_t) \frac{\partial u_i}{\partial x_i} \delta_{ij} \end{aligned} \quad (3)$$

در جریان‌های آشفته، تنش برشی شامل دو جمله تنش برشی ناشی از مؤلفه متوسط جریان و تنش برشی ناشی از مؤلفه‌های نوسانی سرعت بوده که به تنش‌های رینولدز معروف است و به صورت رابطه (۴) بیان می‌شود:

$$\begin{aligned} \tau_{ij} = & - \rho \overline{u_i u_j} = \\ & \rho v_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} \end{aligned} \quad (4)$$

در معادلات فوق، v_t لزجت گردابهای و δ_{ij} دلتای کرونکر ^{۱۰} جهت کاربردی کردن تعریف لزجت گردابهای (EVMs^{۱۱}) است. انرژی جنبشی در واحد جرم به صورت

¹⁰- Kronecker delta

¹¹- Eddy Viscosity Models

⁹- Viscous stress tensor

بحرانی شیلدز با استفاده ازتابع ایگازاروف^{۱۵} اصلاح می‌گردد. این تابع با نماد ξ نشان داده می‌شود و به تابع اثر پنهان‌شدگی^{۱۶} معروف است و به صورت معادله (۱۳) نمایش داده می‌شود:

$$\xi_i = \frac{1.666667}{\log_{10} \left(19 \frac{d_{s,i}}{d_{50}} \right)^2} \quad (13)$$

پارامتر حاصل به شکل زیر خواهد بود:

$$\theta'_{cr,i} = \theta_{cr,i} \frac{1.666667}{\log_{10} \left(19 \frac{d_{s,i}}{d_{50}} \right)^2} \quad (14)$$

طبق رابطه بالا، هنگامی که مقدار $d_{s,i}$ خیلی کمتر از d_{50} باشد، به این معنی که ذرات کوچک توسط ذرات بزرگ احاطه شده باشند، مخرج کسر عدد کوچکی خواهد شد و مقدار $\theta'_{cr,i}$ افزایش خواهد یافت. بر عکس، هنگامی که $d_{s,i}$ خیلی بزرگتر از d_{50} باشد، در این صورت، در رابطه (۱۴) مقدار $\theta'_{cr,i}$ کاهش پیدا خواهد کرد، چون هنگامی که ذرات بزرگ توسط ذرات کوچک احاطه شده باشند، بیشتر در معرض فرسایش خواهند بود.

عدد شیلدز موضعی براساس تنفس برشی موضعی

(τ) محاسبه می‌گردد:

$$\theta_i = \frac{\tau}{\|g\| d_{s,i} (\rho_{s,i} - \rho_f)} \quad (15)$$

در این رابطه، $\|g\|$ عبارت است از بزرگی بردار گرانش. تنفس برشی موضعی نیز طبق قانون دیواره محاسبه می‌شود [۱۶].

(پ): ضریب تعليق مواد بستر سرعت بلند شدن رسوبات از کف با استفاده از رابطه مس برگن و ون دن برگ^{۱۷} محاسبه می‌شود:

$$u_{lift,i} = \alpha_i n_s d_*^{0.3} (\theta_i - \theta_{cr,i})^{0.5} \sqrt{\frac{\|g\| d_{s,i} (\rho_{s,i} - \rho_f)}{\rho_f}} \quad (16)$$

ضریب قابل تعریف است. مقدار توصیه شده برای c_s ، ۲/۵ می‌باشد.

(ب): پارامتر شیلدز بحرانی

برداشت رسوبات از کف و معلق کردن آنها در اثر برش و گرداب‌های کوچک در سطح بستر باعث ورود ذرات از بستر به آبراهه می‌شود. محاسبه دینامیک جریان در مورد ذره منفرد غیرممکن است و از طرفی چون محاسبه لایه مرزی در سطح بستر دشوار است به همین دلیل استفاده از مدل‌های تجربی در این مورد می‌تواند بسیار سودمند باشد. مدلی که به همین منظور در FLOW3D استفاده شده است، براساس مدل مس برگن و ون دن برگ^{۱۲} است. همچنین جهت پیش‌بینی عدد بحرانی شیلدز معادله شیلدز-راس^{۱۳} مورد استفاده قرار می‌گیرد. جهت محاسبه عدد شیلدز بحرانی بایستی ابتدا پارامتر بدون بعد R^* محاسبه گردد:

$$R_i^* = d_{s,i} \frac{\sqrt{0.1 (\rho_{s,i} - \rho_f) \rho_f \|g\| d_{s,i}}}{\mu_f} \quad (10)$$

و سپس طبق رابطه (۱۰)، عدد شیلدز بحرانی محاسبه می‌گردد:

$$\theta_{cr,i} = \frac{0.1}{R_i^{* \frac{2}{3}}} + 0.054 \left[1 - \exp \left(\frac{-R_i^{* 0.52}}{10} \right) \right] \quad (11)$$

همچنین اثر مسلح شدن^{۱۴} نیز در مدل لحاظ شده است، بنابراین ذرات بزرگتر مانع ورود ذرات کوچک به داخل جریان می‌شوند. گام اول، محاسبه اندازه متوسط ذرات بستر در سلول محاسباتی می‌باشد:

$$d_{50} = \frac{1}{\sum_{i=1,ns} c_{s,i}} \sum_{i=1,ns} c_{s,i} d_{s,i} \quad (12)$$

در رابطه (۱۲)، $c_{s,i}$ عبارتست از غلظت جرمی گونه آام ذرات رسوبی.

جهت لحاظ کردن اثر زرهی شدن بستر، پارامتر

¹⁵- Egiazaroff

¹⁶- Hiding-Exposure

¹⁷- Mastbergen and Van den Berg

¹²- Mastbergen and Van den Berg

¹³- Shields-Rouse

¹⁴- Armoring

به حجم خالص تمام گونه‌ها است که جمع آنها باید در

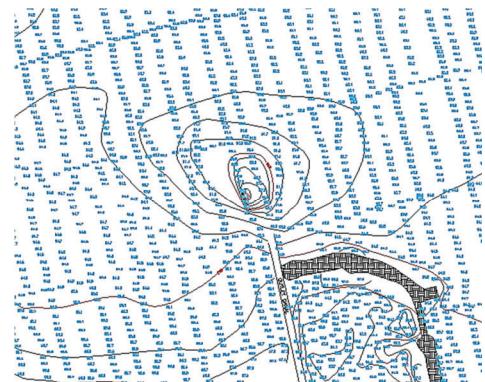
رابطه زیر صدق کند:

$$\sum_{n=1}^N c_{b,i} = 1.0 \quad (20)$$

البته باید ذکر شود که $c_{b,i}$ در معادله اصلی Meyer-Peter and Muller وجود ندارد. این مقدار به معادله (۱۳) اضافه شده است تا اثر چندین گونه رسوبات را لحاظ کند [۱۶].

۳- معرفی منطقه و اندازه‌گیری‌های میدانی

نیروگاه نکا یکی از مهمترین نیروگاه‌های کشور است که در کنار دریای خزر در ساحل نکا احداث شده و با آب دریا خنک می‌شود. ساخت نیروگاه حرارتی نکا با ظرفیت ۱۴۳۳ مگاوات در سال ۱۳۵۴ به اتمام رسید. در سال‌های اخیر با اضافه شدن سیکل ترکیبی، بر توان تولید نیروگاه افزوده شد و به ۲۳۳۳ مگاوات رسید. شکل ۱ هیدرولوگی چاله ناشی از آبشستگی و شیب دو طرف آن را نشان می‌دهد و شکل ۲ نمای سه بعدی چاله تشکیل شده مقابل تخلیه کننده عمقی نکا است [۱۷].



شکل ۱- شکل چاله آبشستگی مقابل نکا و شیب دو طرف آن

شکل ۳ نشان‌دهنده پروفیل آبشستگی مقابل تخلیه کننده نکا مطابق هیدرولوگی برداشت شده می‌باشد. طبق این شکل، حداقل عمق حفره ایجاد شده به اندازه ۸/۶ متر و به فاصله ۷۶ متری از تخلیه کننده می‌باشد.

در رابطه فوق d_* قطر متوسط بدون بعد ذرات است:

$$d_* = d_{50} \left[\frac{\rho_f (\rho_{s,i} - \rho_f) \|g\|}{\mu^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (17)$$

در معادله (۱۷)، α_i پارامتر ورود^{۱۸} است و مقدار آن Mastbergen and Van den Berg ۰/۰۱۸ توسط توصیه شده است. n_s بردار نرمال رو به بیرون بستر متراکم است. $u_{lift,i}$ برای محاسبه میزان رسوبات متراکم بستر که تبدیل به رسوبات معلق شده‌اند، استفاده می‌شود. ذرات رسوبی که به حالت معلق درآمده‌اند، توسط سیال چار حرکت و غلتیش می‌شوند [۱۶].

(ت): بار بستر

شکل بی‌بعد نرخ انتقال بار بستر برای گونه آام به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\Phi_i = \frac{q_{b,i}}{\left[g(s_i - 1)d_i^3 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (18)$$

به طوری که $q_{b,i}$ نرخ انتقال بار حجمی بستر بر واحد عرض بستر (در واحد حجم بر زمان بر عرض) است. Φ_i با استفاده از معادله می‌یر پیتر و مولر^{۱۹} محاسبه می‌شود. مفهوم انتقال بار بستر، حرکت ذرات رسوبی به صورت غلتیش و جهش بر روی بستر متراکم است. جهت شبیه‌سازی، انتقال بار بستر در نرمافزار FLOW3D با استفاده از مدل Meyer-Peter and Muller به صورت زیر است:

$$\Phi_i = \beta_i (\theta_i - \theta_{cr,i})^{1.5} c_{b,i} \quad (19)$$

β_i ضریب بار بستر است و به طور کلی دارای مقدار ۵/۷ برای انتقال کم، حدود ۸ برای انتقال متوسط و تا ۱۳ برای انتقال بار بستر بسیار بالا می‌باشد. مقدار پیش‌فرض این ضریب در نرمافزار FLOW3D ۸ است که بیشترین استفاده را در مقالات دارد. $c_{b,i}$ کسر حجمی از گونه‌های آام در مواد بستر است و برابر نسبت حجم خالص گونه آام

¹⁸- Entrainment parameter

¹⁹- Meyer-Peter and Muller

بکارگیری دو ابزار سودمند تابع حجم سیال (VOF^{۲۳}) و روش نماینده کسر مساحت- حجم مانع (FAVOR^{۲۴}), شبکه حل به فرم مذکور یک مزیت خواهد بود. در بخش‌های زیر به جنبه‌های مختلف مدل‌سازی عددی با نرم‌افزار FLOW3D پرداخته می‌شود.

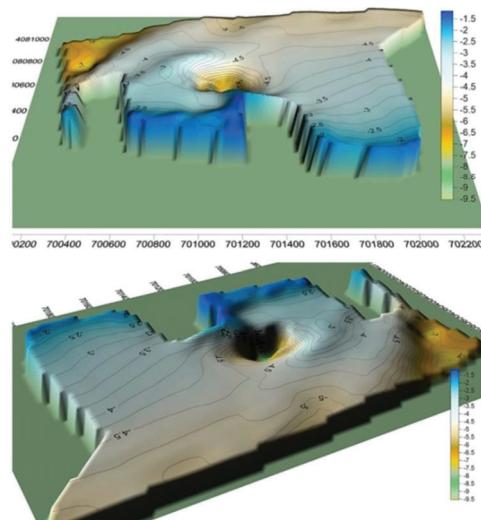
سیال تعریف شده در این مدل آب معمولی با چگالی 1000 kg/m^3 و ویسکوزیته $1.014 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ و دمای 20°C درجه سانتی‌گراد است.

۴- آنالیز حساسیت مش

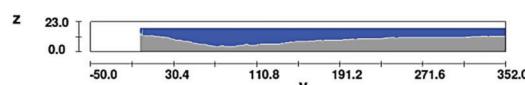
یکی از مسائل اصلی در حل عددی معادلات با مشقات جزئی، ایجاد مش مناسب می‌باشد. با ایجاد یک شبکه‌بندی مناسب می‌توان حل سیستم معادلات دیفرانسیل را تا حد زیادی ساده کرد. انتخاب نامناسب محل نقاط شبکه می‌تواند باعث ناپایداری یا عدم همگرایی در محاسبات گردد. در این مطالعه جهت آنالیز حساسیت مش ابتدا مش یکنواخت و تودرتو با یکدیگر مقایسه شده است سپس در جهت عمق با تغییر اندازه سلول‌ها استقلال جواب‌ها از شبکه مش بررسی گردیده است.

۴-۱- مقایسه مش تودرتو و یکنواخت

ابتدا برای رسیدن به نتیجه کلی از حل، جهت مدل‌سازی جریان آشفته در نرم‌افزار FLOW3D، از مش یکنواخت با ابعاد یک متر استفاده گردید که زمان اجرای برنامه برای مدل‌سازی جریان آشفته، بدون در نظر گرفتن پخش حرارت، حدود ۳۵ ساعت و تعداد کل سلول‌های محاسباتی 1694085 گردید، سپس جهت بهینه‌سازی حل، شبکه مش تصفیه گردید و پس از بررسی و شبیه‌سازی چند مدل مختلف همانند شبکه مش یکنواخت با ابعاد دو متری، شبکه مش چند بلوكی و تودرتو، در نهایت از یک شبکه مش تودرتو جهت فرآیند شبیه‌سازی استفاده شد. تعداد بلوك‌های تودرتو شامل



شکل ۲- نمای سه بعدی حفره آبشنسته شده [۱۷].



شکل ۳- نمای جانبی پروفیل آبشنستگی مقابله تخلیه کننده نکا.

۴- مدل‌سازی انتقال رسوب تحت جت آبگرم

مدل عددی FLOW3D با سیستم مختصات دکارتی برای تحلیل جریان جت آشفته مورد استفاده قرار گرفته است. مدل مورد استفاده فرضیه بوزینسک^{۲۰} یا فرض فشار هیدرولاستاتیک را برای تجزیه و تحلیل اختلاط اولیه در میدان نزدیک اعمال می‌کند. در این مطالعه، معادلات متوسط گیری شده زمانی ناوبر- استوکس (RANS) به عنوان معادله حاکم اعمال شده است که الگوریتم آن در آزمایشگاه ملی لوس آلاموس^{۲۱} توسط هرت^{۲۲} و همکاران توسعه داده شده است. شبکه حل در این مدل از سلول‌های مکعب مستطیل تشکیل شده است. البته شاید شبکه مکعب مستطیل در نگاه اول یک محدودیت به نظر برسد ولی به علت قابلیت تولید آسان شبکه، نظم مناسب و نیاز به حافظه کمتر و همچنین

²³- Volume of Fluid

²⁴- Fractional Area-Volume Obstacle Representation

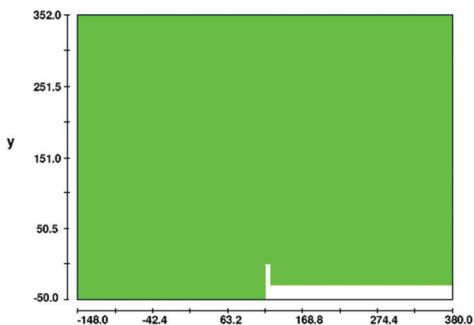
²⁰- Boussinesq

²¹- Los Alamos National Laboratory

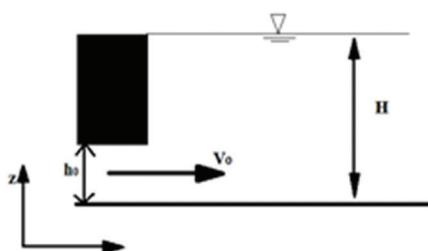
²²- Hirt

۲-۴- ابعاد هندسی مدل

دامنه مدل سازی دارای ۵۲۸ متر طول، ۴۰۲ متر عرض و ۲۴ متر عمق می باشد. عمق آب ۵ متر، عمق بستر رسوی ۱۴ متر و ۵ متر هم به عنوان سطح آزاد آب در نظر گرفته شده است. تخلیه کننده از نوع تخلیه کننده عمقی می باشد که توسط یک کانال بتنی تقریباً به طول ۲۶۰ متر به داخل دریا کشیده است. در محل تخلیه آبگرم به دریا، بالای کanal توسط بتن پوشیده شده تا آبگرم از پایین با ارتفاع کمتری تخلیه شود و دبی مورد نظر که حدوداً ۵۴ مترمکعب در ثانیه می باشد را تأمین کند. شکل ۶ پلان محدوده مدل سازی شده و شکل ۷ نمای جانبی تخلیه کننده را نشان می دهد.



شکل ۶- پلان محدوده مدل سازی شده



شکل ۷- نمای جانبی تخلیه کننده

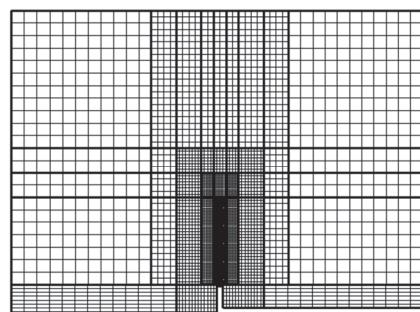
۳-۴- شرایط فیزیکی

مدل سازی آبشنستگی ناشی از جت آبگرم با استفاده از معادله تعادل انرژی^{۲۵}، ارزیابی چگالی^{۲۶}، گرانش^{۲۷}،

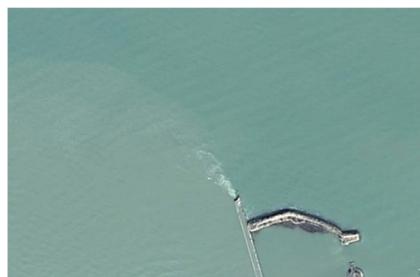
پنج بلوك است و از ابعاد ۱۶ متر شروع و به ۱ متر در نزدیک جت خروجی ختم می شود.

۴-۱- اندازه لایه های عمقی

جهت مدل سازی سطح آب، تعداد لایه های عمقی و همچنین ابعاد آن بسیار حائز اهمیت می باشد. در ابتدا جهت آنالیز حساسیت شبکه مش، اندازه سلول ها در جهت عمق (Δz) یک متر انتخاب گردید که سطح آب به درستی مدل نشده و مدل نایابیدار می گردید. در نهایت، در راستای عمق اندازه سلول ها نیم متر و از نوع لایه بندی کارتزین انتخاب شد که سطح آب به درستی مدل گردید و همچنین از نظر هزینه محاسباتی بهینه بود. همچنین جهت بررسی استقلال جوابها از مش، ابعاد سلول ها در راستای عمق ۰/۲۵ متر در نظر گرفته شد که در این حالت جواب ها در مقایسه با ابعاد سلول ۰/۵ متر تفاوت زیادی نداشت. تعداد کل سلول های محاسباتی برای این مدل سازی ۱۹۵۰۸۴ و زمان تقریبی شبیه سازی نیز حدود چهار ساعت می باشد که در این حالت زمان محاسبات به یک هشتم تقلیل پیدا کرده است. شکل نهایی مش حاصل در شکل ۴ و همچنین نمای منطقه محاسباتی در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۴- شبکه مش تودر تو



شکل ۵- نمای منطقه محاسباتی [Google Earth]

²⁵- Energy balance equation

²⁶- Density evaluation

²⁷- Gravity

دانه به قطر ۹ میلیمتر است. ضرایب مربوط به آبشنستگی که بهترین جواب‌ها را ارایه داده‌اند شامل چگالی ذرات رسوبی 2650 kg/m^3 ^{۳۲}، ضریب دراگ $1/5$ ^{۳۳}، ضریب تعلیق مواد بستر $0/035$ ^{۳۴}، ضریب بار بستر 8 ^{۳۵} و زاویه ایستایی 32 درجه می‌باشد.

۱-۵- صحبت‌سنگی نتایج

در این بخش به صحبت‌سنگی نتایج مدل عددی با هیدروگرافی‌های موجود از بستر مقابل تخلیه کننده نکا پرداخته می‌شود. مطالعات انجام شده در بخش دریابی نیروگاه نکا توسط مؤسسه تحقیقات آب وزارت نیرو صورت گرفته است. این صحبت‌سنگی شامل دو پارامتر اصلی حداکثر طول افقی و حداکثر عمق می‌باشد. طبق نقشه‌های هیدروگرافی شکل ۸-الف، حداکثر فاصله طولی از تخلیه کننده حدود ۷۶ متر می‌باشد. قبل از کالیبراسیون مدل این فاصله ۳۵ متر به دست آمد در ادامه با ایجاد کف‌بند و همچنین اعمال شبیه‌سازی به جت خروجی، این فاصله طبق شکل ۸-ب به $68/5$ متر رسیده است که این مقدار $90/13$ درصد فاصله موجود در نقشه‌های هیدروگرافی می‌باشد. همچنین حداکثر عمق حفره آبشنستگی در زمان تعادل نسبی با توجه به داده‌های هیدروگرافی مقابله نکا، $8/6$ متر می‌باشد حداکثر عمق حفره آبشنستگی در زمان تعادل نسبی با توجه به شبیه‌سازی‌های انجام شده برابر 5 متر می‌باشد که این مقدار $58/14$ درصد کل عمق حفره آبشنسته شده می‌باشد.

۲-۵- تحلیل نتایج

۱-۲-۵- زمان اجرای مدل

یکی از مسائل مهم در ارزیابی آبشنستگی، زمان اجرای مدل‌سازی تا رسیدن به یک مقدار مناسب از لحاظ

انتقال حرارت^{۲۸} و مدل آشفتگی لزج^{۲۹} و آبشنستگی رسوبات^{۳۰} در FLOW3D صورت گرفته است. شرط مرزی بدون لغزش^{۳۱} برای تمام سطوح صلب به کار گرفته شده است. در یک مرز بدون لغزش، فرض بر این است که نوعی از پروفیل دیوار در منطقه مرزی وجود دارد، که می‌تواند برای محاسبه تنفس برشی مؤثر در دیوار مورد استفاده قرار گیرد. به طور معمول، این شرط مرزی با استفاده از اصطلاح توابع دیوار تنظیم می‌شود [۱۳].

۴-۴- شرایط مرزی

شرایط مرزی برای هریک از مرزها در جدول ۱ تعریف شده‌است.

۴-۵- انتخاب مدل آشفتگی

در این مطالعه به منظور شبیه‌سازی میدان جریان سه‌بعدی ناشی از جت عمقی از معادلات متostگیری شده در زمان ناوبر- استوکس (RANS) که بهترین جواب‌ها را ارائه داد استفاده گردید. نرمافزار FLOW3D معادلات RANS را با استفاده از روش حجم محدود/ اختلاف محدود در یک شبکه مستطیلی اویلری حل می‌کند. مدل k-e و LES در این تحقیق، نتایج مورد قبولی را ارایه ندادند؛ زیرا پخش شدگی جت در این دو مدل به خوبی صورت نگرفت.

۵- نتایج و بحث

در این بخش نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی برای آبشنستگی موضعی ناشی از جت آبگرم خروجی از نیروگاه ارائه شده است. همانطور که ذکر شد دی تخلیه شده معادل 54 مترمکعب در ثانیه با سرعت $4/5$ متر بر ثانیه می‌باشد. قطر رسوبات مورد استفاده در شبیه‌سازی شامل ماسه ریزدانه به قطر $2/0$ میلیمتر و ماسه درشت

³²- Drag Coefficient

³³- Entrainment Coefficient

³⁴- Bed Load Coefficient

³⁵- Angle of Repose

²⁸- Heat transfer

²⁹- Viscosity turbulence

³⁰- Sediment scour

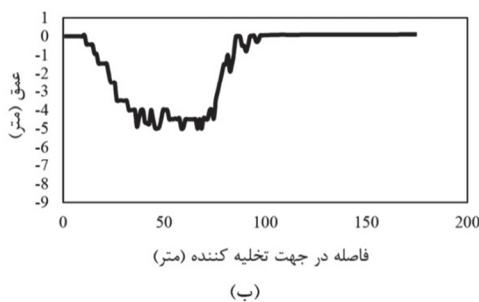
³¹- No-slip

روی ۲۴۰۰ ثانیه تنظیم شده است.

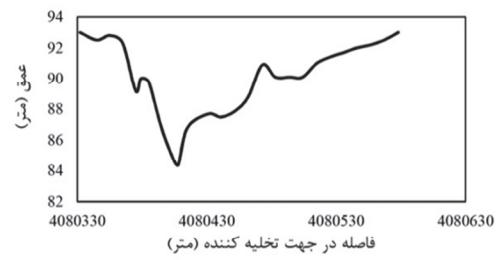
پایداری و ماندگاری جریان و همچنین عمق تعادلی آبشنستگی می‌باشد. در تمام شبیه‌سازی‌ها زمان مدل‌سازی

جدول ۱- شرایط مرزی مدل عددی.

سطح آزاد، مرزهای کناری و مرزهای سمت ساحل	کف دریا	مرز خروجی از دریا	خروجی کاتال تخلیه کننده و ورودی به دریا
Symmetry (S)	Wall (W)	Outflow (O)	Volume flow rate (Q)
شرط مرزی تقارن	شرط مرزی دیوار	شرط مرزی خروجی جریان	شرط مرزی دبی



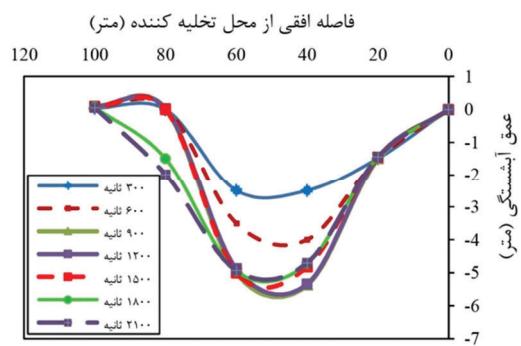
(ب)



(الف)

شکل ۸- پروفیل بستر آب‌شسته شده، (الف) هیدروگرافی بستر و (ب) نتایج حاصل از شبیه‌سازی

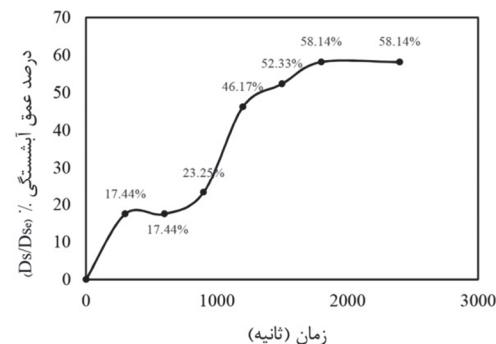
زمان تعادل نسبی، روند پیشرفت عمق آبشنستگی ادامه دارد. با گذشت زمان از شدت تغییرات بستر کاسته می‌شود.



شکل ۱۰- تغییرات زمانی پروفیل طولی آبشنستگی

علت این امر این است که با گذشت زمان عمق حفره آبشنستگی افزایش یافته و ارتفاع سطح آب نسبت به بستر فرسایش‌پذیر بیشتر شده است و بنابراین عمق جریان در محل حفره آبشنستگی در مقایسه با زمان قبل از آن افزایش پیدا می‌کند. طبق قانون پیوستگی جریان، در دبی ثابت با افزایش عمق، سرعت جریان کاهش پیدا می‌کند. در نتیجه، تنفس برشی بر روی بستر نیز کاسته شده و نرخ آبشنستگی در هر زمان نسبت به قبل کمتر

این زمان برای پایداری جریان کاهش انتقال حرارت می‌باشد. در بخش مربوط به آبشنستگی نیز طبق شکل ۹ تا زمان ۱۸۰۰ ثانیه عمق آبشنستگی به میزان $58/14$ درصد کل عمق آبشنستگی رسیده است و بعد از این مدت تغییرات عمق آبشنستگی اندک بوده است. بنابراین در این تحقیق زمان تعادل نسبی ۱۸۰۰ ثانیه در نظر گرفته شده است.



شکل ۹- تعیین زمان لازم برای شبیه سازی عددی

۵-۲-۲-۵- تغییرات زمان پروفیل آبشنستگی

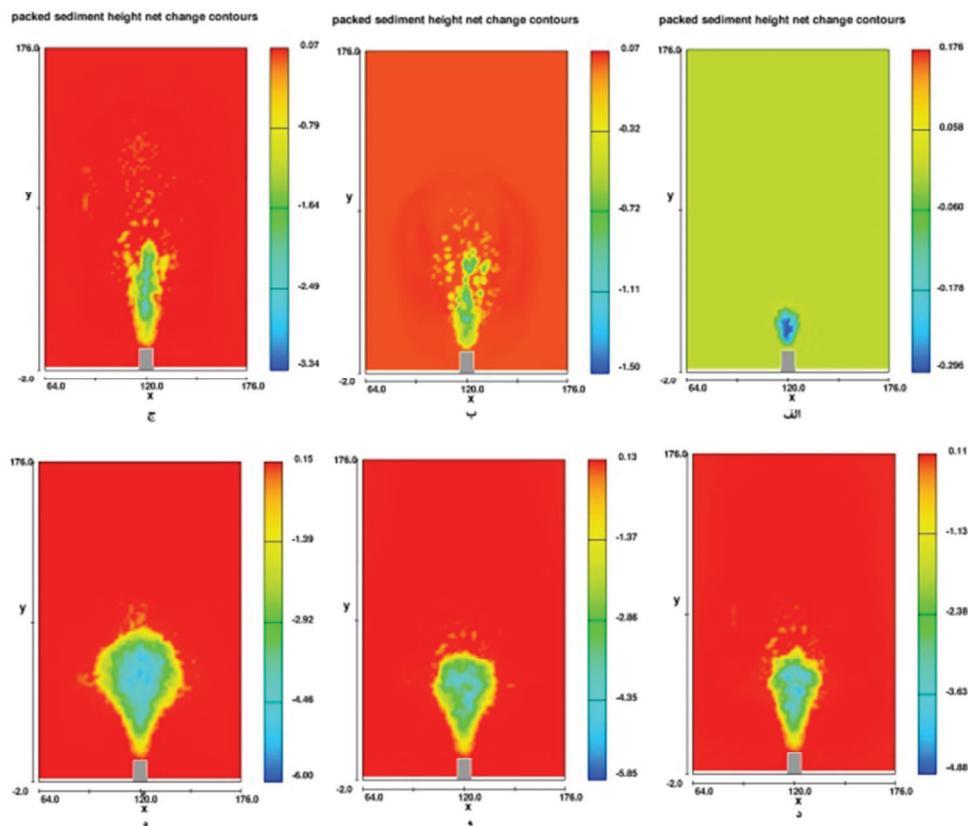
شکل ۱۰ نشان‌دهنده تغییرات زمانی پروفیل آبشنستگی می‌باشد. طبق این شکل، قسمت اعظم آبشنستگی در ۶۰۰ ثانیه اول رخداده است و تا رسیدن به

سپس تغییرات در جهت عرضی افزایش پیدا می‌کند. مرحله اول آبشستگی مرحله ابتدایی بوده که ظرفیت آبشستگی بالایی دارد و ایجاد حفره آبشستگی در این مرحله آغاز می‌شود. مرحله دوم مرحله توسعه است که عمق و ابعاد حفره آبشستگی افزایش پیدا می‌کند. در مرحله سوم که ثبت نام دارد تغییرات نیمترخ بستر کاهش می‌یابد و در مرحله آخر که مرحله تعادل نامیده می‌شود تنها حرکت ذرات درون حفره آبشستگی صورت گرفته بطوریکه ذرات دارای حرکت غلطشی می‌باشند و از درون حفره خارج نمی‌شوند. شکل ۱۱ نشان‌دهنده تغییرات پلان بستر در زمان‌های مختلف بصورت دوبعدی می‌باشد.

می‌شود. با عمیق شدن حفره آبشستگی، گسترش جت خروجی افزایش پیدا می‌کند و از عدم تقارن پروفیل سرعت در امتداد قائم تا حدی کاسته می‌شود. در نتیجه، سرعت جت در مجاورت بستر در زمان‌های پایانی، کمتر از سرعت جت در زمان‌های آغازین مدل‌سازی بوده و قدرت آبشستگی کمتری خواهد داشت.

۳-۲-۵- توسعه آبشستگی در پلان

در جهات افقی، جریان موادی بستر اولیه بوده و عموماً حفره آبشستگی در جهت عرضی متقارن است. روند تغییرات آبشستگی با زمان بدین ترتیب است که ابتدا آبشستگی در جهت طول جت گسترش پیدا می‌کند و بعد از گذشت ۲۷۰ ثانیه از روند تغییرات طولی کاسته شده و



شکل ۱۱- تغییرات پلان بستر در زمان‌های مختلف

بهصورت عمیق، از لحاظ عددی، مورد مطالعه قرار گرفته است. برای این مطالعه، از مدل سه بعدی دینامیک سیالات محاسباتی مشهور FLOW-3D استفاده شده است. از داده‌های میدانی برای ارزیابی و صحت سنجی

۶- نتیجه‌گیری

mekanizm ایجاد آبشستگی در ناحیه میدان نزدیک، ناشی از جریان جت آشفته گرم شده خروجی از نیروگاه

۴- حداقل فاصله حفره آبشنستگی از جت خروجی در مقایسه با هیدرولوگرافی بستر با اعمال شیب ۲۰ درجه به جت در جهت بالا و همچنین حفاظت بستر به اندازه ۱۰ متر به دست آمد.

تقدیر و تشکر

اطلاعات مطالعه موردی این مقاله از سوی مؤسسه تحقیقات آب وزارت نیرو فراهم گردیده است. نویسنده‌گان به این وسیله مراتب تقدیر و تشکر فراوان خود از همکاری مسئولین و کارشناسان محترم این مؤسسه را تقدیم می‌دارند.

۱- از بین مدل‌های آشتفتگی موجود در نرم‌افزار FLOW-3D، مدل RNG بهترین جواب‌ها را ارائه داد.

۲- نرخ آبشنستگی در دقایق ابتدایی بسیار زیاد بوده و به مرور زمان از نرخ آن کاسته می‌شود، به طوری که در ۳۰۰ ثانیه اول ۴۰ درصد عمق آبشنستگی در زمان تعادل نسبی (۱۵۰۰ ثانیه) رخ داد.

۳- مدل FLOW-3D فاصله افقی عمیق‌ترین نقطه حفره آبشنستگی از دریچه را با دقت بیشتری نسبت به عمق این نقطه تخمین می‌زند.

مراجع

- [1] Rouse, H. (1940). "Criteria for similarity in the transportation of sediment", University of Iowa Studies in Engineering, Vol, 20, pp: 33-49.
- [2] Doddiah, D., Albertson, M. L., and Thomas, R. K. (1953). "Scour from jets", CER; 54-4.
- [3] Iwagaki, Y., Smith, G. L., and Albertson, M. L. (1958). "Analytical study of the mechanics of scour for three-dimensional jet", CER; 60-9.
- [4] Duckstein, L., Iwagaki, Y., Smith, G. L., and Albertson, M. L. (1960). "Analytical study of the mechanics of scour for two-dimensional jet", CER; 60-12.
- [5] Laursen, E. M. (1952). "Observations on the nature of scour. Proceedings of 5th Hydraulics Conference., state University of Iowa", Bulletin, Vol, 34, pp: 179-197.
- [6] Carstens, M. R. (1966). "Similarity laws for localized scour", Journal of the Hydraulics Division, Vol, 92, Issue. 3, pp: 13-36.
- [7] SAITOU, T. "Studies on the scour from submerged plane jet" in Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, 1979, pp. 53-63.
- [8] Ushijima, S., Shimizu, T., Sasaki, A., and Takizawa, Y. (1992). "Prediction method for local scour by warmed cooling-water jets", Journal of hydraulic engineering, Vol, 118, Issue. 8, pp: 1164-1183.
- [9] Firouzi, S.M. (2012) "Numerical simulation of local scour due to horizontal submerged jet in downstream of slide gate using Flow3d", MSc thesis, Shahid Beheshti Water and Power University.
- [10] Kaheh, M. (2013) "Numerical modeling of flow hydraulics and scour in downstream of combined simultaneous over weir and under gate flow using Flow-3D" MSc thesis, Gorgan University of agricultural sciences and natural resources.
- [11] Wei, G., Brethour, J., Grünzner, M., and Burnham, J. (2014). "Sedimentation scour model", Flow Science Report, Vol, 7, pp: 1-29.
- [12] Karbasi, M. and Azamathulla, H. M. (2017). "Prediction of scour caused by 2D horizontal jets using soft computing techniques", Ain Shams Engineering Journal, Vol, 8, Issue. 4, pp: 559-570.
- [13] Mazrouei, M., Majdzadeh Tabatabaei, M., Ghoreishi Najafabadi, H. (2017) "Numerical modeling of local scour due to horizontal submerged jet" 12th symposium on advances in science & technology.
- [14] Rodi, W. (1984). "Turbulence models and their application in hydraulics: A state of the art review", Vol.
- [15] Science, F. (2008) "FLOW-3D User Manual", Vol. New Mexico USA.
- [16] Hirt, C. (2011). "FLOW-3D user manual version 10", Flow Science.
- [17] Water Researches Institute (1995) Marine part optimization studies of Neka power plant cooling system.

تحلیل روش‌های ارزیابی عامل کیفیت در بهینه‌سازی مسئله موازنه زمان-هزینه در صنعت ساخت‌وساز

سید علی بنی‌هاشمی*

استادیار گروه مهندسی صنایع،

دانشگاه پیام نور.

پست الکترونیک:

banihashemi@pnu.ac.ir

علیرضا شهرکی

دانشیار گروه مهندسی صنایع،

دانشگاه سیستان و بلوچستان.

پست الکترونیک:

shahrakiar@hamoon.usb.ac.ir

مسائل موازنه زمان و هزینه توجه ویژه‌ای را در ادبیات مسائل زمان‌بندی به خود اختصاص داده است. هدف از مسئله بهینه‌سازی موازنه زمان-هزینه، تجزیه و تحلیل کاهش زمان اصلی پروژه با کمترین هزینه است. در این مسائل، تأثیر کیفیت اجرای پروژه برای فعالیت‌های مختلف لحاظ نشده است. توجه به عامل کیفیت در این بین به اواسط دهه ۹۰ میلادی باز می‌گردد. از آن زمان تاکنون مقالات بسیاری در این زمینه منتشر گردیده است. در بحث تعادل و موازن، بین سه تابع هدف زمان، هزینه و کیفیت پروژه نسبت به انجام تحلیل حساسیت هزینه نسبت به تغییرات مدت زمان انجام فعالیت‌ها اقدام می‌شود که هدف آن به دست آوردن بهترین ترکیب کاهش زمانی فعالیت‌ها است، به گونه‌ای که مجموع هزینه‌های پروژه، کمینه و کیفیت کل پروژه، بیشینه شود. مقاله حاضر، به طبقه‌بندی مسائل موازنه زمان، هزینه و کیفیت و بررسی نحوه محاسبه عامل کیفیت در پژوهش‌ها و همچنین رابطه بین سه هدف زمان، هزینه و کیفیت در پروژه‌ها و فعالیت‌های پروژه می‌پردازد. نتایج تحلیل مقالات نشان می‌دهد که ارزیابی عامل کیفیت در مسائل موازنه را می‌توان به چهار دسته تقسیم‌بندی نمود. در مورد اول، کیفیت از طریق کارهایی که برای اصلاح فعالیت‌های غیرهمانگ موردنیاز است به طور ضمنی ارزیابی می‌شود. در مورد دوم، کیفیت هر فعالیت به عنوان تابعی از مدت زمان و هزینه آن بیان شده است. در مورد سوم، کیفیت یک فعالیت در هریک از حالت‌های احتمالی آن، به صورت تخمینی براساس نظر خبرگان برآورد می‌گردد و در آخرین مورد نیز کیفیت یک فعالیت توسط شاخص‌های تعیین شده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

واژگان کلیدی: بهینه‌سازی، مسئله موازنه زمان-هزینه-کیفیت، زمان‌بندی پروژه، کیفیت پروژه، کیفیت فعالیت.

۱- مقدمه

بین دو هدف زمان و هزینه بود؛ اما در سال‌های بعد، کیفیت پروژه به عنوان یک عامل سوم نیز مورد توجه قرار گرفت [۱]. مقوله کیفیت و توجه به آن، یکی از اهداف پروژه محسوب می‌شود که در بدنه دانش مدیریت پروژه به صراحت عنوان شده است [۲]. مثلث زمان-هزینه-کیفیت به طور مستمر در طول چرخه عمر پروژه، به وسیله مدیران پروژه دنبال می‌شود. انتظارات متفاوت ذی‌نفعان مدیران پروژه را ناچار به تغییراتی در اهداف می‌کند. طبق مدلiran پروژه را ناچار به تغییراتی در اهداف می‌کند. طبق مثلث زمان-هزینه-کیفیت، تغییر اعمال شده بر روی

در زمان‌بندی پروژه، اغلب می‌توان زمان اتمام پروژه را به وسیله کاهش مدت زمان برخی از فعالیت‌های پروژه را صرف هزینه‌های بیشتر سرعت بخشید. در گذشته، تصمیمات مربوط به تسريع پروژه، تنها به موازن و تعادل

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۰۷/۱۶، بازنگری ۱۳۹۹/۱۰/۲۰، پذیرش ۱۳۹۹/۱۱/۰۷.

DOI: 10.22091/cer.2021.6061.1215 شناسه دیجیتال

هم مورد تأکید قرار می‌گیرند؛ اما اغلب می‌توان دو مؤلفه از این موارد را در کنار هم قرار داد:

(الف) اگر پروژه را با زمان کم و هزینه کم تحويل دهیم، ممکن است از کیفیت کار کاسته شود.

(ب) اگر پروژه را با زمان کم و کیفیت بالا تحويل دهیم، احتمالاً هزینه بالاتری خواهد داشت.

(ج) اگر پروژه را با کیفیت بالا و هزینه کم تحويل دهیم، ممکن است منجر به صرف زمان بیشتری شود [۶ و ۷].

با توجه به اهمیت موضوع ارزیابی عامل کیفیت در پروژه‌های عمرانی و ساخت‌وساز، روش‌های متفاوت و مختلفی از نحوه اندازه‌گیری آن در پژوهش‌های محققان ارائه شده است. کیفیت هر فعالیت با یک شاخص بین صفر و یک اندازه‌گیری می‌شود و کیفیت کلی پروژه نیز تابعی از کیفیت تک‌تک فعالیت‌های پروژه است؛ بنابراین اندازه‌گیری عامل کیفیت فعالیت‌های پروژه در مسائل موازنۀ زمان-هزینه قبل از انجام فعالیت به یکی از موضوعات مهم مورد بحث توسط محققان تبدیل شده است. از این‌رو، در این مقاله به بررسی مسائل موازنۀ زمان-هزینه-کیفیت در تحقیقات پژوهشگران پرداخته شده است تا این مقالات از جنبه عامل کیفیت مقایسه گردد و در نهایت، روش‌هایی که برای پیش‌بینی کیفیت فعالیت‌های پروژه توسط محققان مورد استفاده قرار گرفته است، دسته‌بندی و تحلیل گردد.

این مقاله در پنج بخش دسته‌بندی شده است. پس از بیان مقدمه در بخش اول مقاله، به بیان روش‌شناسی در بخش دوم پرداخته شده است. بخش سوم به تعریف و اندازه‌گیری عامل کیفیت می‌پردازد و تأثیر تسريع در پروژه را بر کیفیت تحلیل می‌کند. بخش چهارم طبقه‌بندی مسائل موازنۀ زمان، هزینه و کیفیت را براساس فرضیه‌های مدل‌سازی و روش‌های حل ارائه می‌دهد که با بررسی عامل کیفیت در این مقالات، چهار رویکرد برای ارزیابی عامل کیفیت تفکیک شده است. در مورد اول، کیفیت از طریق کارهایی که برای اصلاح فعالیت‌های

زمان و فشرده کردن آن، قطعاً منجر به تغییراتی بر هزینه و کیفیت انجام پروژه خواهد شد [۳]. چراکه کیفیت پروژه به عنوان یکی از معیارهای اساسی موقیت پروژه در نظر گرفته می‌شود؛ همچنین انجام پروژه با حداقل هزینه و زمان و مطابق با استانداردهای عملکردی برای بهدست آوردن مزیت رقابتی، یکی از قابلیت‌های مدیریت پروژه محسوب می‌شود [۴].

موضوع کیفیت و ارزیابی آن در پروژه‌های عمرانی، همواره یک مقوله چالش‌برانگیز برای پیمانکاران و کارفرمایان است. یکی از مباحث مهم در اجرای پروژه‌ها و نظارت بر اجرای پروژه‌ها، تعریف حداقل کیفیت موردنیاز پروژه و اطمینان یافتن از برآورده شدن این سطح از کیفیت توسط مدیران و مجریان پروژه می‌باشد. در باب میزان اهمیت حفظ کیفیت خروجی پروژه‌ها باید به این نکته توجه داشت که در صورت بروز اختلالات در خروجی پروژه و ایجاد نارضایتی در مشتری، عملکرد کل سازمان و تیم مدیریتی آن با چالش مواجه شده و زیر سؤال قرار می‌گیرد؛ بنابراین پرداختن به مقوله کیفیت به عنوان یکی از اهداف پروژه و موازنۀ کیفیت و سایر اهداف پروژه مانند زمان و هزینه و همچنین تأثیر آن بر برنامه‌ریزی و بهطور خاص، زمان‌بندی پروژه در قالب مسائل موازنۀ زمان-هزینه-کیفیت مورد توجه می‌باشد.

براساس نظر باکارینی^۱ (۱۹۹۹) مدیریت پروژه موفق بر روی فرآیندهای پروژه مخصوصاً اجرای موفق زمان، هزینه و کیفیت تمرکز می‌کند و از آنجا که کیفیت، یکی از اهداف سه‌گانه مثلث مدیریت پروژه محسوب شده و هرگونه تغییر در محیط پروژه از ویژگی‌های کیفیت تأثیر می‌پذیرد؛ بنابراین ویژگی‌های کیفیت، سهم منحصر به‌فردی در موفقیت پروژه دارد. از این‌رو، نیاز به بررسی نقش، رفتار و نحوه ارزیابی عامل کیفیت در پروژه‌های عمرانی ضرورت دارد [۵]. از طرف دیگر، در مدیریت پروژه، سه عامل زمان، هزینه و کیفیت معمولاً با

^۱- Baccarini

عامل کیفیت، بازه زمانی تا سال ۲۰۱۸ ادامه یافته است. در نهایت مقالات منتخب براساس نحوه محاسبه و دیدگاه نویسنده‌گان به موضوع کیفیت در مدل‌سازی مسائل موازنۀ زمان- هزینه دسته‌بندی و مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است.

۳- تعریف و اندازه‌گیری کیفیت در پروژه

کیفیت به عنوان یک عملکرد یا نتیجه ارائه شده در استاندارد ISO9000 به صورت درجه‌ای است که مجموعه‌ای از ویژگی‌های ذاتی نیازها را برآورده می‌کند، تعریف شده است. مدیریت کیفیت پروژه، پنجمین حوزه دانشی در استاندارد^۲ PMBOK است. طبق استاندارد PMBOK ویرایش ششم در سال ۲۰۱۷، مدیریت کیفیت پروژه شامل فرآیندهایی برای در نظر گرفتن سیاست کیفیت سازمان در مورد برنامه‌ریزی، مدیریت و کنترل الزامات کیفیت پروژه و محصول به منظور دستیابی به اهداف ذی‌نفعان تعریف شده است. مدیر پروژه و تیم مدیریت پروژه مسئولیت مدیریت تعادل مرتبط با ارائه سطح مورد نیاز از نظر کیفیت و درجه کیفی را دارند [۸]. گاروین^۳ (۱۹۸۴) ابعاد مختلفی از کیفیت را ارائه می‌دهد که به صورت ذهنی، تطابق با مشخصات از پیش تعیین شده را مورد بررسی قرار می‌دهند. سازگاری کیفیت توسط یک متغیر اندازه‌گیری می‌شود، در حالی که، کیفیت درک شده، یک مفهوم مفید در مراحل اولیه طراحی محصول جدید است. به عنوان مثال، شدت بوی داخلی خودرو جزو کیفیت درک شده است [۹]. در استاندارد PMBOK، هزینه کیفیت (COQ^۴) شامل کل هزینه‌های انطباق (هزینه‌های دستیابی به کیفیت) و هزینه‌های عدم انطباق (هزینه‌های عدم دستیابی به کیفیت) است. هزینه‌های انطباق شامل هزینه‌های

غیرهماهنگ موردنیاز است به طور ضمنی ارزیابی می‌شود (بخش ۴-۱). در مورد دوم، کیفیت هر فعالیت به عنوان تابعی از مدت زمان و هزینه آن بیان شده است (بخش ۴-۲). در مورد سوم، کیفیت یک فعالیت در هریک از حالت‌های اجرایی احتمالی آن، به صورت ترکیب خاصی از منابعی که در انجام فعالیت با مدت زمان و هزینه مرتبط هستند، در نظر گرفته شده است و به صورت تخمینی براساس نظر خبرگان برآورده می‌گردد (بخش ۴-۳) و در آخرین بخش نیز کیفیت یک فعالیت توسط ساخته‌های تعیین شده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد (بخش ۴-۴). در بخش پنجم نیز خلاصه‌ای از بررسی ادبیات پژوهش و نتیجه‌گیری ارائه می‌شود.

۲- روش‌شناسی

پژوهش حاضر از نوع پژوهش‌های مروری- توصیفی است که از نظر دامنه مطالعه، شامل مطالعات حوزه مدل‌سازی و زمان‌بندی پروژه بوده و از نظر منطق سازمان‌دهی محتوا، از نوع غیرتاریخی- روش‌شناسختی است. بدین معنی که روش‌های مختلف ارزیابی عامل کیفیت و دیدگاه‌های محققان در این خصوص را بررسی و سازمان‌دهی می‌نماید. پژوهش‌های مروری- توصیفی برای بازبینی مفهومی دانش موجود به کار می‌روند و از طریق توصیف دقیق و دسته‌بندی خصوصیات یک پدیده یا جماعتی متکی به ادبیات مربوط، به توسعه دانش یا تسهیل تصمیم، کمک می‌کنند. روش جستجو و انتخاب منابع بدین صورت است که ابتدا طی یک جستجو در گوگل اسکالر، مقالات مرتبط با موضوع موازنۀ زمان- هزینه- کیفیت شناسایی شد. پس از مطالعه و بررسی این آثار، مقالات از نظر شیوه و روش بررسی عامل کیفیت در مسائل موازنۀ دسته‌بندی گردید. بازه زمانی مقالات مورد بررسی از سال ۱۹۹۶ می‌باشد که اولین مقاله موازنۀ زمان- هزینه- کیفیت ارائه شده است. با توجه به ارجاعات بیشتر به مقالات و ارائه مدل نوآورانه در بحث ارزیابی

²- Project Management Body Of Knowledge

³- Garvin

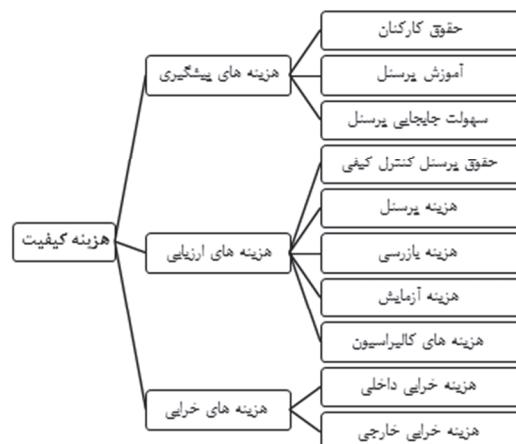
⁴- Cost of Quality

زیرا آن‌ها عملکرد محصول، رضایت از محدودیت‌های زیست‌محیطی و سطح تعالی تعیین شده توسط شرکت را تضمین می‌کنند. به عنوان مثال، فعالیت رنگ‌کاری در یک پروژه ساخت‌وساز را در نظر بگیرید. برخی از نقص‌ها قابل قبول هستند، در حالی‌که، برخی دیگر این‌گونه نیستند. الزامات فنی اجباری شامل رعایت یک ترکیب شیمیایی خاص از رنگ برای تحقق الزامات محیطی، یا رعایت نواحی از پیش تعیین شده برای رنگ‌کاری اجباری است. در صورت رعایت نکردن یک منطقه رنگ قابل مشاهده، شرکت تصمیم می‌گیرد که مجدداً فعالیت رنگ‌کاری را انجام دهد؛ زیرا زیبایی فعالیت پروژه را تحت تأثیر قرار می‌دهد، حتی اگر این نقص، عملکرد یا دوام آن را زیر سؤال نماید. در مقابل، نقص رنگ ممکن است برای شرکت قابل قبول باشد؛ اما برای مشتری قابل پذیرش نیست مگر آنکه مشتری بخواهد برای صرفه‌جویی در زمان پروژه، نیازهای خود را کاهش دهد. در این حالت، کیفیت پایین‌تر از حداقل سطح خود خواهد بود. در این صورت می‌توان کیفیت یک فعالیت را به عنوان درصدی از موارد بررسی شده در لیست کنترل بازرسی کیفیت آن اندازه‌گیری کرد [۱۲-۱۴].

بالاترین کیفیت ممکن برابر است با این معنی که ۱۰۰٪ موارد بررسی شده‌اند و ممکن است در شرایط عادی بددست آید که در آن پروژه، هیچ‌گونه تسریعی در انجام نداشته باشد یا بدین صورت بیان شود که پروژه در یک حالت عادی با حداقل تخصیص منابع اجرا گردیده است [۱۵]. حداقل سطح کیفیت یک فعالیت می‌تواند متناسب با عیوب‌های غیرقابل قبول در چک‌لیست ارزیابی باشد؛ بنابراین تحمیل چنین سطح کیفی در فعالیتها ممکن است باعث تسریع در انجام پروژه بدون در نظر گرفتن کارایی شود. اگرچه در تمام مقالات مربوط به مسئله موازنۀ زمان، هزینه و کیفیت (TCQTP^۷)، حداقل سطح کیفی برای کل پروژه موردنیاز است که به عنوان

پیشگیرانه و هزینه‌های ارزیابی در جهت کیفیت محصول هستند. هزینه‌های عدم انطباق یا هزینه‌های شکست، شامل هزینه‌های صرف شده به دلیل خرابی محصول می‌باشند که به دو دسته هزینه‌های شکست داخلی و خارجی تقسیم‌بندی می‌شوند [۸].

عبدالسلام و گاد^۵ (۲۰۰۹) به ارائه طرحی برای برآورد هزینه کیفیت در پروژه‌های عمرانی دبی پرداخته‌اند. آنها در مقاله خود از مدل پیشگیری ارزیابی بهره برده‌اند تا بتوانند هزینه کیفیت را محاسبه کنند. همچنین برای یافتن سطح هزینه بهینه از بارامترهای عددی به صورت شکل ۱ استفاده کرده‌اند [۱۰].



شکل ۱- تفکیک موارد مؤثر بر هزینه کیفیت [۱۰]

تجزیه و تحلیل کیفیت ادراک شده در پژوهش استایلیدز^۶ و همکاران (۲۰۱۵) مورد بررسی قرار گرفته است [۱۱]. برای پروژه‌های غیرنحوآورانه که تحت این بررسی قرار دارند، کیفیت به عنوان تطابق با مشخصات مشتری و الزامات فنی در نظر گرفته شده است. مشخصات مشتری شامل الزامات مرتبط با زیبایی‌شناسی یا استفاده از قطعات و مواد اولیه با کیفیت بالا برای اطمینان از ماندگاری محصول می‌باشد. این خصوصیات ممکن است برای کاهش مدت زمان پروژه به نیازهای پایین‌تر تغییر پابد. در مقابل، الزامات فنی به سختی می‌تواند اصلاح شود؛

^۵- Abdelsalam and Gad

^۶- Styolidis

^۷- Time Cost Quality Trade-off Problem

در بسیاری از پروژه‌های واقعی، منابع به‌طور جداگانه قابل تقسیم هستند، مانند ماشین‌ها، ابزارها و کارگران؛ بنابراین یک پروژه می‌تواند برای هر فعالیت، از منابع مختلفی جهت تسريع استفاده کند که منجر به حالت‌های اجرایی گسته‌ای می‌گردد. هر حالت اجرایی دارای یک مدت زمان، یک هزینه برای استفاده از منابع و یک کیفیت برای هر فعالیت باشد. مجدداً قابل ذکر است که کیفیت یک فعالیت با کاهش مدت زمان بهدلیل استفاده از اضافه‌کاری با کارگران موقت، کاهش می‌یابد و می‌تواند برای کیفیت کلی پروژه مضر باشد [۱۷].

۴- انواع مسائل موازنۀ زمان، هزینه و کیفیت

در پنج دهه گذشته، تحقیقات زیادی در مورد زمان‌بندی و مدیریت پروژه با هدف الگوبرداری از مشکلات عملی و توسعه رویکردهای راه حل کارآمد صورت گرفته است. در اینجا تمرکز بر زمان‌بندی یک پروژه واحد (برخلاف زمان‌بندی همزمان چندین پروژه) است که در آن پروژه به عنوان مجموعه‌ای از فعالیت‌های غیرمنقطع با روابط پیش‌نیازی تعريف شده است. هدف اصلی در زمان‌بندی پروژه، به حداقل رساندن زمان اتمام پروژه با وجود محدودیت منابع یا محدودیت بودجه در یک محیط واقعی است. و گلارز^۸ و همکاران (۲۰۱۱) مسائل موازنۀ زمان هزینه را بررسی کرده و در نهایت، یک روش مبتنی بر فرضیه‌ها را براساس تعداد منابع (تکی در مقابل چندگانه)، دسته‌بندی آنها (پیوسته یا گسته، تجدیدپذیر یا تجدیدناپذیر)، اهداف مورد بررسی (تکی در مقابل چندگانه) و روش‌های حل (دقیق یا غیردقیق) به صورت جدول ۱ ارائه داده‌اند [۱۵].

از آنجاکه مسائل موازنۀ زمان، هزینه و کیفیت در ادبیات تحقیق، فرضیات مشابهی را دنبال می‌کنند؛

میانگین کیفیت فعالیت‌ها تعريف می‌شود. چنین جمع‌بندی ممکن است به این معنا باشد که کیفیت پروژه می‌تواند سطح لازم را با کیفیت غیرقابل قبول برخی از فعالیت‌های پروژه به دست آورد. لازم به ذکر است، هنگامی که هیچ نقصی وجود نداشته باشد، ارزیابی کیفیت یک متغیر باینری (صفر و یک) است و اگر کیفیت به حداقل‌تر سطح خود نرسد، دوباره کاری الزامی خواهد بود [۱۶].

اگر تاریخ اتمام عادی پروژه با تاریخ تکمیل موردنظر مشتری مطابقت نداشته باشد، یا اگر وقایع تصادفی باعث عقب‌افتادگی پروژه گردد، یا زمانی که انگیزه‌های مالی برای اتمام پروژه قبل از برنامه وجود دارد، نیاز به تسريع در انجام پروژه احساس خواهد شد. این به معنای تکمیل برخی فعالیت‌ها سریع‌تر از حالت معمول با اختصاص منابع اضافی مانند اضافه‌کاری، کارگران موقت یا تجهیزات قدرتمندتر و سریع‌تر است؛ بنابراین تسريع در یک فعالیت موجب صرفه‌جویی در وقت می‌شود؛ اما افزایش هزینه‌ها را در پی خواهد داشت. علاوه‌بر این، کاهش مدت زمان بر کیفیت نیز تأثیر منفی می‌گذارد؛ زیرا تسريع در فعالیت‌های پروژه، تقریباً همیشه به نیروی انسانی اضافی نیاز دارد. اگر از یک منبع اضافی مانند اضافه‌کاری برای تسريع در پروژه استفاده گردد، ممکن است کیفیت یک فعالیت به عنوان یکتابع پیوسته افزایشی از مدت زمان فعالیت بیان شود؛ زیرا:

۱) ساعت اضافه‌کاری به‌طور مداوم و پیوسته قابل تقسیم است و هر مقدار اضافه‌کاری به یک مدت زمان خاصی منجر می‌شود.

۲) کاهش بیشتر در مدت زمان با اضافه‌کاری بیشتر و کیفیت پایین‌تر حاصل می‌شود. استفاده زیاد از اضافه‌کاری در فعالیت‌ها، باعث خستگی و کاهش انگیزه می‌شود که بر کیفیت تأثیر منفی می‌گذارد [۱۷].

^۸- Weglarz

طبقه‌بندی کنیم تا نوع مسئله مورد بحث، بررسی شود.

بنابراین مهم است که آنها را براساس این نوع روش‌شناسی

جدول ۱- تقسیم‌بندی مسائل موازنۀ زمان-هزینه [۱۵]

نوع تفاوت	عامل
یک حالت اجرایی- چند حالت اجرایی	فعالیت‌ها
بدون محدودیت منابع- دارای محدودیت منابع (تجدیدپذیر، تجدیدناپذیر، هر دو)	منابع
گسسته- پیوسته یک‌هدفه- چند‌هدفه پویا- ایستا	مدل‌سازی
قطعی- غیرقطعی (احتمالی، فازی، استوار، واکنشی، تحلیل حساسیت) دقیق- غیردقیق (ابتکاری فراابتکاری)	روش حل

- ۱- دسته اول شامل مدل‌هایی است که کیفیت را با دوباره‌کاری ترکیب و بررسی می‌کنند.
- ۲- دسته دوم شامل مدل‌هایی است که کیفیت یک فعالیت را به عنوان یکتابع از مدت زمان آن به تنها‌یی، یا مدت زمان و هزینه آن الگوسازی می‌کنند.
- ۳- دسته سوم فرض می‌کنند که کیفیت فعالیت، یک پارامتر تخمینی در هر حالت اجرایی فعالیت‌ها است.
- ۴- دسته چهارم نیز کیفیت فعالیت را به وسیله شاخص‌های تعیین شده محاسبه می‌کنند.
- ۵- دوباره‌کاری به عنوان ارزیابی ضمیمی از کیفیت

در بررسی ادبیات پژوهش، برخی از محققان دوباره‌کاری را به عنوان یک ارزیابی ضمیمی از کیفیت قرار داده بودند. در این مدل‌ها، ارزیابی کیفیت می‌تواند به صورت یک متغیر باینری در نظر گرفته شود: اگر یک فعالیت با کلیه الزامات مطابقت نداشته باشد، نیاز به کار مجدد دارد. هدف آن است که هزینه دوباره‌کاری یا مدت زمان دوباره‌کاری یا هر دو به حداقل ممکن برسد. حدود این رویکردها به عدم تحمل خطاهای متکی است؛ اگرچه در عمل، بسیاری از نقص‌های جزئی قابل قبول هستند. نویسنده‌گان به سادگی استدلال می‌کنند که اکثر پروژه‌ها حداقل یک فعالیت غیرطبیقی دارند که نیاز به اصلاح

اگر ارزیابی کیفیت به صورت یک متغیر باینری باشد، هدف مسئله، کاهش دادن هزینه دوباره‌کاری یا مدت زمان دوباره‌کاری است. در غیر این صورت، هدف مینیمم کردن مدت زمان پروژه یا هزینه آن و یا به حداقل رساندن کیفیت پروژه خواهد بود. کیفیت کلی پروژه به عنوان اجتماع کیفیت فعالیت‌ها است که اغلب با میانگین حسابی محاسبه می‌گردد. فرمول‌بندی اهداف به صورت تکی، اغلب متداول است و در آن یک هدف در میان ۵ هدف (حداقل کردن هزینه دوباره‌کاری، حداقل-کردن مدت زمان دوباره‌کاری، حداقل کردن مدت زمان پروژه، حداقل کردن هزینه پروژه، حداقل کردن کیفیت پروژه) مورد بررسی قرار می‌گیرد. در اکثر منابع، مسئله با استفاده از تکنیک‌های بهینه‌سازی خطی یا غیرخطی (زمانی که کیفیت پروژه به صورت میانگین هندسی از کیفیت فعالیت‌ها است) حل می‌شود. مسئله آن است که یک روش اجرایی برای هر فعالیت انتخاب گردد تا تابع زمان، هزینه و کیفیت بهینه گردد. در این حالت رویکردهای مبتنی بر پاراتو قابل استفاده هستند [۱۶].

با توجه به توضیحات ارائه شده، ارزیابی عامل کیفیت (TCQTP^۹) در مسائل را می‌توان در چهار طبقه مورد بررسی قرار داد:

^۹- Time Cost Quality Trade-off Problems

اجرایی در هر فعالیت گردد. اگر هریک از فعالیتهای پروژه به دلیلی شرایط را برآورده نکند، دوباره‌کاری با زمان و هزینه مرتبط انجام خواهد شد. نویسنده‌گان یک مدل برنامه‌ریزی خطی عدد صحیح مرکب را ارائه می‌دهند که هدف آن به حداقل رساندن کل هزینه از دست دادن کیفیت بالقوه (PQLC^{۱۴}) مرتبط با هزینه‌های مستقیم و هزینه‌های دوباره‌کاری است و به مدت زمان فعالیت بستگی دارد. متغیرهای تصمیم‌گیری، مدت زمان فعالیتها و متغیرهای باینری برای بیان حالت اجرایی هر فعالیت (عادی یا فشرده) تعریف شده‌اند. اگر یک فعالیت به صورت فشرده انجام شود، PQLC (هزینه از دست دادن کیفیت بالقوه) تحمیل می‌شود و نشان‌دهنده هزینه اقدامات اصلاحی برای قابل قبول کردن کیفیت فعالیت است؛ بنابراین مسئله این است که تعیین کنیم کدام فعالیتها به صورت فشرده انجام شوند، به طوری که هزینه‌های مستقیم و موضوع PQLC در بازه زمانی پروژه و محدودیت‌های پیش‌نیازی و همچنین محدودیت روی تعداد فعالیت‌های فشرده شده برای رسیدن به یک ریسک عدم انطباق قابل قبول برای پروژه به حداقل ممکن برسد.

[۱۹]

تیواری^{۱۵} و همکاران (۲۰۰۹) منابع محدودشده چندگانه و چندین حالت اجرایی را برای هر فعالیت که به منابع تجدیدپذیر و تجدیدناپذیر نیاز داشته باشد، در نظر گرفته‌اند. این مسائل با عنوان مسائل زمان‌بندی پروژه با محدودیت منابع چندگانه (MRCPSP^{۱۶}) شناخته می‌شوند. آنها سطوح مهارتی مختلف و ناهمگنی را در بین منابع تجدیدپذیر برای مدل‌سازی واگذاری کار در پروژه دوره آموزشی مشتریان شرکت فرض کرده‌اند. هر فعالیتی می‌تواند در چندین حالت مناسب با استفاده از کارگر با سطح مهارت خاصی انجام شود. اگر یک فرد با کارایی کم

دارد. در مدل توسعه یافته شده توسط اسمیل تاکل و رم^{۱۰} (۱۹۹۷)، هدف به حداکثر رساندن کیفیت یک پروژه، با به حداقل رساندن مجموع نسبت کل زمان دوباره‌کاری استفاده شده و نسبت متناظر هزینه دوباره‌کاری اضافی استفاده شده است؛ بنابراین کیفیت یک پروژه با زمان و هزینه لازم برای انجام فعالیتهایی که مشخصات آنها برآورده نمی‌شود، اندازه‌گیری می‌گردد. هزینه دوباره‌کاری، یک تابع افزایشی از زمان دوباره‌کاری است و این زمان با تعداد پیش‌نیازهای یک فعالیت افزایش می‌یابد. هزینه‌ها و زمان دوباره‌کاری، پارامترهای تخمین‌زده شده‌ای بوده و بیشتر برای فعالیت‌های تکمیل شده بعدی در پروژه استفاده می‌شوند. در هر پروژه، منابع متعددی با تعداد محدود در دسترس هستند و هر فعالیت به تعداد مختلفی از منابع نیاز دارد؛ بنابراین مسئله به عنوان یک مسئله زمان‌بندی پروژه با محدودیت منابع (RCPSP^{۱۱}) سنتی فرمول‌سازی می‌شود؛ به جز تابع هدف آن، که شامل تعیین زمان اتمام فعالیت‌ها به‌منظور به حداقل رساندن هزینه و زمان کل دوباره‌کاری است و محدودیت‌ها نیز شامل محدودیت‌های حداکثر بودجه و منابع در دسترس خواهند بود [۱۸].

از دیدگاه عملی، اجرای این روش نیاز به کار زیادی در برآورد هزینه و زمان دوباره‌کاری برای هر فعالیت تکمیل‌نشده دارد. علاوه‌بر این، استفاده از مجموع زمان و هزینه دوباره‌کاری به عنوان تابع هدف با وزن‌های برابر نیز جای سؤال و شبیه دارد.

کیم^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۲) استراتژی تسریع در اتمام پروژه را با یک منبع تجدیدناپذیر در نظر گرفته‌اند که هر فعالیت می‌تواند در یک حالت عادی یا فشرده (حداکثر تخصیص منابع) انجام شود و منجر به یک مسئله موازنۀ زمان- هزینه گستته (DTCTP^{۱۳}) با دو حالت

¹⁴- Potential Quality Loss Cost

¹⁵- Tiwari

¹⁶- Multi-mode Resource- Constrained Project Scheduling

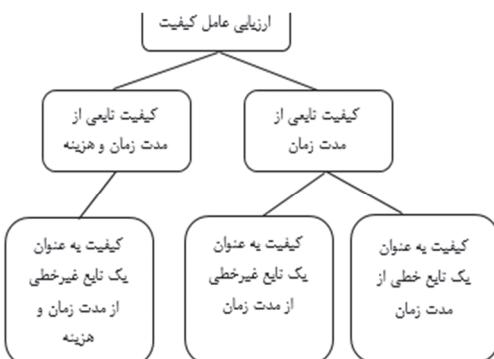
¹⁰- Icmeli- Tukel and Rom

¹¹- Resource- Constrained Project Scheduling Problem

¹²- Kim

¹³- Discrete Time- Cost Trade-off Problem

مربوط به هر واحد زمانی از کاهش مدت زمان، نیز ثابت است [۲، ۱۴، ۲۲ و ۲۳]. استفاده از اضافه‌کاری برای تسريع در انجام یک پروژه ممکن است مؤید این مطلب نیز باشد؛ زیرا اضافه‌کاری به معنای خستگی است و بر کیفیت تأثیر می‌گذارد. ژانگ^{۱۸} و همکاران (۲۰۱۴) و ترن^{۱۹} و همکاران (۲۰۱۵) این رابطه را به صورت غیرخطی در نظر گرفته‌اند [۲۴ و ۲۵]. دسته دیگری از محققان بر این عقیده هستند که کیفیت نه تنها بر مدت زمان، بلکه بر میزان پول (هزینه) اختصاص داده شده برای اجرای یک فعالیت نیز وابسته است؛ زیرا هزینه‌های بیشتر در پروژه برای افزایش کیفیت اختصاص می‌یابد [۱۳ و ۲۶]. شکل ۲، دسته‌بندی نظریات محققان در این حوزه را نشان می‌دهد.



شکل ۲- طبقه‌بندی ارزیابی عامل کیفیت براساس مدت زمان و هزینه هر فعالیت

بابو و سروش^{۲۰} (۱۹۹۶) اولین نویسنده‌گانی هستند که تأثیر تسريع در انجام پروژه را بر کیفیت مدل‌سازی کرده‌اند. آنها هزینه هر فعالیت را تابعی از مدت زمان آن بین حدود هزینه و مدت زمان فشرده و هزینه و مدت زمان عادی آن در نظر گرفته‌اند. این چهار پارامتر توسط متخصصان برآورد می‌شود. به طور مشابه، کیفیت یک فعالیت تابعی از مدت زمان آن است و پارامترهای کیفیت عادی و فشرده نیز توسط متخصصان تخمین زده می‌شود.

به یک فعالیت اختصاص یابد؛ بنابراین دوباره‌کاری موردنیاز خواهد بود و باید فعالیت توسط یک سطح مهارت بالاتر انجام شود. دوباره‌کاری زمانی موردنیاز نخواهد بود که از ابتدا کارگر با سطح مهارت بالاتر به انجام فعالیت اختصاص یابد؛ اما این کارگر، مدت زمان طولانی‌تری از زمان دوباره‌کاری برای فعالیت در پی خواهد داشت. کیفیت نیز باین‌ری بوده و به طور ضمنی از طریق دوباره‌کاری مورد توجه قرار می‌گیرد. مسئله شامل انتخاب حالات‌های اجرایی اولیه و حالات‌های دوباره‌کاری (در صورت لزوم) می‌باشد. تابع هدف حداقل کردن مدت زمان پروژه تحت محدودیت‌های پیش‌نیازی و محدودیت منابع است. هر فعالیت به کیفیت خاصی از هر منبع در هر حالت اجرایی نیاز دارد. مسئله به صورت برنامه‌ریزی خطی صفر و یک فرمول‌سازی شده و به سیله چندین بروزه که به طور تصادفی تولید شده، با تغییر تعداد فعالیت‌ها (حداکثر ۴۰) و تعداد حالات‌های اجرایی اولیه و حالات‌های دوباره‌کاری بهینه شده است [۲۰].

سیف^{۱۷} و همکاران (۲۰۱۵) مسئله موازنۀ زمان، هزینه و کیفیت را در پروژه‌های نرم‌افزاری با هدف کمینه‌سازی زمان و هزینه و بیشینه‌سازی کیفیت با یک الگوریتم فراابتکاری پیشنهادی حل کردند. آنها کیفیت را به صورت کمی و برابر تعداد نقص‌ها در نظر گرفتند. همچنین در مدل ریاضی، تابع هدف شامل کمینه‌سازی زمان و هزینه بوده و عامل کیفیت در محدودیت‌ها آورده شده است. این مدل به صورت یک مدل ساده از مسئله موازنۀ مورد بررسی قرار گرفت [۲۱].

۲-۴- کیفیت به عنوان یک تابع از مدت زمان یا مدت زمان و هزینه

برخی از محققان فرض می‌کنند که هزینه و کیفیت یک فعالیت، یک رابطه خطی با مدت زمان دارند. این بدان معنی است که بهره‌وری ثابت بوده و کاهش کیفیت

¹⁸- Zhang

¹⁹- Tran

²⁰- Babu and Suresh

¹⁷- Saif

همچنین آنها حداقل سطح کیفی را برای هر فعالیت به عنوان محدودیت اضافه کرده و کیفیت کلی پروژه را به صورت میانگین هندسی کیفیت تک تک فعالیت‌ها در نظر گرفته است [۲۲].

رضوی حاجی‌آقا و همکاران (۲۰۱۴) از یک الگوریتم دو مرحله‌ای برای حل مسئله موازنۀ زمان، هزینه و کیفیت در حالت عدم قطعیت استفاده کردند. در مرحله اول، جواب بهینه مسئله از طریق بهترین و بدترین حالت اجرای هر فعالیت به دست آمد. سپس در مرحله دوم با استفاده از مدل برنامه‌ریزی آرمانی، انحراف کل از جواب مرحله اول کمینه گردید. همچنین آنها برای بیان عدم قطعیت داده‌ها از تئوری اعداد خاکستری استفاده کردند. آنها حدود بالا و پایین را برای سه هدف زمان، هزینه و کیفیت به دست آوردند. در بهترین شرایط، هر فعالیت از کمترین زمان، کمترین هزینه و بالاترین کیفیت تشکیل می‌شود. این مسئله مدل خوش‌بینانه نامیده می‌شود. با حل این مدل در مجموعه محدودیت‌های FS، مقادیر \underline{C} ، \underline{T} و \bar{Q}^* به ترتیب حد بهینه پایین زمان و حد بهینه بالای کیفیت به دست می‌آید. در بدترین شرایط، هر فعالیت از بیشترین زمان، بیشترین هزینه و کمترین کیفیت تشکیل می‌شود. این مسئله مدل بدینانه نامیده می‌شود. با حل این مدل در مجموعه محدودیت‌های FS، مقادیر \bar{C} ، \bar{T}^* و Q^* به ترتیب حد بهینه بالای هزینه، حد بهینه بالای زمان و حد بهینه پایین کیفیت به دست می‌آید. در نهایت، با استفاده از مدل برنامه‌ریزی آرمانی، مسئله موردنظر حل شد. این محققان دو فرض اساسی را برای حل مدل مطرح کردند:

- (۱) مدت زمان فعالیت‌های پروژه یک متغیر ثابت پیوسته بین زمان نرمال و زمان فشرده است.
 - (۲) روابط بین زمان، هزینه و کیفیت خطی است
- [۲۳]

مهدى‌زاده و محسنيان (۲۰۱۳) نیز در مسئله موازنۀ زمان-هزینه و کیفیت فرض کرده‌اند که هم‌زمان با

نویسنده‌گان با استفاده از روش محدودیت اپسیلون، یکتابع هدف را بهینه می‌کنند در حالی که سایر اهداف به عنوان محدودیت بیان می‌شوند. برای محاسبه کیفیت پروژه، از میانگین هندسی کیفیت هر فعالیت استفاده می‌شود. علاوه بر این، کیفیت پروژه به عنوان حداقل کیفیت فعالیت‌ها برای پروژه تعریف می‌شود که می‌تواند مجموعه‌ای از فعالیت‌های یکپارچه تلقی شود [۲].

خانگ و مینت^{۲۱} (۱۹۹۹) مدل بابو و سروش را در ۵۲ یک پروژه ساخت و ساز واقعی از یک شرکت سیمان با فعالیت توسعه دادند. مدت زمان، هزینه و کیفیت در دو حالت اجرایی فشرده و عادی توسط خبرگان تخمین زده شد. آنها همچنین فرض کردند که هزینه و کیفیت به عنوان توابعی وابسته به مدت زمان هر فعالیت هستند و میانگین (حسابی و هندسی) کیفیت فعالیت‌ها را برای تعريف کیفیت کلی پروژه در نظر گرفتند. نتایج نشان داد که برای هر سطح کیفیت معین، آستانه بودجه وجود دارد که فراتر از آن بسیار گران و پرهزینه خواهد بود. علاوه بر این، نویسنده‌گان به دشواری ارزیابی کاهش کیفیت در حالت اجرایی فشرده (حداکثر استفاده از اضافه‌کاری) اذعان کرده‌اند و ادعا می‌کنند فرض خطی بودن بین کیفیت و زمان سؤال برانگیز است [۱۴].

شنکار^{۲۲} و همکاران (۲۰۱۱) نیز طبق رابطه (۱)، برای مسئله موازنۀ زمان-هزینه و کیفیت فرض می‌کنند که اگر زمان انجام یک فعالیت در حالت اجرایی k از حالت اجرایی s کمتر باشد، آنگاه هزینه حالت اجرایی k از هزینه حالت اجرایی s بیشتر و کیفیت آن کمتر خواهد بود.

$$\begin{cases} t_{ijk} < t_{ijs} \rightarrow c_{ijk} > c_{ijs}, q_{ijk} < q_{ijs} \\ t_{ijk} > t_{ijs} \rightarrow c_{ijk} < c_{ijs}, q_{ijk} > q_{ijs} \end{cases} \quad (1)$$

²¹- Khang and Myint

²²- Shankar

فعالیت است و کیفیت پروژه از میانگین کیفیت فعالیت‌ها به دست می‌آید؛ اما هزینه در اینجا یک تابع کاهشی خطی از مدت زمان است. نویسنده‌گان برای هر فعالیت چندین حالت اجرایی را با تخمین مدت زمان در نظر گرفته‌اند و هزینه و کیفیت را با توجه به توابع در دست محاسبه نموده‌اند [۲۵].

لیبریتور و پولاک‌جانسون^{۲۳} (۲۰۱۳) برای نزدیک شدن به واقعیت، کیفیت یک فعالیت را به عنوان یک تابع غیرخطی از مدت زمان و هزینه آن فعالیت در نظر گرفته‌اند با این فرض که خصوصیات زیر را دارا باشد:

- (۱) اگر مدت زمان ثابت باشد، هزینه بیشتری جهت افزایش کیفیت صرف می‌شود.

(۲) اگر هزینه ثابت باشد، کیفیت با افزایش مدت زمان، افزایش می‌یابد.

نویسنده‌گان همچنین فرض می‌کنند که برای حفظ همان سطح کیفیت، باید به ازای هر واحد کاهش مدت زمان، به طور فزاینده‌ای پول بیشتری پرداخت کرد. از آنجا که توزیع نرمال دومتغیره به احتمال زیاد این فرضیات را منعکس می‌کند، کیفیت یک فعالیت به عنوان یک توزیع نرمال دومتغیره از هزینه و مدت زمان آن بیان شده است. پارامترهای این تابع می‌تواند با استفاده از تخمین کمترین مربعات غیرخطی در چند مشاهده از مدت زمان، هزینه و کیفیت تعیین شود. هدف اصلی به‌حداکثرساندن کیفیت پروژه است که به عنوان حداقل کیفیت فعالیت‌ها با محدودیت‌های بودجه و مهلت انجام پروژه تعریف می‌شود. متغیرهای تصمیم‌گیری نیز مدت زمان و هزینه هر فعالیت هستند که کیفیت را تعیین می‌کنند [۲۶].

فو^{۲۴} و ژانگ (۲۰۱۶) فرض مستقل بودن مدت زمان فعالیت از هزینه را در نظر نمی‌گیرند و برای توصیف کیفیت فعالیت، یک تابع اصلاحی غیرخطی را بیان می‌کنند. آنها مدل توسعه‌ای مسئله موازنۀ زمان-هزینه و

کاهش مدت زمان اجرای فعالیت‌ها، از کیفیت آنها کاسته خواهد شد؛ بنابراین آنها تابع هدف کیفیت را بیشینه و به صورت رابطه (۲) تعریف کردند.

$$\begin{aligned} \max & \sum_i \sum_j q_{ij} (D_{ij}^N - (d_{ij} + \tilde{l}_{ij})) \\ q_{ij} &= \frac{Q_C - Q_N}{D_{ij}^C - D_{ij}^N} \end{aligned} \quad (2)$$

که در آن، q_{ij} بیانگر ضریب میزان کیفیت تعریف می‌شود، Q_C و Q_N به ترتیب میزان کیفیت انجام فعالیت در حالت نرمال (که ۱۰۰٪ در نظر گرفته می‌شود) و فشرده هستند، D_{ij}^N و D_{ij}^C به ترتیب زمان نرمال و زمان فشرده فعالیت j -ی بوده و z_{ij} مقدار تأخیر تصادفی در نظر گرفته شده برای فعالیت j -ی است [۲۷].

برخلاف نظر چهار محقق بیان شده در بالا، ژانگ و همکاران (۲۰۱۴) این فرض را مطرح می‌کنند که زمان پردازش طولانی‌تر همیشه منجر به کیفیت بهتر نمی‌شود. اول، فراتر از یک آستانه مدت زمان، کیفیت ممکن است کاهش یابد. به عنوان مثال در ساخت‌وساز برای کارهای بتونریزی و تراکم، دوم، آخرین واحد کاهش مدت زمان با کاهش کیفیت، بیشتر از واحد مربوط به اولین کاهش مدت زمان خواهد بود. این مسئله برای اضافه‌کاری‌ها نیز می‌تواند صادق باشد؛ بنابراین کیفیت یک فعالیت به عنوان یک تابع درجه‌دو از مدت زمان آن تعریف می‌شود و نویسنده‌گان پیشنهاد می‌کنند که پارامترهای این تابع توسط مهندسی پروژه قابل ارائه است. کیفیت پروژه نیز با مجموع کیفیت فعالیت‌ها اندازه‌گیری می‌شود. هزینه کل پروژه نیز شامل هزینه‌های مرتبط با مدت زمان هر فعالیت و هزینه‌های تأخیر است. هزینه یک فعالیت نیز به صورت یک تابع درجه‌دو از مدت زمان آن فعالیت تعریف می‌گردد. هزینه نهایی پروژه از کاهش مجموع وزنی انحرافات بین هزینه، مدت زمان و کیفیت پروژه و مقادیر قراردادی آن‌ها به دست می‌آید [۲۴].

ترن و همکاران (۲۰۱۵) تعریف کیفیت هر فعالیت را به همان صورت ژانگ و همکاران (۲۰۱۴) در نظر می‌گیرند؛ یعنی کیفیت یک تابع درجه‌دو از مدت زمان هر

²³- Liberatore and Pollack-Johnson

²⁴- Fu

نیازمندی کیفیت فعالیت را برآورده می‌کنند؛ بنابراین این محققان کیفیت فعالیت q را به صورت یک تابع غیرخطی طبق رابطه (۳) در نظر می‌گیرند.

$$q = \rho e^{-\frac{1}{2(1-\eta^2)} \left[\left(\frac{t-\mu_i}{\sigma_i} \right)^2 - 2\eta \left(\frac{t-\mu_i}{\sigma_i} \right) \left(\frac{c-\mu_c}{\sigma_c} \right) + \left(\frac{c-\mu_c}{\sigma_c} \right)^2 \right]} \quad (3)$$

۱) یک پارامتر در بازه صفر تا یک برای تنظیم شکل سطح است و ρ برای ساده‌تر کردن محاسبه محدوده کیفیت فعالیت به کار می‌رود. این ۶ پارامتر در تابع نرمال دومتغیره با استفاده از برآورد حداقل مربعات غیرخطی در نرم‌افزار متلب تعیین می‌گردد [۱۳].

۴-۳-۴- کیفیت به عنوان یک پارامتر تخمینی در هر حالت اجرایی

در برخی پژوهش‌ها توسط محققان، کیفیت یک فعالیت به صورت یک پارامتر برآورده شده در هر حالت اجرایی فرض می‌شود که هیچ مدل‌لوژی خاصی برای برآورد کیفیت ارائه نداده‌اند.

طارقیان و طاهری (۲۰۰۶) عامل کیفیت را در مسئله موازنۀ زمان هزینه گسسته وارد کردند. هر فعالیت می‌تواند در یک حالت اجرایی از میان چندین حالت اجرایی ممکن برای هر فعالیت انجام شود. این حالات اجرایی شامل مدت زمان، هزینه و کیفیت هستند که توسط خبرگان برآورده شده است به طوری که به ازای هر فعالیت (ج،n) در حالت اجرایی M طبق رابطه (۴) خواهیم داشت:

$$t_{ijr} > t_{ijr+1} \rightarrow c_{ijr} < c_{ijr+1}, \quad q_{ijr} > q_{ijr+1} \quad (4)$$

به عبارتی دیگر، با افزایش مدت زمان، هزینه کاهش و کیفیت افزایش می‌یابد. مسئله به صورت مدل استاندارد DTCTP با هدف اضافی حداکثرسازی کیفیت فرموله شده است و متغیرهای تصمیم شامل متغیرهای باینری هستند که برای هر فعالیت تنها یک حالت اجرایی قابل انجام است. همانند مدل بابو و سروش (۱۹۹۹)، کیفیت کل پژوهه از میانگین کیفیت تک‌تک فعالیت‌ها

کیفیت را بر مبنای دو فرض ارائه می‌دهند. اول آن که کیفیت یک فعالیت یک تابع اصلاح‌شده غیرخطی از مدت زمان فعالیت و هزینه‌های آن توصیف می‌شود. دوم آن که رخداد و وقوع کار اصلاحی به کیفیت تجمعی بستگی دارد، یعنی کیفیت مجموعه مشخصی از فعالیت‌های پایان یافته. علاوه بر این، مدل بهینه‌سازی چندمحدودیتی، هزینه‌های کیفیت پژوهه را منظور دستیابی به کیفیت پژوهه و تخصیص منابع مناسب با توجه به تحلیل کیفیت-هزینه، به حداقل می‌رساند. آنها در مقاله خود دو نوع کیفیت را تعریف می‌کنند. کیفیت فعالیت، به عنوان یک کیفیت کار، درجه‌ای است که یک فعالیت از کیفیت محصول محافظت می‌کند. کیفیت تجمعی، به عنوان یک کیفیت محصول، درجه‌ای است که مجموعه‌ای از فعالیت‌های پایان یافته، الزامات را برآورده می‌کند و به وسیله کیفیت‌های فعالیت بیان می‌شود. به عبارت دیگر، کیفیت تجمعی به صورت فعالیت‌های زنجیروار در پژوهه و به عنوان بخش خاصی از کیفیت پژوهه جهت ترمیم یا دوباره‌کاری ردیابی می‌شود. اندازه‌گیری و بازرسی در مراحل مختلف ساخت‌وساز انجام شده و در صورت عدم نتیجه در برآوردن الزامات اصلی، اصلاح یا کار مجدد برای رفع نقص انجام می‌شود؛ بنابراین کیفیت تجمعی، برای بیان کیفیت فعالیت‌های تمام‌شده تحت شرایط موجود طراحی شده است. با این حال، سهم فعالیت‌ها در کیفیت پژوهه متفاوت است. به عنوان مثال، هر دو فعالیت فونداسیون و گچ‌کاری بر کیفیت ساختمان تأثیر می‌گذارند؛ اما فونداسیون برای تعیین کیفیت پژوهه از فعالیت گچ‌کاری مهم‌تر است؛ زیرا برای اطمینان و پایداری ساختمان بسیار ضروری است. تابع کیفیت فعالیت به طور معمول یک تابع افزایشی از مدت زمان فعالیت و هزینه مستقیم آن است و مدت زمان فعالیت مستقل از هزینه مستقیم آن نیست؛ زیرا مدت زمان می‌تواند تحت تأثیر منابع مختلف و هزینه مستقیم باشد؛ بنابراین دو تابع نرمال دودویی و تابع منطقی دودویی،

محمدی‌پور و سجادی (۲۰۱۶) از مدل DTCQTP استفاده کرده‌اند به طوری که کیفیت در هر حالت اجرایی فعالیت، با کاهش مدت زمان بررسی می‌گردد. متغیرهای تصمیم‌گیری، متغیرهای باینری (صفر و یک) هستند به طوری که اگر مدت زمان فعالیتها با تعداد معینی از دوره‌ها کاهش یابد، مقدار یک و در غیر این صورت مقدار صفر می‌گیرد. کاهش مدت زمان به معنی افزایش هزینه و کاهش کیفیت است که توسط کارشناسان تخمین زده می‌شود؛ اما کاهش زمان همچنین می‌تواند منجر به تأثیر ریسک در اهداف مختلف پروژه مانند هزینه، مدت زمان، کیفیت و دامنه پروژه شود؛ بنابراین نویسنده‌گان سه هدف را به حداقل می‌رسانند: کل هزینه اضافی ایجاد شده در پروژه با کاهش یک واحد زمانی هر فعالیت، ریسک کل پروژه با کاهش یک واحد زمانی در هر فعالیت، تغییرات کیفیت کل پروژه با کاهش یک واحد زمانی در هر فعالیت [۱۲].

کاهش زمان فعالیت می‌تواند باعث کاهش کیفیت فعالیتهایی شود که زمان اتمام آنها کوتاه شده است. فرض بر این است که اگر هر فعالیت فردی مطابق با برنامه‌ریزی اولیه تکمیل شود، می‌توان ۱۰۰٪ از کیفیت آن اطمینان داشت؛ اما اگر زمان اتمام فعالیت کوتاه شود، کیفیت آن کاهش می‌یابد و به تبع آن، کلیه نیازهای کیفیت پروژه برآورده نمی‌شود. همچنین محققان بیان می‌کنند که هر فعالیت واحد، تأثیر متفاوتی در کل نیازهای کیفیت پروژه دارد؛ بنابراین، ضرب تأثیر کیفیت یک فعالیت خاص و کاهش کیفیت فعالیت ذکر شده برای محاسبه کاهش کیفیت پروژه در نظر گرفته شده است. برای محاسبه کاهش کیفیت پروژه طبق رابطه (۵)، هم تأثیر کیفیت و همسطح کاهش کیفیت هر فعالیت باید اندازه‌گیری شود. در این حالت، از روش مقایسه زوجی ساعتی^{۲۵} می‌توان تأثیر کیفیت یک فعالیت خاص را به دست آورد [۳۰].

به دست آمده و برای حل نیز از روش محدودیت اپسیلون استفاده گردیده است. نتایج شبیه‌سازی نشان داد که با بودجه بالاتر، فاصله زمانی کوتاه‌تر می‌تواند سطوح کیفیت کل پروژه را ارتقا دهد. سطوح بالاتر کیفیت پروژه در مدت زمان کوتاه‌تر پروژه با بودجه بالاتر می‌تواند به دست آید. آن‌ها از میانگین هندسی کیفیت فعالیتها برای محاسبه کیفیت کل پروژه استفاده کرده‌اند [۲۸].

نبی‌پور افروزی و همکاران (۲۰۱۴) عامل کیفیت را در مسئله MRCPSp وارد کردن، به طوری که حالت‌های اجرایی به هم واپس‌هایند. اگر یک فعالیت در یک حالت خاص انجام شود، باید فعالیت جانشین در حالت سازگار و موافق با آن انجام گیرد؛ بنابراین مجموعه فعالیتهای ممکن برای این فعالیت کاهش می‌یابد. علاوه بر این، برای هر حالت اجرایی، هر فعالیت می‌تواند به دو روش فشرده (حداکثر تخصیص منابع) با به روش عادی انجام شود. برای هر فعالیت به روش عادی، مدت زمان نرمال (حداکثر)، حداکثر کیفیت و یک بردار از مصرف منابع تجدیدپذیر مرتبط با هزینه‌ها تعریف می‌شود. روش فشرده بیانگر آن است که یک فعالیت در کمترین زمان ممکن به انجام رسانده شود. با کاهش زمان و انجام سریع فعالیت که نیاز به منابع زیادی دارد، کیفیت فعالیت کاهش می‌یابد؛ بنابراین، روش فشرده شامل حداقل مدت زمان، حداقل کیفیت و مصرف بیشتر منابع وجود دارد. این پارامترها در هر حالت اجرایی و هر روش (فسرده و عادی) تخمین زده می‌شود. کیفیت کل پروژه نیز میانگین وزنی کیفیت فعالیتهای پروژه است که وزن فعالیتها نیز توسط خبرگان برآورد می‌گردد. مسئله انتخاب حالت اجرایی و روش اجرایی هر فعالیت است به طوری که بین اهداف مدت زمان، هزینه و کیفیت تعادل ایجاد گردد. مسئله با الگوریتم رقابت استعمالی چندهدفه حل گردید به طوری که هر جواب با ۳ بردار به شرح ذیل کدگذاری می‌شود: ترتیب پردازش فعالیتها، حالت‌های اجرایی انتخاب شده و روش اجرای انتخاب شده [۲۹].

^{۲۵}- Saaty

$$\frac{\text{تعداد اجزای کیفیت موجود در «چکلیست کیفیت فعالیت»}}{\text{تعداد کل اجزای کیفیت در «چکلیست کیفیت فعالیت»}} = \text{کاهش کیفیت فعالیت} \quad (5)$$

وجود، این متداول‌تر می‌تواند بر روی هر پروژه‌ای که دارای یک پایگاه داده در دسترس از شاخص‌های کیفیت است، اجرا شود. در تمام این مقالات، کیفیت فعالیت در هر حالت اجرا از مجموع وزنی مقادیر شاخص‌های کیفیت بدون تعیین اینکه این وزن‌ها چگونه محاسبه شده‌اند، بیان می‌شود.

الایس و کندیل^{۲۷} (۲۰۰۵) مسئله DTCQTP را برای یک پروژه ساخت‌وساز بزرگراه انجام داده است که در آن هر فعالیت می‌تواند در چندین حالت اجرایی متناسب با ترکیب خاصی از منابع مختلف (مانند مواد، نیروی انسانی، اضافه‌کاری) اجرا شود. بازهم این خصوصیت وجود دارد که اگر مدت زمان ثابت باشد، صرف هزینه بیشتر (به‌طور مثال، با استفاده از قطعات با کیفیت بالاتر یا ماشین‌آلات پیشرفته‌تر) کیفیت را افزایش می‌دهد. اگر هزینه ثابت باشد، کیفیت با مدت زمان افزایش می‌یابد. به عنوان مثال، اگر فرض شود که دو حالت اجرایی در یک فعالیت دارای هزینه یکسان باشند. اگر حالت اجرایی اول از عناصر کم کیفیت و اضافه‌کاری استفاده کند و روش اجرایی دوم شامل عناصر با کیفیت بالاتر و بدون اضافه‌کاری باشد، کیفیت و مدت زمان در حالت اجرایی اول نسبت به حالت اجرایی دوم پایین‌تر خواهد بود. برای هر حالت اجرایی، هزینه منابع مورداستفاده و مدت زمان مرتبط شده است. برای هر فعالیت لیستی از چندین شاخص کیفیت وجود دارد و هر شاخص در هنگام پردازش فعالیت در یک حالت اجرایی، مقدار خاصی را می‌گیرد. به عنوان مثال، فعالیت آسفالت بتونی با استفاده از ماشین سنگفرز قدرتمند و مواد بتونی مختلف که به چندین حالت اجرایی منتهی می‌شوند، شاخص‌های

مسئله به‌صورت یک مدل برنامه‌ریزی عدد صحیح مختلط تدوین و با یک پروژه ساخت‌وساز ساختمان ۲ طبقه با ۱۸ فعالیت مورد بررسی قرار می‌گیرد.^{۲۶} هو و هی (۲۰۱۴) مدل موازنۀ زمان- هزینه- کیفیت در پروژه‌های ساختمانی را با رویکرد تخصیص منابع مدنظر قرار دادند. نکته حائز اهمیت در مقاله این محققان تعریف مناسب‌تر از کیفیت در پروژه‌های ساختمانی است. آن‌ها عملیات اجرایی یک پروژه عمرانی را از لحاظ اجرایی با توجه به هزینه کیفیت و زمان فعالیت از چهار منظر مواد اولیه، تجهیزات، نیروی کار و مدیریت اجرا مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها در مقاله خود برای ارائه مثالی از کارایی مدل خود از طرح ساخت یک خانه ۳ طبقه با ۲۰ فعالیت اجرایی و چهار گروه از نوع عملیات بهره برده‌اند. کیفیت کل پروژه در مدل این دو پژوهش‌گر به‌صورت میانگین وزن دار کیفیت هر فعالیت محاسبه می‌شود. وزن هر فعالیت به لحاظ کیفیت و نقش آن به عنوان بخشی از کیفیت کل پروژه در ضرب آن ضرب می‌گردد. از سوی دیگر کیفیت هر فعالیت به‌صورت میانگین وزنی کیفیت مواد اولیه، تجهیزات، نیروی کار و مدیریت محاسبه می‌گردد [۳۱].

۴-۴- ارزیابی کیفیت به‌وسیله شاخص‌های ارزیابی کیفیت

در مقالات زیر که به آن اشاره می‌گردد، تلاش‌های زیادی صورت گرفته تا با استفاده از بانک اطلاعاتی شاخص‌های قابل اندازه‌گیری کیفیت، این مشکل حل گردد؛ اما این شاخص‌ها فقط مربوط به ساخت بزرگراه‌ها شده است که کیفیت یک فعالیت در هر حالت اجرایی با استفاده از این شاخص‌ها تخمین زده می‌شود. با این

²⁷- El-Rayes and Kandil

²⁶- Hu and He

پایگاه داده شاخص‌های کیفیت، مدت زمان و هزینه برای پروژه‌های ساختمانی یکسان استفاده نمودند. محققان بیان کرده‌اند که برای تعیین کیفیت پروژه ساخت بزرگراه، به شناسایی شاخص‌های کیفیت برای ارزیابی کیفیت فعالیت‌های پروژه نیازمندیم. به همین منظور، از شاخص‌های کیفیت و روش اندازه‌گیری آنکه توسط اندرسون و راسل^{۲۹} (۲۰۰۱) طبق جدول ۲ ارائه شده، استفاده نمودند. آنها از روش فرآیند تحلیل سلسله مراتبی (AHP) برای ارزیابی کیفیت پیمانکاران فرعی برای هر فعالیت پروژه استفاده می‌کنند: شاخص‌های کیفیت رتبه‌بندی شده و در هر حالت اجرایی، وزنی به آنها تعلق می‌گیرد تا کیفیت هر فعالیت برای هر پیمانکار فرعی (حالت اجرایی) به دست آید. کیفیت پروژه به عنوان مجموع وزنی حداقل کیفیت تکی فعالیت‌ها و میانگین تمام کیفیت‌های تکی تعریف شده است که در آن وزن بالا روی حداقل، تضمین می‌کند که هیچ فعالیت تکی دارای سطح کیفیت خیلی پایینی نباشد، در حالی که وزن کمتر نشان می‌دهد که تمرکز بیشتر بر میانگین کلی فعالیت‌های پروژه است [۳۴].

$$\begin{aligned} \text{Max}Q_a &= \alpha Q_{\min} + (1-\alpha)Q_{\text{avg}} \\ \text{s.t.} \\ Q_{\min} &= \min\{q_{ij} : x_{ij} = 1\} \quad 1 \leq i \leq N \quad 1 \leq j \leq m_i \\ Q_{\min} &\leq q_{ij} \cdot x_{ij} + M(1-x_{ij}) \quad 1 \leq i \leq N \quad 1 \leq j \leq m_i \\ Q_{\text{avg}} &= \frac{1}{N} \left(\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^{m_i} q_{ij} \cdot x_{ij} \right) \quad 1 \leq i \leq N \quad 1 \leq j \leq m_i \end{aligned} \quad (6)$$

در ابتدۀ (۶)،تابع هدف کیفیت که کیفیت کل پروژه (Q_a) را برآورد می‌کند، به کمینه کیفیت همه گزینه‌های فعالیت انتخاب شده (Q_{\min}) و میانگین کیفیت همه گزینه‌های قراردادهای فرعی انتخاب شده پروژه (Q_{avg}) بستگی دارد. α نیز انحراف بین Q_{\min} و Q_{avg} را نشان می‌دهد.

کیفیت مانند حفره هوا یا ضخامت آسفالت، نیز مقداری مختلفی را به خود اختصاص می‌دهند. هر شاخص کیفیت دارای وزنی است که می‌تواند سهم خود را از کیفیت فعالیت منعکس کند؛ اما نویسنده‌گان توضیح نمی‌دهند که چگونه وزن‌ها تعیین شده‌اند. کیفیت کلی پروژه به عنوان مجموعه وزنی از کیفیت‌های فعالیت‌ها بیان شده است؛ اما باز هم هیچ اطلاعاتی در مورد نحوه تعیین این وزن‌ها ارائه نشده است. نویسنده‌گان با استفاده از الگوریتم ژنتیک، یک روش بهینه‌سازی چندهدفه را برای حل پروژه ساخت‌وساز بزرگراه با ۱۸ فعالیت و حداقل ۵ حالت اجرایی در هر فعالیت اتخاذ می‌کنند [۳۲]. افشار و همکاران (۲۰۰۷) نیز از مدل‌های DTCQTP براساس تعریف یکسان کیفیت هر فعالیت و کیفیت کل پروژه بر طبق مدل الرایس و کنديل (۲۰۰۵) استفاده نمودند. آن‌ها الگوریتم کلونی مورچگان چندهدفه را برای حل مسئله انتخاب کردند که یک کلونی برای هر هدف وجود دارد. اولین هدف حداقل کردن مدت زمان پروژه، سپس حداقل کردن هزینه و درنهایت حداقل کردن کیفیت می‌باشد؛ بنابراین مورچه‌های اولین کلونی به دنبال یافتن راه حل‌هایی جهت حداقل کردن مدت زمان هستند. این راه حل‌ها به کلونی دوم منتقل می‌شوند که از نظر هزینه ارزیابی می‌شوند و درنهایت راه حل‌های جدید به کلونی سوم انتقال می‌یابند و عامل کیفیت بررسی و محاسبه می‌شود. این روند تکرارشونده از انتقال راه حل‌های پیاپی ادامه می‌یابد تا تعداد محدودی از تکرارها با نام چرخه حاصل شود. در پایان هر چرخه، راه حل‌ها در کلونی سوم نیز از نظر مدت زمان و هزینه ارزیابی می‌شوند و راه حل‌های غیرغالب در بایگانی ثبت می‌شود [۳۳].

مونگل^{۳۸} و همکاران (۲۰۱۳) همچنین یک پروژه ساخت‌وساز بزرگراه را در نظر گرفته‌اند که حالت‌های پردازش فعالیت‌ها با گزینه‌های قراردادهای فرعی بیان شده است. همانند الرایس و کنديل (۲۰۰۵)، آنها از یک

²⁹- Anderson and. Russell

³⁸- Mungle

پاداش اتمام زودتر پروژه است. مسئله این است که حالت‌های اجرایی (پیمانکاران فرعی) برای هر فعالیت انتخاب شود تا مجموعه بهینه پاراتو بهدست آید. این مجموعه شامل راه حل‌های بهینه در توازن بین مدت زمان، هزینه و کیفیت پروژه است. نویسنده‌گان بیان می‌کنند که مجموعه راه حل‌های پاراتو می‌تواند بزرگ و درنتیجه تحلیل و درک آن دشوار باشد؛ بنابراین آن‌ها یک روش الگوریتم ژنتیک خوبه‌بندی فازی را پیشنهاد می‌دهند تا مجموعه پاراتو را به اندازه مطلوب کاهش دهد.

محدودیت اول بیان می‌کند که کمینه کیفیت از مینیمم کیفیت همه فعالیت‌های انتخاب شده به دست می‌آید. محدودیت دوم نیز رابطه بین کمینه کیفیت و کیفیت فعالیت α در قرارداد فرعی Z را نشان می‌دهد. در اینجا M یک عدد بسیار بزرگ است ($\alpha \leq M$ مقدار صفر یا یک می‌گیرد). محدودیت سوم نحوه محاسبه میانگین کیفیت را بیان می‌کند.

هزینه پروژه نیز شامل هزینه‌های مستقیم و غیرمستقیم قراردادهای فرعی، هزینه جریمه تأخیر منهای

جدول ۲- شاخص‌های کیفیت و روش‌های اندازه‌گیری آن [۳۵]

فعالیت ساختمانی	شاخص‌های کیفیت	روش‌های اندازه‌گیری شاخص‌ها
روぶنای قیردار جاده	محتوای آسفالت	اندازه‌گیری از طریق استفاده از کوره حرارتی
	حفره هوا	تست غلتک‌زنی چرخشی
	حفره در مواد معدنی	تست غلتک‌زنی چرخشی
	کیفیت سواری	اندازه‌گیری بهوسیله نیمرخ سنج
رسازی بتني	حفره هوا در محل	اندازه‌گیری از طریق هسته
	قدرت فشاری	آزمایش فشاری
	استحکام خمشی	آزمایش استوانه شکاف
	کیفیت سواری	اندازه‌گیری بهوسیله نیمرخ سنج
نشانه‌گذاری راه	ضخامت	اندازه‌گیری از طریق هسته
	طراحی انعکاس	اندازه‌گیری شدت نور و درخشندگی (کاندلا)
	انعکاس	اندازه‌گیری شدت نور (کاندلا)
رنگ‌کاری پل	رنگ	اندازه‌گیری شاخص زرد
	ضخامت پوشش	اندازه‌گیری در مقابل مشخصات
	اکسید قابل مشاهده	تصادفی
	لایه‌برداری	تصادفی

به دست آوردن وزن اهداف، از تکنیک آنتروپی شانون استفاده کردند و مسئله را با استفاده از الگوریتم ژنتیک چنددهده و یک رویکرد رتبه‌بندی نامغلوب حل کردند. سپس برای رتبه‌بندی جواب‌های پارتو از رویکرد استدلال شواهد^{۳۱} استفاده کردند. نتایج نشان داد که رویکرد

منقسمی^{۳۰} و همکاران (۲۰۱۵) برای حل مسئله موازنۀ زمان، هزینه و کیفیت در پروژه‌های ساخت و ساز از یک مدل جدید تصمیم‌گیری چندمعیاره استفاده کردند. مدل ریاضی موازنۀ این محققان برگرفته از مدل ارائه شده توسط مونگل و همکاران (۲۰۱۳) می‌باشد. آنها برای

³¹- Evidence Reasoning (ER)³⁰- Monghasemi

می‌دهیم. این افزایش باعث دقت بیشتر در کار شده و درنهایت افزایش کیفیت فعالیت را به دنبال خواهد داشت. در بیشتر مقالات بررسی شده، در ادبیات پژوهش

کیفیت پروژه به عنوان یک میانگین حسابی از کیفیت تک‌تک فعالیت‌ها یا میانگین هندسی هنگام پراکندگی کیفیت، استفاده شده است. این چنین تجمعی دارای نقص عمده است. کیفیت پروژه می‌تواند با کیفیت‌های تکی زیر سطح قابل قبول، به یک سطح مطلوب برسد؛ به عبارت دیگر، چون کیفیت پروژه از کیفیت تک‌تک فعالیت‌ها به دست می‌آید، کیفیت پایین برخی از فعالیت‌ها با کیفیت بالای برخی دیگر همپوشانی شده و در کیفیت کل پروژه خود را نشان نمی‌دهند. برای مقابله با این مشکل، برخی محققان کیفیت پروژه را به صورت ترکیبی از حداقل و متوسط فعالیت‌ها یا فقط به عنوان حداقل کیفیت فعالیت‌ها محاسبه کرده‌اند. این موضوع از نظر نگارندگان نیز نمی‌تواند همیشه صحیح باشد. کیفیت پروژه به عنوان حداقل کیفیت فعالیت‌ها نیز دارای مشکل است؛ زیرا سهم مشارکت فعالیت‌ها در کیفیت پروژه با یکدیگر متفاوت است. به عنوان مثال در ساخت‌وساز یک ساختمان، فونداسیون برای پایداری ساختمان بسیار ضروری است و اگر کیفیت فعالیت گچ‌کاری حداقل باشد، در نظر گرفتن آن به عنوان کیفیت کل پروژه معنی نخواهد داشت. کیفیت عملیات فونداسیون در ساخت‌مان و کیفیت عملیات گچ‌کاری و یا سایر فعالیت‌های پروژه با یکدیگر یکسان نیست. برخی از محققان، از حداقل سطح برای کیفیت تجمعی در زیرمجموعه‌ای از فعالیت‌های مرتبط استفاده می‌کنند تا از کار مجدد (دوباره‌کاری) جلوگیری شود.

به عنوان نتیجه کلی انجام این پژوهش، می‌توان گفت که عامل کیفیت در مسائل موازنۀ زمان-هزینه در پروژه‌های عمرانی از دو جنبه مورد بررسی قرار می‌گیرد و اهمیت خود را نشان می‌دهد. اول در نحوه محاسبه کیفیت تک‌تک حالت‌های اجرایی در هر فعالیت. دوم محاسبه کیفیت کلی پروژه از روی کیفیت تک‌تک فعالیت‌ها.

استدلال شواهد در رتبه‌بندی جواب‌های پارتو، زمانی که با جواب‌های مونگل و همکاران (۲۰۱۳) مقایسه می‌شود، کارتر است [۳۶].

۵- بحث و نتیجه‌گیری

با توجه به پیچیده‌تر شدن اجرای پروژه‌ها در سال‌های اخیر و همچنین رقابتی شدن فضای کسب‌وکار، عامل کیفیت علاوه بر دو عامل زمان و هزینه در مدیریت پروژه، اهمیت زیادی پیدا کرده است. از این‌رو، بالا بردن کیفیت اجرای پروژه‌ها در کنار کاهش زمان و هزینه‌های آن جزو اهداف اصلی مدیران پروژه‌ها شده است. زمانی که در هر حالت اجرایی، کیفیت فعالیت‌ها توسط خبرگان تخمین زده نشود، فرض می‌شود که کیفیت یک تابع حالت‌های اجرایی فعالیت‌های پروژه، در برخی از پژوهش‌ها به صورت یک تابع افزایشی خطی از مدت زمان، یا به صورت یک تابع درجه دوم از مدت زمان و یا یک تابع غیرخطی از مدت زمان و هزینه فرض شده است. در پژوهش‌های گذشته نشان داده شده است که زمانی که از نیروی انسانی اضافی برای تسريع در پروژه به جهت اضافه‌کاری استفاده می‌کنیم، کیفیت کاهش می‌یابد. این موضوع از نظر نگارندگان نمی‌تواند همیشه صادق باشد. از طرفی، کیفیت به هزینه بستگی دارد که خود به منابع وابسته است. افزایش هزینه به چندین طریق می‌تواند خود را نشان دهد. افزایش هزینه می‌تواند ناشی از افزایش کیفیت منابع ورودی هر فعالیت، افزایش منابع در جهت تسريع فعالیت‌های پروژه و یا افزایش مدت زمان انجام هر فعالیت با منابع یکسان و ثابت باشد. در حالت اول و سوم بیان شده، می‌تواند کیفیت کار افزایش یابد. جایگزینی منابع با کیفیت به جای منابع بی‌کیفیت، افزایش هزینه را به دنبال دارد که این افزایش هزینه نیز افزایش کیفیت فعالیت را در پی خواهد داشت. در حالت سوم، با منابع یکسان و ثابت، مدت زمان انجام فعالیت را افزایش

مسائل موازنۀ زمان- منبع می‌تواند یک خلاّ تحقیقاتی در مسائل موازنۀ مطرح شود.

دومین جنبه در بحث ارزیابی عامل کیفیت، نحوه محاسبه کیفیت کلی پروژه از روی کیفیت تک‌تک فعالیت‌های پروژه است. این موضوع می‌تواند با تعیین حداقل سطح کیفیت قابل قبول برای هر فعالیت و در نهایت، میانگین وزنی فعالیت‌های کل پروژه مورد بررسی قرار گیرد. وزن هر فعالیت از روش‌های متفاوتی می‌تواند اندازه‌گیری و تعیین شود. هریک از فعالیت‌های پروژه به لحاظ اهمیتی که در پروژه دارند، دارای وزن خاصی هستند که این وزن با توجه به سطح مورد نظر ساختار شکست کار یا کل پروژه محاسبه می‌شود. این ارزش وزنی می‌تواند با توجه به مدت زمان هر فعالیت، هزینه، حجم کاری، روابط پیش‌نیازی، روابط پس‌نیازی یا نظرات خبرگان که ترکیبی از همه عوامل است، تعیین گردد.

به طور کلی، می‌توان گفت که کیفیت حالت‌های اجرایی هر فعالیت، به دو عامل اساسی وابسته است. مدت زمان انجام هر فعالیت و منابع ورودی هر فعالیت. اگر مسئله موازنۀ از نوع مسائل TCQTP و بدون محدودیت منابع باشد، به دلیل عدم وجود محدودیت در منابع، به جای تأثیر منابع TCQTP می‌توان از عامل هزینه استفاده کرد. در مسائل MRCPSP از نوع MRCPSP باید علاوه بر مدت زمان، میزان تأثیر منابع بر کیفیت هر حالت اجرایی در فعالیت‌های تکی را مورد بررسی قرار داد. اگر فرض کنیم کیفیت یک حالت اجرایی برای انجام فعالیت پروژه با منابع مشخص و مدت زمان تعیین شده، مقدار $q\%$ باشد، با جایگزین کردن یک کارگر ماهر با یک کارگر نیمه ماهر و ثابت بودن سایر متغیرها، کیفیت فعالیت در حالت اجرایی جدید چه تغییراتی خواهد داشت. از این‌رو، ارزیابی عامل کیفیت در

مراجع

- [1] Iranmanesh, H., Skandari, M. R., & Allahverdiloo, M. (2008). "Finding Pareto optimal front for the multi-mode time, cost quality trade-off in project scheduling", *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 40(1), 346-350.
- [2] Babu, A. J. G., & Suresh, N. (1996). "Project management with time, cost, and quality considerations", *European journal of operational research*, 88(2), 320-327.
- [3] Kerzner, H. (2017). *Project management: a systems approach to planning, scheduling, and controlling*. John Wiley & Sons.
- [4] Chen, S. P., & Tsai, M. J. (2011). "Time–cost trade-off analysis of project networks in fuzzy environments", *European Journal of Operational Research*, 212(2), 386-397.
- [5] Baccarini, D. (1999). "The logical framework method for defining project success", *Project management journal*, 30(4), 25-32.
- [6] Fineman, M., Fenton, N., & Radlinski, L. (2009). "Modelling project trade-off using Bayesian networks", In *2009 International Conference on Computational Intelligence and Software Engineering*, IEEE, 1-4, 10.1109/CISE.2009.5364789.
- [7] Shoul, A., & Keshavarz, E. (2018). "Modelling and Solving the Project Time-Cost-quality trade off Problem on Condition of the Dependence of Quality on Time and Cost", *Industrial Management Studies*, 16(50), 125-157.
- [8] Project Management Institute. (2017). *A Guide to the Project Management Body of Knowledge*. PMBOK® Guide, 6th Edition, Project Management Institute.
- [9] Garvin, D. (1984). "What does product quality really mean?", *MIT Sloan Management Review* 26, 25-43.
- [10] Abdelsalam, H. M., & Gad, M. M. (2009). "Cost of quality in Dubai: An analytical case study of residential construction projects", *International journal of project management*, 27(5), 501-511.
- [11] Styliidis, K., Wickman, C., & Söderberg, R. (2015). "Defining perceived quality in the automotive industry: An engineering approach", *Procedia CIRP*, 36, 165-170.
- [12] Mohammadipour, F., & Sadjadi, S. J. (2016). "Project cost–quality–risk tradeoff analysis in a time-constrained problem", *Computers & Industrial Engineering*, 95, 111-121.
- [13] Fu, F., & Zhang, T. (2016). "A new model for solving time-cost-quality trade-off problems in construction", *PloS one*, 11(12), 1-15.
- [14] Khang, D. B., & Myint, Y. M. (1999). "Time, cost and quality trade-off in project management: a case study", *International journal of project management*, 17(4), 249-256.

- [15] Węglarz, J., Józefowska, J., Mika, M., & Waligóra, G. (2011). "Project scheduling with finite or infinite number of activity processing modes—A survey", *European Journal of operational research*, 208(3), 177-205.
- [16] Orm, M. B., & Jeunet, J. (2018). "Time cost quality trade-off problems: A survey exploring the assessment of quality", *Computers & Industrial Engineering*, 118, 319-328.
- [17] Li, H., Love, P. E. D., & Drew, D. S. (2000). "Effects of overtime work and additional resources on project cost and quality", *Engineering Construction and Architectural Management*, 7(3), 211-220.
- [18] Icmeli-Tukel, O., & Rom, W. O. (1997). "Ensuring quality in resource constrained project scheduling", *European journal of operational research*, 103(3), 483-496.
- [19] Kim, J., Kang, C., & Hwang, I. (2012). "A practical approach to project scheduling: considering the potential quality loss cost in the time–cost tradeoff problem", *International Journal of Project Management*, 30(2), 264-272.
- [20] Tiwari, V., Patterson, J. H., & Mabert, V. A. (2009). "Scheduling projects with heterogeneous resources to meet time and quality objectives", *European Journal of Operational Research*, 193(3), 780-790.
- [21] Saif, A., Abbas, S., & Fayed, Z. (2015). "The PDBO algorithm for discrete time, cost and quality trade-off in software projects with expressing quality by defects", *Procedia Computer Science*, 65, 930-939.
- [22] Shankar, N. R., Raju, M. M. K., Srikanth, G., & Bindu, P. H. (2011). "Time, cost and quality trade-off analysis in construction of projects", *Contemporary Engineering Sciences*, 4(6), 289-299.
- [23] Hajighagh, S. H. R., Mahdiraji, H. A., & Hashemi, S. S. (2014). "A hybrid model of fuzzy goal programming and grey numbers in continuous project time, cost, and quality tradeoff", *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*, 71(1), 117-126.
- [24] Zhang, L., Du, J., & Zhang, S. (2014). "Solution to the time-cost-quality trade-off problem in construction projects based on immune genetic particle swarm optimization", *Journal of Management in Engineering*, 30(2), 163-172.
- [25] Tran, D. H., Cheng, M. Y., & Cao, M. T. (2015). "Hybrid multiple objective artificial bee colony with differential evolution for the time–cost–quality tradeoff problem", *Knowledge-Based Systems*, 74, 176-186.
- [26] Liberatore, M. J., & Pollack-Johnson, B. (2013). "Improving project management decision making by modeling quality, time, and cost continuously", *IEEE Transactions on Engineering Management*, 60(3), 518-528.
- [27] Mehdizadeh, E., & Mohsenian, O. (2013). "Solving Time Cost and Quality Trade-off project problem using multi-objective stochastic programming", *Industrial Engineering and Management Journal* 28-1(2). 103-111.
- [28] Tareghian, H. R., & Taheri, S. H. (2006). "On the discrete time, cost and quality trade-off problem", *Applied mathematics and computation*, 181(2), 1305-1312.
- [29] Afrouzi, E. N., Najafi, A. A., Roghanian, E., & Mazinani, M. (2014). "A multi-objective imperialist competitive algorithm for solving discrete time, cost and quality trade-off problems with mode-identity and resource-constrained situations", *Computers & Operations Research*, 50, 80-96.
- [30] Yoon, K. P., & Hwang, C. L. (1981). *Multiple attribute decision making: an introduction*. Sage publications.
- [31] Hu, W., & He, X. (2014). "An innovative time-cost-quality tradeoff modeling of building construction project based on resource allocation", *The Scientific World Journal*, 2014. 1-11.
- [32] El-Rayes, K., & Kandil, A. (2005). "Time-cost-quality trade-off analysis for highway construction", *Journal of construction Engineering and Management*, 131(4), 477-486.
- [33] Afshar, A., Kaveh, A., & Shoghli, O. R. (2007). "Multi-objective optimization of time-cost-quality using multi-colony ant algorithm", *Asian Journal of Civil Engineering*, 8, 113-124.
- [34] Mungle, S., Benyoucef, L., Son, Y. J., & Tiwari, M. K. (2013). "A fuzzy clustering-based genetic algorithm approach for time–cost–quality trade-off problems: A case study of highway construction project", *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 26(8), 1953-1966.
- [35] Anderson, S. D., & Russell, J. S. (2001). *Guidelines for warranty, multi-parameter, and best value contracting* (No. Project 10-49 FY'96).
- [36] Monghasemi, S., Nikoo, M. R., Fasaee, M. A. K., & Adamowski, J. (2015). "A novel multi criteria decision making model for optimizing time–cost–quality trade-off problems in construction projects", *Expert systems with applications*, 42(6), 3089-3104.

بیوست

جدول ۱ - خلاصه پژوهش‌های بررسی شده در خصوص ارزیابی کیفیت در مسائل TCQTP

طبقه‌بندی در این مقاله	هدف (اهداف)	کیفیت پروژه	کیفیت فعالیت	هزینه فعالیت	منابع	طبقه‌بندی مدل	نویسنده‌گان
بخش ۱-۴	تک هدفه (حداقل- کردن مجموع وزنی هزینه و زمان دوباره- کاری)	-	ارزیابی باینری (تخمینی از هزینه دوباره- کاری)	هزینه اضافه‌کاری	تجددپذیر، چندگانه	RCPSP	اسمیل تاکل و رم (۱۹۹۷)
بخش ۱-۴	تک هدفه (حداقل- کردن زمان‌های فشرده و ریسک عدم انطباق فعالیت‌ها)	-	ارزیابی باینری (کیفیت تخمینی از هزینه بالقوه کیفیت از دست رفته)	برآورد شده در هر حالت اجرایی	تجددپذیر، تکی	DTCTP	کیم و همکاران (۲۰۱۲)
بخش ۱-۴	تک هدفه (حداقل- کردن زمان اتمام (Makespan) پروژه)	-	ارزیابی باینری	هزینه دوباره‌کاری	تجددپذیر، چندگانه	MRCPSP	تیواری و همکاران (۲۰۰۹)
بخش ۲-۴	تک هدفه (حداقل- کردن زمان اتمام پروژه یا حداقل کردن هزینه پروژه یا حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین هندسی و حسابی از کیفیت فعالیت‌ها	تابع افزایشی خطی از مدت زمان	تابع کاهشی خطی از مدت زمان	تجددپذیر، تکی	CTCQTP	بابو و سروش (۱۹۹۶)
بخش ۲-۴	تک هدفه (حداقل- کردن زمان اتمام پروژه یا حداقل کردن هزینه پروژه یا حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین هندسی و حسابی از کیفیت فعالیت‌ها	تابع افزایشی خطی از مدت زمان	تابع کاهشی خطی از مدت زمان	تجددپذیر، تکی (هزینه اضافه‌کاری)	CTCQTP	خانگ و مینت (۱۹۹۹)
بخش ۲-۴	تک هدفه (حداقل- کردن زمان اتمام پروژه یا حداقل کردن هزینه پروژه یا حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین هندسی و کیفیت فعالیت‌ها	تابع افزایشی خطی از مدت زمان	تابع کاهشی خطی از مدت زمان	تجددپذیر و تجدیدناپذیر	DTCQTP	شنکار و همکاران (۲۰۱۰)
بخش ۲-۴	چندهدفه (حداقل- کردن زمان پروژه و حداقل کردن هزینه پروژه و حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین حسابی کیفیت فعالیت‌ها	تابع افزایشی خطی از مدت زمان	تابع کاهشی خطی از مدت زمان	بدون محدودیت منابع	CTCQTP	رضوی حاجی آقا و همکاران (۲۰۱۵)

جدول ۱- ادامه

طبقه‌بندی در این مقاله	هدف (اهداف)	کیفیت پروژه	کیفیت فعالیت	هزینه فعالیت	منابع	طبقه‌بندی مدل	نویسنده‌گان
بخش ۲-۴	تک هدفه (حداقل- کردن مجموع وزنی زمان، هزینه و کیفیت) تغییرات مختلف در مقایسه ارزش‌ها	میانگین حسابی از کیفیت فعالیتها	تابع درجه دو از مدت زمان	تابع درجه دو از مدت زمان	تجددیدناپذیر، تکی	CTCQTP	ژانگ و همکاران (۲۰۱۴)
بخش ۲-۴	چندهدفه (حداقل- کردن تاریخ پایان پروژه و حداقل کردن هزینه پروژه و حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین حسابی از کیفیت فعالیتها	تابع درجه دو از مدت زمان	تابع کاهشی خطی از مدت زمان	تجددیدناپذیر، تکی	DTCQTP	ترن و همکاران (۲۰۱۵)
بخش ۲-۴	تک هدفه (حداقل- حداکثر کردن کیفیت پروژه)	حداقل کیفیت فعالیتها	تابع غیرخطی از مدت زمان و هزینه		تجددیدناپذیر، تکی	DTCQTP	لیبریتور و پولاک جانسون (۲۰۱۳)
بخش ۲-۴	تک هدفه (حداقل- کردن هزینه پروژه)	کیفیت تجمعی به عنوان تابع گستره از کیفیت فعالیتها در یک گروه	تابع غیرخطی از مدت زمان و هزینه	هزینه پیشگیری و هزینه اضافه- کاری، هزینه مستقیم تابعی کاهشی خطی از مدت زمان	تجددیدپذیر و تجدیدناپذیر	MRCPSP + Quality	فو و ژانگ (۲۰۱۶)
بخش ۳-۴	تک هدفه (حداقل- کردن زمان پایان پروژه یا هزینه پروژه یا حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین هندسی و حسابی از کیفیت فعالیتها	برآورده شده در هر حالت اجرایی	برآورده شده در هر حالت اجرایی با مدت زمان)	تجددیدناپذیر، تکی	DTCQTP	طارقیان و طاهری (۲۰۰۶)
بخش ۳-۴	چندهدفه (حداقل- کردن زمان پایان پروژه و هزینه پروژه و حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین وزنی کیفیت فعالیتها	برآورده شده در هر حالت	هزینه منابع استفاده شده در هر حالت	تجددیدپذیر، چندگانه	MRCPSP + Quality	نبی‌پور افروزی و همکاران (۲۰۱۴)
بخش ۳-۴	تک هدفه (حداقل- کردن هزینه پروژه یا حداقل کردن ریسک یا حداکثر کردن کیفیت پروژه)	مجموع کیفیت فعالیتها	برآورده کیفیت مرتبط با کاهش مدت زمان	برآورده هزینه مرتبط با کاهش مدت زمان	تجددیدناپذیر، تکی	DTCQTP	محمدی‌پور و سجادی (۲۰۱۶)

جدول ۱- ادامه

طبقه‌بندی در این مقاله	هدف (اهداف)	کیفیت پروژه	کیفیت فعالیت	هزینه فعالیت	منابع	طبقه‌بندی مدل	نویسندها
۴-۴	بخش چندهدفه (حداقل- کردن زمان پایان پروژه و هزینه پروژه و حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین وزنی کیفیت فعالیتها	برآورد شده در هر حالت به عنوان مجموع وزنی شاخص‌های کیفیت اندازه- گیری شده	برآورد شده در هر حالت	منابع تجدیدپذیر و تجدیدناپذیر ادغامی از طریق هزینه در هر حالت، چندگانه	DTCQTP	الرایس و کندیل (۲۰۰۵)
۴-۴	بخش چندهدفه (حداقل- کردن زمان پایان پروژه و هزینه پروژه و حداکثر کردن کیفیت پروژه)	میانگین وزنی کیفیت فعالیتها	برآورد شده در هر حالت به عنوان مجموع وزنی شاخص‌های کیفیت اندازه- گیری شده	هزینه مستقیم و غیرمستقیم برآورده شده در هر حالت	منابع تجدیدپذیر و تجدیدناپذیر ادغامی از طریق هزینه در هر حالت، چندگانه	DTCQTP	افشار و همکاران (۲۰۰۷)
۴-۴	بخش چندهدفه (حداقل- کردن زمان پایان پروژه و هزینه پروژه و حداکثر کردن کیفیت پروژه)	مجموع وزنی حداقل و میانگین کیفیت فعالیتها	برآورده شده در هر حالت به عنوان مجموع وزنی شاخص‌های کیفیت اندازه- گیری شده	هزینه پیمانکاری فرعی و هزینه جریمه تأخیر	تجددناپذیر، تکی	DTCQTP	مونگل و همکاران (۲۰۱۳)
۴-۴	بخش چندهدفه (حداقل- کردن زمان پایان پروژه و هزینه پروژه و حداکثر کردن کیفیت پروژه)	مجموع وزنی حداقل و میانگین کیفیت فعالیتها	برآورده شده در هر حالت به عنوان مجموع وزنی شاخص‌های کیفیت اندازه- گیری شده	هزینه پیمانکاری فرعی و هزینه جریمه تأخیر	تجددناپذیر، تکی	DTCQTP	منقسمی و همکاران (۲۰۱۵)

شیوه‌نامه ارائه مقاله برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

نام و نام خانوادگی

نویسنده اول

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه اول):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه

.قم.

پست الکترونیک:

cer@qom.ac.ir

نام و نام خانوادگی

نویسنده دوم

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه دوم):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه

.قم.

پست الکترونیک:

گزارش پیش‌رو الگو و شیوه‌نامه‌ی تدوین مقالات در مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد که به منظور استفاده‌ی محققان در ارائه‌ی یک نگارش حرفه‌ای تهیه شده است. این شیوه‌نامه حاوی مطالبی در ارتباط با نحوه‌ی نگارش و ساختار تهیه مقاله برای این مجله است. همچنین تمامی سبك‌های مورد نیاز برای قسمت‌های مختلف مقاله را داراست و از این‌رو آمده استفاده‌ی توسط مؤلفین می‌باشد. از نویسنده‌گان محترم درخواست می‌شود این شیوه‌نامه را در هنگام تهیه مقاله به دقت رعایت فرمایند و مستولین مجله را در راستای ارتقای کیفیت یاری نمایند. متن چکیده باید در یک پاراگراف و حداقل ۲۵۰ کلمه به‌طور صریح موضوع، روش تحقیق، نتایج مهم به‌دست آمده و روش ارزیابی را مطرح کند. در متن چکیده از اشاره به تاریخچه، توصیف تکنیک‌ها، فصل‌سندی، ذکر منابع و آوردن فرمول‌ها، نمودارها و جداول خودداری گردد.

وازگان کلیدی: مقاله، نویسنده، فرمول، شکل، جدول، نتیجه‌گیری. (کلمات کلیدی، راهنمای نکات مهم موجود در مقاله می‌باشد و ماهیت، محتوا و گرایش آن را به‌وضوح روشن می‌سازد. تعداد کلمات یا عبارات کلیدی حداقل ۴ و حداقل ۶ کلمه می‌باشد که با استفاده از ویرگول (،) از یکدیگر جدا می‌شوند).

۱- مقدمه

داخل همین نمونه، کامل شود چراکه این نمونه بر اساس سبک مورد نظر مجله تهیه شده است. در عین حال سبک نگارشی که در این مقاله باید استفاده شود در جدول ۱ ارائه شده است. در این جدول، تمام قلم‌های مورد استفاده در موقعیت‌های مختلف به همراه اندازه آنها ارائه شده است. هنگام کپی کردن متن از سند دیگر به داخل این سند حتی از گزینه کپی فرمت^۲ برای جلوگیری از تغییر فرمت‌ها استفاده شود.

۲- نحوه ارائه مطالب در مقاله

مقالات ارسالی باید شامل بخش‌های زیر باشد:

هدف اساسی از تدوین این شیوه‌نامه، دستیابی به الگویی جامع و حرکت به سمت استاندارد نمودن چهارچوب تدوین مقالات برای مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد. از این‌رو، نحوه‌ی نگارش حرفه‌ای یک گزارش علمی و ساختار مورد نیاز آن به تفصیل ارائه می‌گردد.

این شیوه‌نامه براساس برخی از قابلیت‌های موجود در نرم‌افزار مایکروسافت ورد^۱ ۲۰۰۷ یا ۲۰۱۰ تهیه شده است. برای نگارش مقاله، توصیه می‌شود متن مقاله از ابتدا

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۰۰/۰۰/۰۰۰۰، بازنگری ۰۰/۰۰/۰۰۰۰، پذیرش ۰۰/۰۰/۰۰۰۰

شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.0000.0000.0000

^۱- Microsoft-Word

^۲- Format Painter

- عنوان کامل مقاله به لاتین، نام نویسنده (یا نویسنندگان) به زبان انگلیسی، مشخصات نویسنده (نویسنندگان) مطابق با جزئیات فارسی آن به لاتین بیان شود.
- چکیده انگلیسی، کلید واژگان انگلیسی (کاملاً منطبق با چکیده و واژگان کلیدی فارسی).

۱-۲- صفحه‌بندی

مقاله بهصورت دو ستونی (اندازه هر ستون ۷/۳۲ سانتیمتر و فاصله بین دو ستون ۱/۲۷ سانتیمتر) آماده شود. فاصله بین خطوط (بهجز بخش چکیده) ۱/۱۵ میلی‌متر است. فاصله بین عناوین اصلی و فرعی (بهجز بخش تعریفی) ۰/۸ سانتیمتر است. تمامی حاشیه‌های آن در اندازه ۲/۵۴ سانتیمتر تنظیم شوند.

تورفتگی ابتدای هر پاراگراف به اندازه ۰/۸ سانتیمتر تعیین شود (بهجز متن چکیده، عناوین اصلی و فرعی). جداول، شکل‌ها و عناوین آنها بهصورت وسط‌چین و متن مقاله بهصورت تراز دوطرفه^۳ تنظیم شود. شماره‌گذاری عنوان‌ها از ۱ الی آخر صورت گرفته و مقدمه شماره ۱ را به خود اختصاص دهد. شماره‌گذاری زیر عنوان‌ها فرضأ در بخش ۲ بهصورت ۱-۲ و ۲-۲ بوده و در سایر بخش‌ها نیز به همین ترتیب ادامه پیدا کند. بخش مراجع و قدردانی (درصورت لزوم) دارای شماره نمی‌باشد.

تنظیم فاصله عناوین هر بخش و زیر بخش مربوطه بهصورت شکل‌های ۱ و ۲ می‌باشد.

۲-۲- نکات کلی در نحوه بیان متن

در ارائه متن علمی، رعایت نکات زیر الزامی است:

- ۱- از آوردن جملات غیرحرفاء، محاوره‌ای و ناقص خودداری شود.

^۳- Justify

- عنوان کامل مقاله به فارسی، چکیده فارسی (حداکثر ۱۵۰ کلمه)، واژگان کلیدی (حداکثر ۱۰ واژه).

- نام نویسنده (یا نویسنندگان)، پست الکترونیکی نویسنده (نویسنندگان). نام نویسنده عهدهدار مکاتبات با ستاره مشخص شود.

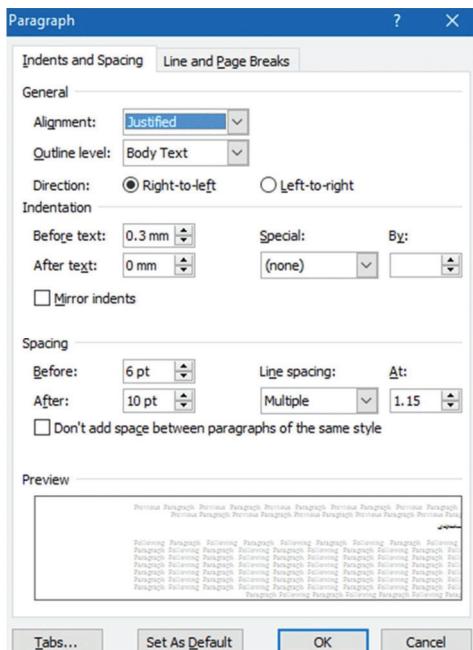
جدول ۱- اندازه و قلم‌های مورد استفاده در مقاله

موقعیت استفاده	نوع قلم	اندازه	Bold
عنوان مقاله	B Titr	۱۴	✓
نام نویسنده (گان)	B Nazanin	۱۳	✓
مرتبه نویسنده (گان)	B Nazanin	۱۱	
ایمیل نویسنده (گان)	Times New Roman	۱۰	
متن چکیده	B Nazanin	۱۱	
واژگان کلیدی	B Nazanin	۱۱	
عنوان بخش	B Nazanin	۱۳	✓
عنوان زیربخش	B Nazanin	۱۱	✓
متن اصلی مقاله	B Nazanin	۱۲	
زیرنویس شکل	B Nazanin	۱۱	
بالاترین جدول	B Nazanin	۱۱	
پانویس	Times New Roman	۹	
منابع فارسی	B Nazanin	۱۰	
منابع لاتین	Times New Roman	۱۰	
عنوان انگلیسی	Times New Roman	۱۴	✓
نام نویسنده (گان)- انگلیسی	Times New Roman	۱۲	✓
مرتبه نویسنده (گان)- انگلیسی	Times New Roman	۱۱	
چکیده لاتین	Times New Roman	۱۱	
واژگان کلیدی- لاتین	Times New Roman	۱۱	

- مشخصات نویسنده (نویسنندگان) بهصورتی که در ابتدای این شیوه نامه آورده شده است بیان شود.
- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسئله، روش حل، تفسیر، تحلیل نتایج)، نتیجه‌گیری، فهرست مراجع.

شود. نوشتن مطالب ارزشمندی که هیچ ربطی به موضوع ندارد، فاقد ارزش علمی است.

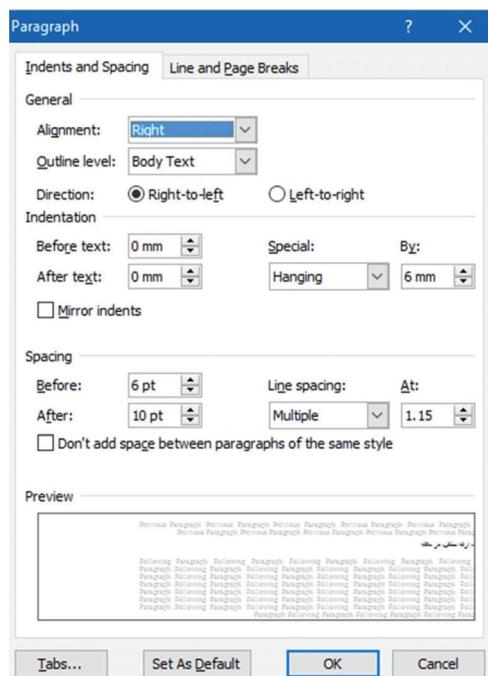
۹- سعی شود تا در حدامکان از کلمات فارسی بهجای کلمات غیرفارسی آنها استفاده شود. به عنوان مثال، استفاده از کلمه «لذا» بهجای «بنابراین» و یا کلمه «پروسس» بهجای «پردازش» مناسب نیست.



شكل ۲- تنظیمات فاصله عنوان زیربخش در متن

- ۱۰- همچنین در نوشهای فارسی باید در حدامکان از همزه «ء، أ، ئ، إ، ئ» استفاده نشود. مثلاً «الجزء هواییما» و «آئین‌نامه» ناصحیح، اما «جزای هواییما» و «آیین‌نامه» صحیح هستند.
- ۱۱- کلیه اصطلاحات در اولین کاربرد نیاز به پاورقی دارند.
- ۱۲- تمامی تعاریف به صورت دقیق، با مرجع‌نگاری دقیق بیان شوند.
- ۱۳- نوآوری پژوهش به صورت کاملاً مجزا و صریح در انتهای بخش مقدمه ارائه شود.
- ۱۴- کلیه علایم مانند نقطه، کاما و دونقطه باید به

- ۲- افعال در یک بند با یکدیگر هماهنگ باشند، به نحوی که در جملات پی‌درپی بین افعال مجھول و معلوم تعویض صورت نگیرد.
- ۳- از به کار بردن فعلهای یکسان در جملات پشت سر هم خودداری شود.



شكل ۱- تنظیمات فاصله عنوان بخش در متن

- ۴- از آوردن جملات تکراری (حتی به لحاظ مفهومی) خودداری شود.
- ۵- لغت «ما» و افعال اول شخص تنها در صورت نیاز ضروری و برای بیان نوآوری به کار رود. در سایر موارد، جملات به صورت سوم شخص ارائه شوند.
- ۶- متن ارائه شده پیوستگی مفهومی داشته باشد و مطالب یک موضوع به طور متمرکز تنها و تنها در یک زیربخش آورده شود.
- ۷- در تنظیم و ارتباط بندها (پاراگراف‌ها) با یکدیگر دقت شود. در صورت طولانی شدن هر بند، ممکن است خواننده خسته و سردرگم شود.
- ۸- یک مقاله علمی باید در حدامکان، مختصر و مفید باشد و از بحث‌های غیر ضروری در آن پرهیز

و «شکلها» و «شکل ها» نادرست و «میباشد» و «شکل ها» درست میباشد. نویسنده‌گان میتوانند برای اطلاع از نحوه صحیح نگارش کلمات از فایل فرهنگ املایی خط فارسی در سایت فرهنگستان زبان و ادب فارسی استفاده کنند.

۳-۲- روابط ریاضی و فرمول‌ها

برای نگارش فرمول‌های ریاضی میتوان از نرم‌افزار MathType استفاده کرد. تمامی نمادهای مورد نیاز در این نرم‌افزار پیش‌بینی شده است. برای استفاده از سبک معروفی شده در نوشتن روابط ریاضی و فرمول‌ها لازم است جدول زیر را در محل تایپ فرمول کپی کرده و در قسمت سمت چپ جدول به نوشتن فرمول اقدام نمود.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} - kx = P_0 \sin \omega t \quad (1)$$

در تنظیم قلم و سبک روابط ریاضی از الگوی ارائه شده در جدول ۲ پیروی می‌شود.

کلمه‌ی قبل چسبیده و با کلمه‌ی بعد، تنها یک فاصله داشته باشند.

۱۵- همواره پرانتز باز، گیومه باز و کوتیشن باز از کلمه‌ی قبل یک فاصله داشته و به کلمه‌ی بعد چسبیده باشد. همچنین می‌بایست پرانتز بسته، گیومه بسته و کوتیشن بسته به کلمه‌ی قبل چسبیده و از کلمه‌ی بعد یک فاصله داشته باشد.

۱۶- اعداد تکرقمی در متن باید به صورت حروفی نوشته شوند.

۱۷- در بیان اعداد اعشاری فارسی از علامت «/» و ۲/۴ در اعداد انگلیسی از «.» استفاده شود. (مثال: ۰.۲۴)

۱۸- از شروع کردن جملات با عدد، عبارت و نمادهای ریاضی پرهیز شود.

۱۹- هرگز از «...» در متن استفاده نشود. واژه‌ی «غیره» در این حالت، جایگزین مناسبی است.

۲۰- رعایت فاصله‌ها و نیم فاصله‌ها در متن ضروری می‌باشد. به عنوان مثال نگارش کلمه «میباشد»

جدول ۲- قلم و سبک روابط ریاضی

مورد کاربرد	سبک	قلم	Bold	Italic	مثال
Variable	Variable	Times New Roman		✓	x
Function	Function	Times New Roman		✓	$f(x)$
L.C.Greek	L.C.Greek	Symbol		✓	α
U.C.Greek	U.C.Greek	Symbol			Ω
Matrix-Vector	Matrix-Vector	Times New Roman	✓		$\mathbf{Ax} + \mathbf{bu}$
Number	Number	Times New Roman			12
Text	Text	Times New Roman			if $a > 1$
Constant Parameter	Text	Times New Roman			$E = mc^2$
Unit	Text	Times New Roman			5 N/m^2
Math Operator	Text	Symbol			$\int x dx$
Math Function	Text	Times New Roman			$\sin x$

سیگما نباید ایتالیک باشد.

۲- کلیه متغیرهای استفاده شده در فرمول‌ها برای اولین بار، قبل یا بعد از معادله تعریف شوند.

بعلاوه رعایت نکات زیر در نوشتن روابط ریاضی و

فرمول‌ها الزامی است:

۱- در روابط ریاضی علامت‌های پرانتز، انتگرال و یا

خودداری و معادل مناسب فارسی آنها جایگزین گردد.

۳- در اولین کاربرد عبارات مخفف، بلافاصله پس از عبارت مورد نظر، عبارت انگلیسی آن در پرانتر می‌آید و سپس شماره‌ی پانوشت داده می‌شود به عنوان مثال خوشبندی فازی سی‌مین (FCM^۴). سپس می‌توان از مخفف FCM در متن استفاده نمود.

۴- حرف اول لغات انگلیسی در پانوشت باید با حروف بزرگ نوشته شود. همچنین در معادل انگلیسی یک عبارت در پاورقی، تنها حرف اول اولین کلمه به صورت بزرگ نوشته می‌شود.

۵- در مواردی مانند اسمی افراد که امکان یافتن معادل فارسی برای آنها وجود ندارد، باید نام انگلیسی در متن به خط فارسی و در پانوشت به انگلیسی نوشته شود. به عنوان مثال ذکر اسمی خاص در صورت لزوم این‌گونه بیان می‌شود: بزدک.^۵

۳- بحث و بررسی نتایج

در این بخش، نکات مهم در تحقیق انجام شده به طور خلاصه مرور و نتایج برگرفته از آن تشریح می‌شود. بخش نتیجه می‌تواند به کاربردهای تحقیق انجام شده اشاره کند، نکات مبهم و قابل تحقیق جدید را مطرح کند و یا پیشنهادهایی برای انجام تحقیقات آتی ارائه دهد.

۱-۳- جداول و شکل‌ها

تمامی شکل‌ها شامل تصویرها، نمودارها و منحنی‌ها و همچنین جدول‌ها باید با کیفیت مناسب تهیه شوند، به‌گونه‌ای که کمی تهیه شده از آنها از وضوح کافی برخوردار باشد.

⁴- Fuzzy C-Means Clustering

⁵- Bezdek

۳- هر معادله به یک جمله‌ی معرفی‌کننده قبل از معادله نیاز دارد که به «» ختم شود. به عنوان مثال، معادله زیر تابع هدف را بیان می‌کند:

۴- دقت شود که به‌منظور حفظ منطق محاسبات ریاضی، برخلاف شکل‌ها، به شماره‌ی فرمول قبل از محل قرارگیری آن در متن، اشاره نشده باشد.

۵- محاسبات ریاضی می‌بایست با یک توضیح بیانی با اشاره به شماره‌ی معادلات یا قضایا همراه باشد.

۶- تمامی معادلات و نامعادلات که در خطوط جداگانه نگاشته شده‌اند، اگرچه از شماره‌ی آن‌ها در داخل متن گزارش استفاده نشود، باید داخل جدول ارائه و دارای شماره‌ی معادله باشند. این کار به‌منظور سهولت مرجع‌دهی داوران لازم است.

۷- از به‌کارگیری علامت تساوی (=) بیش از یکبار در یک خط از معادله خودداری شود.

۸- در مواردی که فرمول در بیش از یک خط نوشته می‌شود، لازم است شماره‌ی فرمول در مقابل آخرین خط نوشته شود.

۹- فاصله بین فرمول‌ها و نیز فاصله یک فرمول از سطر بالا و پایین متن، بسته به نوع فرمول به صورت مناسب انتخاب شود، به صورتی که خطوط، متراکم و یا با فاصله زیاد به نظر نرسند.

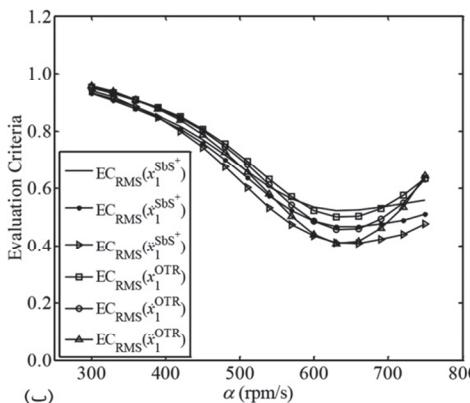
۴-۲- توضیحات در پانویس

توضیحات اضافه در ارتباط با یک عبارت یا واژه در صورت لزوم را می‌توان به صورت پانوشت در همان صفحه آوردن. رعایت موارد زیر در ارتباط با پانویسی عبارات، الزامی است:

۱- از پانویسی در عنوانین بخش‌ها و زیربخش‌ها خودداری شود و پانویسی در اولین کاربرد واژه‌ی مربوطه در متن انجام گیرد.

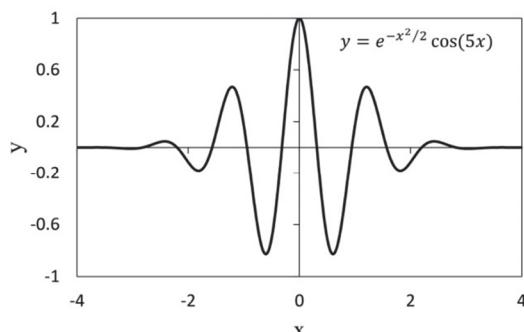
۲- به استثنای عبارات مخفف، لغات انگلیسی تنها در پانوشت آورده شود و از به‌کارگیری آنها در متن

- ناقص و بدون فعل باشد و توضیحات اضافی در ارتباط با شکل در متن آورده شود.
- ۶- در متن ویژگی‌های تمامی شکل‌ها، تمامی متغیرها و نمادهای موجود در آنها توضیح مبسوط داده شود.
- ۷- شکل‌هایی که متشکل از چند قسمت هستند با زیرعنوان (الف) و (ب) در پایین شکل مشخص شوند و در عنوان زیر شکل، توضیحی برای هریک از آنها با ذکر زیرعنوان مربوطه آورده شود.
- ۸- شکل‌هایی که دارای یک عنوان هستند، با استفاده از نرمافزار فتوشاپ در یک صفحه قرار داده شوند. به عنوان نمونه، به شکل ۳ توجه شود.



شکل ۳- معیارهای ارزیابی پاسخ سیستم اصلی بر حسب α با بهره‌گیری از روش‌های تنظیم SbS^\pm و $O.T.R.$ (الف) و (ب) $.EC_{\max}$ و $.EC_{\text{RMS}}$

- ۱۱- در جدول و شکل‌ها باید واحد پارامترها و مقیاس‌ها ذکر گردد.
- ۱۲- نمودارها حتماً فرمت تصویر در متن قرار داده شوند (شکل ۴).



شکل ۴- تابع حقیقی موجک مورلت [۱].

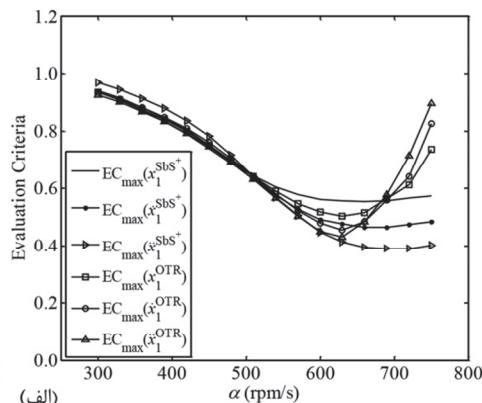
علاوه‌بر نکات ذکر شده رعایت موارد زیر نیز در ارتباط با شکل‌ها و جدول‌ها الزامی است:

- ۱- عنوان جدول‌ها در بالا و عنوان شکل‌ها در زیر آنها ذکر می‌گردد.

- ۲- ذکر مرجع در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌هایی که از مرجع دیگری اقتباس شده‌اند، الزامی است.
- ۳- گذاشتن نقطه در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌ها ضروری است.

- ۴- لازم است قبل از شکل‌ها و جدول‌ها در متن اصلی، با ذکر شماره‌ی شکل یا جدول به آنها اشاره شده باشد.

- ۵- عنوان شکل کمتر از یک خط، به صورت جمله‌ی



شکل ۳- معیارهای ارزیابی پاسخ سیستم اصلی بر حسب α با بهره‌گیری از روش‌های تنظیم SbS^\pm و $O.T.R.$ (الف) و (ب) $.EC_{\max}$ و $.EC_{\text{RMS}}$

۸- در رسم شکل‌هایی با دو یا چند نمودار رنگی، بهمنظور وضوح چاپ سیاه و سفید، از گونه‌های مختلف خط پر، خط نقطه و خط چین استفاده شود. زمینه‌ی تمامی تصاویر روشن و حروف نوشته شده در آنها با رنگ مشکی باشند.

۹- تمامی شکل‌ها دارای کیفیت قابل قبول باشند و حداقل با رزولوشن 300×300 نقطه در اینچ تهییه شوند.

۱۰- اندازه و ابعاد شکل‌ها باید به گونه‌ای باشد که هم با متن همخوانی داشته باشد، هم‌اینکه اعداد و پارامترهای درون آن با وضوح کامل مشخص باشد.

و محدودیت‌های هر یک از روش‌های بحث شده در طول تحقیق می‌باشد. خاطرنشان می‌شود بخش نتیجه‌گیری نباید تکرار مقدمه باشد. در مقاله حاضر، سعی برآن بود تا با ارائه یک نمونه عملی، مشخصات مقاله آماده به چاپ برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی بیان شود. امید است با موارد ذکر شده، امکان ارائه نشریه‌ای پریارتر به مخاطبین دانشمند این مجله فراهم شود.

۱۳- در تنظیم جدول اگر عبارات به صورت فارسی می‌باشد باید از راست به چپ تنظیم شود (نمونه جدول ۱).

برای ارجاع به جداول و شکل‌ها نباید از پرانتز استفاده شود. مثلاً «جدول (۱)» نادرست و «جدول ۱» درست است.

۴- نتیجه‌گیری

قدردانی
(در صورت لزوم)

این بخش شامل بررسی نتایج مهم، اهمیت نسبی مباحث و همچنین در صورت لزوم مقایسه‌ای از ویژگی‌ها

مراجع

در انتهای مقاله، فهرست کاملی از کتب، مقالات، سایتها و نرم‌افزارهایی که در فرآیند نگارش از آنها استفاده شده و به آنها ارجاع داده شده است، تنظیم می‌شود. مراجع به ترتیب ظاهر شدن در متن مقاله شماره‌گذاری گردیده و در انتهای مقاله آورده شوند. دقت شود که تمام مراجع در متن مورد ارجاع واقع شده باشند.

در مورد مراجع موارد زیر حتماً رعایت شود:

۱- در متن، اعداد داخل [] به فارسی نوشته شود.

۲- در انتهای مقاله و در بخش مراجع، اعداد داخل [] برای مراجع انگلیسی، به صورت انگلیسی مورد استفاده قرار گیرد.

در متن مقاله و برای اعداد داخل [] نکات زیر رعایت شود:

۱- برای ذکر یک مرجع به صورت [۳] نوشته شود.

۲- برای ذکر دو مرجع از حرف ربط «و» استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳ و ۴ به صورت [۳ و ۴] نوشته شود.

۳- برای ذکر ۳ مرجع متوالی و بیشتر از خط فاصله استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳، ۴، ۵ و ۶ به صورت [۳-۶] نوشته شود. در صورتی که مراجع به صورت متوالی نبودند؛ برای مثال ۲، ۷ و ۹، به صورت [۲، ۷ و ۹] بیان شود.

۴- کلیه مراجع می‌بایست به صورت انگلیسی در انتهای مقاله آورده شود.

شیوه نگارش در منابع (فرمت APA) در نمونه‌های زیر قابل مشاهده است:

۱- نحوه ارجاع به کتاب: ارجاع به کتب و پایان‌نامه‌ها مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام (مؤلفان و مترجمان). (سال انتشار به عدد). "عنوان اصلی کتاب"، شماره ویرایش، محل انتشار.

[1] Arefzade, T. (2016). "Identifying the Location of Damage in Concrete Gravity Dams Using Wavelet Analysis", MSc Thesis, Faculty of Engineering, University of Qom.

[2] Kaveh, A. (2014). "Advances in metaheuristic algorithms for optimal design of structures. Switzerland", Springer.

۲- نحوه ارجاع به مقاله: ارجاع به مقالات مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف اول، نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف دوم. (سال انتشار). "عنوان مقاله"، نام کامل مجله، شماره دوره یا جلد، شماره مجله، شماره صفحات.

[3] Arefzade, T., Hoseini Vaez, S.R., Naderpour, H., & Ezzodin, A. (2016). "Identifying Location and Severity of Multiple Cracks in Reinforced Concrete Cantilever Beams Using Modal and Wavelet Analysis", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 3(1), 72-83.

[4] Kaveh, A., Hoseini Vaez, S.R., Hosseini, P., & Fallah, N. (2016). "Detection of damage in truss structures using Simplified Dolphin Echolocation algorithm based on modal data", *Smart Structures and Systems*, 18(5), 983-1004.

۳- نحوه ارجاع به سایت‌ها (تارنماها):

نام شرکت/نام فرد. (سال انتشار). "عنوان صفحه"، آدرس اینترنتی.

[5] Frenklach, M., Bowman, T., Smith, G., Gardiner, B. (2007). "GRI Database", http://www.me.berkeley.edu/gri_mech/index.html.

۴- نحوه ارجاع به نرم‌افزارها: در این موارد ذکر نام لوح فشرده، مؤسسه تهیه‌کننده و سال پدید آمدن الزامی است.

۵- لازم به ذکر است که حروف اول کتب و مقالات انگلیسی، با حروف بزرگ (Capital) نوشته می‌شود. البته به استثنای حروف تعریف و اضافه‌ای که در آغاز عنوان نباشند.

First Author*

First Author Affiliation

e-mail: cer@qom.ac.ir

Second Author

Second Author Affiliation

e-mail:

Title (Font: Times New Roman, 14, Bold)

The abstract should include the purpose, design/methodology/approach, findings, research limitations/implications and originality/value. Abstract of the paper must be between 150-200 words (Times New Roman, 11, Italic).

Keywords: Times New Roman 10, Times New Roman 10 (*Between 4-6 words*).

* Corresponding author

Received 00 Month 0000, Revised 00 Month 0000, Accepted 00 Month 0000.
DOI: 10.22091/cer.0000.0000.0000

S.A. Banihashemi*

Department of Industrial
Engineering, Payame Noor
University, Iran.

e-mail: banihashemi1120@gmail.com

A.R. Shahraki

Department of Industrial
Engineering, University of
Sistan and Baluchestan,
Zahedan, Iran.

e-mail: shahrakiar@hamoon.usb.ac.ir

Analysis of Quality Factor Evaluation Methods in Optimization Time-Cost Trade-off Problem in Construction Projects

The purpose of optimizing the time-cost trade-off problem is to analyze the reduction of the original project time with the lowest cost. In these issues, the impact of project implementation quality on various activities has not been taken into account. Attention to the quality factor goes back to the midnineties. Many articles have been published since then. In the equilibrium discussion, the three objectives of time, cost and quality of the project are to perform a cost-sensitivity analysis of the variations in the duration of activities to obtain the best combination of reduction in activities. This is to minimize total project costs and maximize overall project quality. This paper classifies the issues of time, cost and quality trade-off and examines how to calculate the quality factor in research as well as the relationship between the three objectives of time, cost and quality in projects and project activities. The results of the analysis of the articles show that the evaluation of the quality factor in equilibrium problems can be divided into four categories. In the first case, quality is implicitly assessed through the tasks needed to modify the non-coordinated activities. In the latter case, the quality of each activity is expressed as a function of its duration and cost. In the third case, the quality of an activity in each of its possible execution modes is estimated by experts, and in the latter case, the quality of an activity is assessed by the set of indicators.

Keywords: Optimization, Time-cost-quality trade-off problem, Project Scheduling, Project Quality, Activity Quality.

* Corresponding author

Received 07 October 2020, Revised 09 January 2021, Accepted 26 January 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6061.1215

Z. Mehrabi

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

e-mail: z.mehrabi@stu.qom.ac.ir

R. Kamalian

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

e-mail: ur.kamalian@qom.ac.ir

M. Babaee

Head of Field Measurment Department, Water researches Institute, Tehran, Iran.

e-mail: Babaee_mbm@yahoo.com

E. Jabbari*

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

e-mail: ehsan.jabbari@gmail.com

Numerical Study of Local Scour Under the Jet Discharging From the Power Plants (Case Study: Neka Power Plant)

In this paper, the mechanism of scouring caused by turbulent jet out of deep drainage of power plants has been investigated. The flow velocity and discharge flow from these drains are high for fast mixing in the near field area, hence the size of these scours is also vast. Since local sediment may lead to the destruction of coastal structures, as well as the effect of spawning in the near field area, the prediction of a suitable method for estimating the location and depth of these scours in the seabed is very important. The case study is the Neka power plant located in Mazandaran near Neka city. Three-dimensional FLOW-3D model is used for simulation. Comparing and analyzing the results of numerical simulation and field data indicate that the horizontal distance of the deepest scour hole from the discharger is acceptable with a precision of 94% and the maximum depth of the scour hole with a precision of 58% compared to the bathymetry of the Neka substrate.

Keywords: Dewatering marine evacuators; turbulent jet; close field; FLOW-3D numerical model; scouring.

* Corresponding author

F. Karimi Pirmoosaei

M.Sc of Civil Engineering
Department, Lahijan Branch,
Islamic Azad University,
Lahijan, Iran.

e-mail: faridekarimy70@gmail.com

A. R. Mardookhpour*

Civil Engineering Department,
Engineering Faculty, Islamic
Azad University of Lahijan,
Lahijan, Iran.

e-mail: alireza.mardookhpour@liau.ac.ir

Numerical Simulation of Cavitation Phenomenon in the Stepped Spillway With Fluent Software

In the present research, the effects of different turbulence models and cavitation phenomenon in the stepped spillway of Siah Bisheh dam was investigated using the FLUENT model. Three standard K-Epsilon, Renormalization Group (RNG) K-Epsilon, and K-Omega turbulence models were employed for minimum, maximum, and flood discharge flows of 150, 170, and 203 cm³/s, respectively. The numerical method was validated by simulating a laboratory spillway, by which an appropriate consistency was observed. Also, the results showed that the probability of the cavitation phenomenon was more likely for a discharge flow of 203 cm³/s downstream of the stepped spillway area of the Siah Bisheh dam. Therefore, an appropriate aeration system can be utilized in suitable locations to reduce the probability of cavitation by decreasing velocity in the desired areas. Moreover, the cavitation index changed at each point of the spillway by changing the turbulence model type. Therefore, choosing the turbulence model to investigate the cavitation is of great importance. For example, the maximum velocities created in the investigated models with a discharge flow of 150 cm³/s for standard K-Epsilon, RNG K-Epsilon, and K-Omega turbulence models were 1.34, 2.32, and 1.32 m/s, respectively. The standard K-Epsilon and K-Omega models were very similar in all discharge flows and the results of the RNG K-Epsilon turbulence model were different from the other two models.

Keywords: Cavitation phenomenon, Turbulence Models, stepped spillway Siah bisheh Spillway.

* Corresponding author

Received 21 October 2020, Revised 01 February 2021, Accepted 04 February 2020.
DOI: 10.22091/cer.2021.6104.1216

P. Hosseini

Faculty of Engineering,
Mahallat Institute of Higher
Education, Mahallat.

e-mail: p.hosseini@mahallat.ac.ir

M. Khalily Dermany*

Young Researchers and Elite
Club, Khomein Branch,
Islamic Azad University,
Khomein, Iran.

e-mail: md.khalili@gmail.com

A Fuzzy Decision Support System for Selecting the Roof and the Type of Structure of Buildings

Designing structures with sufficient resistance to loads with minimal human and financial losses are the duties of structural designers. However, various diaphragm systems have been proposed to cover the roofs of structures, and each of these types of roofs is suitable for one type of structure. Therefore, choosing the type of structure and roof of the structure is very important. The main purpose of this study is to use the decision support systems to provide a model for structural designers, contractors and other construction experts to select the roof and structure of the building. In this paper, hierarchical analysis and fuzzy Vickor techniques are used to solve this problem. The data collection tool in this research is a questionnaire and the results show that for conventional The results of this study show that buildings with reinforced concrete joist and reinforcement concrete frame structures are the most suitable and the masonry building with jack Arch roofs are the worst choice from the point of view of experts to choose the roof and the type of the frame structure. One of the most important reasons for this result is the ease of implementation and reasonable cost of Reinforcement Concrete joist and Reinforcement Concrete frame structures.

Keywords: decision support system, fuzzy Vickor techniques, structural design, selecting the type of structure, selecting the type of roof.

* Corresponding author

Received 05 December 2020, Revised 01 January 2021, Accepted 05 January 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6321.1219

A. Cheshmi*

School of Geology, College of Sciences, University of Tehran.

e-mail: a.cheshomi@ut.ac.ir

A. Borhani

Faculty of Civil Engineering, Amir Kabir University of Technology.

e-mail: ali_borhani@yahoo.com

R. Hosseini

Faculty of Geology, Ferdowsi University of Mashhad.

e-mail: rezahossini1359@gmail.com

Determination of modulus of deformation using engineering geology studies and in situ tests (Case study)

The engineering properties of geomaterials are determined by laboratory and In-situ testing. Problems associated with sampling, especially in coarse-grained soils, limit the laboratory testing applications to determine the engineering properties of these types of soils. Engineering geological studies would help in-situ test selection as well as managing of the coast and the validity of test results. To increase the height of the Gotvand regulatory dam, determining deformation modules of subsurface material is needed, so a multistage method has been suggested and done. For this purpose, a multi-step method was proposed and performed. In the first stage, the engineering geological properties of subsurface materials have been investigated by using geological study and exploration borehole data. The subsurface materials are gravel with some sand, silt, and clay. At this stage, to determine the modulus of deformability, pressuremeter (PMT), downhole and crosshole tests were performed. Due to the coarse texture and, heterogeneity of the materials, good results were not obtained from the pressurimeter test. in the second stage and with reference to data in first stage, the extension of same strata beneath the dam has specified in river's left bank and the measurement of deformation modules has done by plate loading test (PLT) using circular plates of 60 cm diameter. In the last stage, to investigate the effect of plate dimensions and particle size, PLT using circular plates of 120 cm diameter has been done. By changing the loading plate diameter from 60 to 120 cm, the average measured modulus decreases from 2868 to 1075 kg/cm². In this paper, while expressing the importance of engineering geology studies in selecting suitable in situ tests, the results obtained from various tests have been reviewed.

Keywords: Plate load test, Downhole and Crosshole test, Coarse-grained soil, In situ tests, Engineering geology.

* Corresponding author

Received 25 October 2020, Revised 17 December 2020, Accepted 28 December 2020.
DOI: 10.22091/cer.2020.6117.1217

S. Kouhestani

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: s.kouhestani@stu.qom.ac.ir

B. Sayyafzadeh

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: B.Sayyafzadeh@stu.qom.ac.ir

M. Sharifi*

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: mfsharifi@yahoo.com

Seismic Vulnerability Assessment of Derrick-Supported Flare-Stacks Using Fragility Curves

Risk reduction and management of oil, gas, and petrochemical plants are important in terms of energy supply, financial implications, life loss, and repairs. Probabilistic analysis and reliability methods are effective approaches for calculating the risk and cost to such plants, which are composed of units with different types of equipment and structures that have different responses and consequences. One major piece of equipment in a plant that has been shut down is the flare. Depending on the height, the flares can be self-supported, guy-supported, or derrick-supported. The current study investigated the seismic probability behavior of a derrick-supported flare. An existing flare was investigated using the finite element method and incremental dynamic analysis as a case study. The different limit states of the structures were considered when calculating the fragility curves using the results of incremental dynamic analysis. The results showed that the seismic demand on the main structure of the flare stack in the ordinary seismic intensity range was not significant due to the flexible behavior of the structure.

Keywords: Incremental dynamic analysis, Flare, Fragility curve, Seismic vulnerability, Probabilistic assessment.

* Corresponding author

Received 29 November 2020, Revised 30 December 2020, Accepted 05 January 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6244.1218

T. Heidari Dezfuli

Department of Civil
Engineering, Sirjan University
of Technology, Sirjan.

e-mail: Tobahd1371@gmail.com

A.R. Ghanizadeh*

Department of Civil
Engineering, Sirjan University
of Technology, Sirjan.

e-mail: ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

Prediction of Compressive and Tensile Strength of Clayey Subgrade Soil Stabilized With Portland Cement and Iron Ore Mine Tailing Using Computational Intelligence Methods

One of the Practical solutions for improving subgrade soil is the utilization of additives for soil stabilization. Generally, the unconfined compressive strength (UCS) and indirect tensile strength (ITS) tests are employed for quality control of stabilized materials. These tests are time-consuming due to the time needs for curing of samples, and can also be costly if the number of samples increases. In this study, we have employed two methods including artificial neural network (ANN) and adaptive neuro-fuzzy inference system (ANFIS) to predict UCS and ITS of clayey subgrade soil stabilized with Portland cement and iron ore mine tailing (IOMT). To this end, cement content, IOMT content, optimum moisture, and curing time were considered as input parameters, and unconfined compressive strength, as well as indirect tensile strength, were considered as output parameters and in each case a dataset consisting of 100 data points were used for developing computational intelligence models. Modeling by means of these three methods confirmsthe superiority of the artificial neural network model over ANFIS model. Also, the sensitivity analysis showed that the Portland cement content and IOMT Content have the greatest and lowest effect on the predicted compressive and tensile strength, respectively.

Keywords: Unconfined Compressive Strength, Indirect Tensile Strength, clay Soil, Portland cement and iron ore mine tailings, computational intelligence.

* Corresponding author

H. Rouhi

Ph.D student, Faculty of Civil
Engineering, Semnan
University.

e-mail: h.rouhi@semnan.ac.ir

M. Gholhaki *

Associate Professor, Faculty of
Civil Engineering, Semnan
University.

e-mail: mgholhaki@semnan.ac.ir

Sensitivity Analysis of Progressive Collapse in Steel Moment Frames and Braced Rectangular and L-Shaped Plan

The progressive collapse because it can be sustained the whole structure and the safety of the lives of residents threatens has been the focus of scientific circles over the past few years. In the progressive collapse determining the key element that most potential for failure is of great importance. Four structural steel structures with two frames and dual systems are sensitivity analyzed with two structural systems in rectangular and L-shaped planes. Based on the results of the pushdown analysis in steel moment frame with rectangular and L-shaped planes and the dual system with middle braces, the corners column and the dual system (middle and corner braces) with a rectangular plan and in the dual system (corner braces) with the L-plan the internal column has the most potential for collapse. The results show that higher-heightened structures have a better performance against progressive collapse, and the increase in the height of the models in the dual system does not have much effect on reducing progressive collapse.

Keywords: Progressive collapse, Push down analysis, Sensitivity analysis, Key element.

* Corresponding author

Received 23 July 2020, Revised 11 November 2020, Accepted 14 November 2020.
DOI: 10.22091/cer.2020.5767.1208

R. Mikaeil*

Faculty of Mining and
Metallurgical Engineering,
Urmia University of
Technology.

e-mail: reza.mikaeil@gmail.com

Y. Jalili Kashtiban

Department of Mining and
Metallurgical Engineering,
AmirKabir University of
Technology.

e-mail: y.j.kashtiban@gmail.com

K. Shahriar

Department of Mining and
Metallurgical Engineering,
AmirKabir University of
Technology.

e-mail: k.shahriar@aut.ac.ir

A. Jafarpour

Department of Mining and
Metallurgical Engineering,
Yazd University.

e-mail: jafarpour.a67@gmail.com

Evaluation and Management of Geotechnical Risk in Tunneling Projects Using Fault Tree Analysis

One of the important steps in designing and implementation of tunneling projects is analyzing and managing the risks from the viewpoint of geotechnical risks. Second part of the Emamzadeh Hashem tunnel is one of the greatest civil projects in Iran that has faced with serious and important challenges in design because of the poor geological structure and geotechnical condition in excavation track. In this research, try to be after the geological studying in the tunnel excavation track, the overall risk amount be assessed by fault tree analysis. During this study, 4 important event including damage to the personnel, damage to the TBM, damage to the restraint system and deflection from the excavation track was identified and studied by using the geotechnical hazards like: encounter to fault and comminuted areas, squeezing, water inrush and tunnel instability. Results of the analysis show that reasons of the higher risk in this project are damage to the TBM and damage to restraint system. So, the higher risk should be reduced by doing some reducer proceedings like concrete injection. After these proceedings, the overall risk came to the poor area in the risk classification. According to the results, in this project, damage to the TBM and damage to restraint system have the highest risks and their risks should be reduced by doing some reducer proceedings like concrete injection. After these proceedings, the overall risk came to the poor area in the risk classification.

Keywords: Geotechnical risks, Fault Tree Analysis, Risk Management.

* Corresponding author

Received 09 April 2020, Revised 04 August 2020, Accepted 30 September 2020.
DOI: 10.22091/cer.2020.5388.1200

M. R. Tabeshpour*

Department of Mechanical
Engineering, Sharif University
of Technology.

e-mail: abeshpour@yahoo.com

A. Noorifard

Lecturer, School of
Architecture, College of Fine
Arts, University of Tehran.

e-mail: anoorifard@yahoo.com

Behavior of Building With Eccentrically Braced Frame and Infill Wall in the Sarpol-E Zahab Earthquake

The Behavior of eccentrically braced frame (EBF) in terms of stiffness and ductility is between moment resisting frame and concentrically braced frame. EBF should be designed in such a way that yielding is only concentrated in the link beam at the non-linear stage. Field survey after the Sarpol-e Zahab earthquake shows that despite several defects in structural design and construction of EBFs, they have remained stable. In this study, one of the damaged buildings in the Sarpol-e Zahab earthquake, in the form of a three-story four-bay frame was modeled in Etabs and its seismic behavior in two cases; with and without infill walls was studied. The results of the analyses show that the presence of diagonal struts of infill walls reduces the axial force of the braces, the shear force, and the bending moment of the link beams. Infill walls also reduce lateral displacement and period of EBF, and they increase the lateral stiffness. Therefore, in the condition that there are several defects in the design and construction of link beams and braces, connecting the infill walls to the structure has a positive achievement. In this condition, if there were not infill walls, there would be a possibility of structural collapse.

Keywords: Eccentrically braced frame, Infill wall, Sarpol-e Zahab earthquake, Linear analysis.

* Corresponding author

Received 10 April 2020, Revised 26 June 2020, Accepted 02 July 2020.
DOI: 10.22091/cer.2020.5409.1201

M. H. Taghizadeh Valdi*

Department of Civil
Engineering, Isfahan
(Khorasgan) Branch, Islamic
Azad University, Isfahan, Iran.

e-mail: mh.taghizadeh@khusif.ac.ir

M. Pourhadi Gavabari

Department of Architecture,
Mehr-Aeen Higher Education
Institute, Bandar Anzali, Iran.

e-mail: m.pourhadi@ut.ac.ir

Analysis of Behavior of Spatial Structures in Bridges Deck With Changes in Diameter and Length of Members

The use of spatial structures despite the ease and speed of execution is always limited to covering the roofs with long spans. While these types of structures, which by their mechanism of load distribution to all members, have acceptable resistance to incoming loads, both dead and live, can be a good alternative for use in bridges deck. Therefore, in this paper, numerical modeling of a two-layered lattice spatial deck with different diameter and length of members, its behavior against dead and live loads caused by moving motor vehicles according to the AASHTO Code is investigated. The geometrical forming of the different topologies was performed using Formex algebra by Formian 2.0 software and numerical modeling of spatial decks using SAP2000 finite element software with linear static analysis. The results showed that with increasing the diameter of the members of the double-layered lattice deck from 13.94 to 19.37 cm, the cross-sectional area and consequently the stiffness of the members increase, which leads to an increase in the stiffness of the whole structure and as a result it leads to an increase in its resistance to dead loads due to the weight of the structure and to the moving loads due to the passage of motor vehicles. Also, with increasing the length of the members of the double-layered lattice deck from 1.5 to 4.5 meters, the distance between the nodes has increased and the number of nodes and members of the two layers, and their between which most of the elements of the whole structure are located at this distance has decreased, and consequently it leads to a reduction in the dead loads of the structure and deflection due to these loads. On the other hand, because these nodes are selected from the joint type, which have freedom of movement in all directions, the reduction in the number of nodes leads to a relative decrease due to moving loads.

Keywords: Spatial structures, Bridge deck, Diameter and length of members, Deflection.

* Corresponding author

Received 11 March 2020, Revised 20 May 2020, Accepted 15 June 2020.
DOI: 10.22091/cer.2020.5328.1197

M. Hamidinia

Civil Engineering Faculty,
Yazd University.

e-mail: hamidiniamoham-mad@gmail.com

M.M. Khabiri*

Associated Professor, Civil
Engineering Faculty, Yazd
University.

e-mail: mkhabiri@yazd.ac.ir

M. Mokhberi

Assistance Professor, Civil
Engineering Faculty, Esteban
University.

e-mail: mehdimokhberi@gmail.com

Identification and Presentation of Asphalt Pavement Construction Quality Control Algorithm by Data Classification Method and Artificial Neural Network

Asphalt construction is one of the most important parameters of asphalt pavement quality that should always be carefully considered in any asphalt pavement project. The purpose of this study was to evaluate the performance of decision tree algorithm and artificial neural network in predicting mixture and field design parameters affecting pavement compaction in order to identify and control these parameters to control the compaction parameter value. In this study, we used data collected from relative asphalt compaction determination report, grain curve report and results of hot asphalt experiments and asphalt mix design report recovered from soil mechanics laboratory and using decision tree and artificial neural network algorithm have been proposed to predict the parameters affecting compaction. The results show that data with a distribution temperature between 126 and 155°C, fracture rates in two sides greater than 95.5%, strength (Marshall Resistance) less than 1417.5 kg-force and Asphalt Void less than 5.45 had good compaction rate (more than 97%). Also, three parameters of thickness, distribution temperature, and void were introduced as influence variables affecting compaction in the software.

Keywords: Asphalt pavement, Density, Data Mining, Decision Tree, Artificial Neural Network.

* Corresponding author

Received 27 October 2019, Revised 06 December 2019, Accepted 12 January 2020.
DOI: 10.22091/cer.2020.4923.1181

Contents:

Identification and Presentation of Asphalt Pavement Construction Quality Control Algorithm by Data Classification Method and Artificial Neural Network

Mohammad Hamidinia, Mohammad Mehdi Khabiri and Mehdi Mokhberi

Analysis of Behavior of Spatial Structures in Bridges Deck With Changes in Diameter and Length of Members

Mohammad Hossein Taghizadeh Valdi and Mahdiyeh Pourhadi Gavabari

Behavior of Building With Eccentrically Braced Frame and Infill Wall in the Sarpol-E Zahab Earthquake

Mohammad Reza Tabeshpour and Azadeh Noorifard

Evaluation and Management of Geotechnical Risk in Tunneling Projects Using Fault Tree Analysis

Reza Mikaeil, Yavar Jalili Kashtiban, Kourosh Shahriar and Amir Jafarpour

Sensitivity Analysis of Progressive Collapse in Steel Moment Frames and Braced Rectangular and L-Shaped Plan

Hamze Rouhi and Majid Gholhaki

Prediction of Compressive and Tensile Strength of Clayey Subgrade Soil Stabilized With Portland Cement and Iron Ore Mine Tailing Using Computational Intelligence Methods

Toba Heidari Dezfuli and Ali Reza Ghanizadeh

Seismic Vulnerability Assessment of Derrick-Supported Flare-Stacks Using Fragility Curves

Saeedeh Kouhestani, Bijan Sayyafzadeh and Mahdi Sharifi

Determination of modulus of deformation using engineering geology studies and in situ tests (Case study)

Akbar Cheshmi, Ali Borhani and Reza Hossini

A Fuzzy Decision Support System for Selecting the Roof and the Type of Structure of Buildings

Pedram Hosseini and Mohammad Khalily Dermany

Numerical Simulation of Cavitation Phenomenon in the Stepped Spillway with Fluent Software

Faride Karimi Pirmoosaei and Alireza Marookhpour

Numerical Study of Local Scour Under the Jet Discharging From the Power Plants (Case Study: Neka Power Plant)

Zahra Mehrabi, Reza Kamalian, Mohammad Babaee and Ehsan Jabbari

Analysis of Quality Factor Evaluation Methods in Optimization Time-Cost Trade-off Problem in Construction Projects

Sayyid Ali Banihashemi and Alireza Shahraki



University of Qom

Civil Infrastructure Researches

Vol. 6, Issue. 1
Spring and Summer 2020

License Holder:

University of Qom

General Director:

Dr. Ali Mohammad Rajabi, Assistant Professor,
Engineering Geology Department, University of
Tehran

Editor in Chief:

Dr. Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Kharazmi

Associate Editor:

Dr. Seyed Rohollah Hoseini Vaez, Associate
Professor, Department of Civil Engineering,
University of Qom

Technical and Text Editor:

Tahere Arefzade, Master of Civil Engineering,
Department of Civil Engineering, University of
Qom

Cover Design: Seyed M. Javad Hoseini Vaez

Interior Design: Tahere Arefzade

Publishing Supervisor: Mohammad Reza Shojaei

Print ISSN: 2476-406x

Online ISSN: 2476-4051



Mailing Address: Civil Infrastructure Researches

Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran

Postal Code: 3716146611

Tel: +98-25-32103590 **Fax:** +98-25-32854228

Website: <http://cer.qom.ac.ir/>

Email: cer@qom.ac.ir

Editorial Board:

Morteza Eskandari-Ghadi, Professor,
Department of Civil Engineering, Tehran
University

Seyed Rohollah Hoseini Vaez, Associate
Professor, Department of Civil Engineering,
University of Qom

Mashallah Khamechyan, Professor, Department
of Engineering Geology, Tarbiat Modares
University

Mahdi Khodaparast, Associate Professor,
Department of Civil Engineering, University of
Qom

Taher Rajaee, Associate Professor, Department of
Civil Engineering, University of Qom

Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Kharazmi

Vahid Nourani, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Tabriz

International Editorial Board:

Janusz Wasowski, Professor, National Research
Council, Roma, Italy

Hakim S. Abdelgader, Professor, Department of
Civil Engineering, Faculty of Engineering,
University of Tripoli, Tripoli, Libyan Arab
Jamahiriya

Journal of

Civil Infrastructure Researches

Volume 6, Issue 1, Spring & Summer 2020

01-16	Identification and Presentation of Asphalt Pavement Construction Quality Control Algorithm by Data Classification Method and Artificial Neural Network Mohammad Hamidinia, Mohammad Mehdi Khabiri and Mehdi Mokhberi
17-28	Analysis of Behavior of Spatial Structures in Bridges Deck With Changes in Diameter and Length of Members Mohammad Hossein Taghizadeh Valdi and Mahdiyeh Pourhadi Gavabari
29-40	Behavior of Building With Eccentrically Braced Frame and Infill Wall in the Sarpol-E Zahab Earthquake Mohammad Reza Tabeshpour and Azadeh Noorifard
41-53	Evaluation and Management of Geotechnical Risk in Tunneling Projects Using Fault Tree Analysis Reza Mikaeil, Yavar Jalili Kashtiban, Kourosh Shahriar and Amir Jafarpour
55-71	Sensitivity Analysis of Progressive Collapse in Steel Moment Frames and Braced Rectangular and L-Shaped Plan Hamze Rouhi and Majid Gholhaki
73-88	Prediction of Compressive and Tensile Strength of Clayey Subgrade Soil Stabilized With Portland Cement and Iron Ore Mine Tailing Using Computational Intelligence Methods Toba Heidari Dezfuli and Ali Reza Ghanizadeh
89-103	Seismic Vulnerability Assessment of Derrick-Supported Flare-Stacks Using Fragility Curves Saeedeh Kouhestani, Bijan Sayyafzadeh and Mahdi Sharifi
103-113	Determination of modulus of deformation using engineering geology studies and in situ tests (Case study) Akbar Cheshmi, Ali Borhani and Reza Hossini
115-126	A Fuzzy Decision Support System for Selecting the Roof and the Type of Structure of Buildings Pedram Hosseini and Mohammad Khalily Dermany
127-140	Numerical Simulation of Cavitation Phenomenon in the Stepped Spillway With Fluent Software Farideh Karimi Pirmoosaei and Alireza Marookhpour
141-151	Numerical Study of Local Scour Under the Jet Discharging From the Power Plants (Case Study: Neka Power Plant) Zahra Mehrabi, Reza Kamalian, Mohammad Babaee and Ehsan Jabbari
153-173	Analysis of Quality Factor Evaluation Methods in Optimization Time-Cost Trade-off Problem in Construction Projects Sayyid Ali Banihashemi and Alireza Shahraki