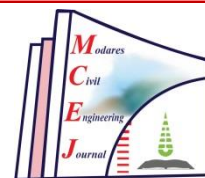




دانشگاه تربیت مدرس

## دو ماهنامه

### مهندسی عمران مدرّس



دوره ۲۶، شماره ۴، سال ۱۴۰۵ (شماره پیاپی: ۹۰)

نشریه علمی مهندسی عمران مدرّس

صاحب امتیاز: دانشگاه تربیت مدرس

مدیر مسئول: فرهاد دانشجو

- بررسی آزمایشگاهی تأثیر تعداد و آرایش بازشوهای صفحات گچی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی  
سردنوردشده  
احسان حاجی سلطانی، حمیدرضا رونق، محمدرضا جواهری تفتی
- تحلیل و طراحی ظرفیتی قاب‌های مهاربندی شده همگرای هلالی شکل و ارزیابی پارامترهای عملکرد لرزه‌ای و تقاضای انرژی  
احسان علیزاده، اباذر اصغری
- ارزیابی تجربی تجزیه زیستی گازوییل  
محمد امین امینی‌راد، حسن امینی‌راد، داریوش یوسفی کبریا
- بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت به عنوان بستر خطوط ریلی با استفاده از مدلسازی فیزیکی و عددی  
مجید یزدان دوست، فائزه دفتری
- ارائه روش هوشمند ارتعاش-پایه جهت شناسایی آسیبها در تیرهای فولادی بر اساس توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده و شبکه عصبی مصنوعی  
عرفان حسین‌زاده هنرور، حمیدرضا احمدی، امین رفیعی
- بهبود عملکرد هیدرولیکی موج شکن کیسونی مرکب حفره‌دار با تغییر هندسه وجه پیشانی  
امید کرباسی، حسن اکبری
- مطالعه عددی رفتار محل اتصال در پل‌های پیش ساخته با بتن فوق توانمند  
حسام نجومی دلشاد، ایرج محمودزاده کنی

نشانی: تقاطع بزرگراه جلال آل احمد و شهید چمران، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست،

دفتر نشریه علمی مهندسی عمران مدرّس



**نشریه علمی مهندسی عمران مدرس**  
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تربیت مدرس

**صاحب امتیاز:**  
**مدیر مسئول:**  
**سر دبیر:**  
**مدیر داخلی:**

دانشگاه تربیت مدرس  
دکتر فرهاد دانشجو (استاد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)  
دکتر مسعود قدسیان (استاد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)  
زهرا خوئینی ها

**اعضای هیئت تحریریه:**

|                   |             |               |                    |
|-------------------|-------------|---------------|--------------------|
| دکتر محمد تقی     | احمدی       | استاد         | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر علی اکبر     | آقا کوچک    | استاد         | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر بیتا         | آیتی        | دانشیار       | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر عباسعلی      | تسنیمی      | استاد         | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر فرهاد        | دانشجو      | استاد         | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر سید علی اکبر | صالحی       | استاد         | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر محمود        | صفارزاده    | استاد         | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر مسعود        | قدسیان      | استاد         | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر امیر         | کاوسی       | عضو هیئت علمی | دانشگاه تربیت مدرس |
| دکتر علی          | فاخر        | دانشیار       | دانشگاه تهران      |
| دکتر محمد         | قائمیان     | استاد         | دانشگاه شریف       |
| دکتر محمد حسن     | بازیار      | استاد         | دانشگاه علم و صنعت |
| دکتر غلامرضا      | قدرتی امیری | استاد         | دانشگاه علم و صنعت |
| دکتر پرویز        | قدوسی       | استاد         | دانشگاه علم و صنعت |

**اعضای هیئت تحریریه  
مشورتی:**

|              |          |               |                         |
|--------------|----------|---------------|-------------------------|
| پروفسور علی  | فخیمی    | استاد         | دانشگاه نیومکزیکو       |
| پروفسور جمال | رستمی    | استاد         | دانشگاه کلرادو          |
| دکتر گودرز   | احمدی    | عضو هیئت علمی | دانشگاه کارلستون آمریکا |
| دکتر بهمن    | غیاثی    | عضو هیئت علمی | دانشگاه بیرمنگام        |
| پروفسور ناصر | خاجی     | عضو هیئت علمی | دانشگاه هیروشیما        |
| دکتر محمد    | حیدرزاده | عضو هیئت علمی | دانشگاه انگلستان        |

**هیأت داوران این  
شماره:**

|                     |                               |                      |                        |
|---------------------|-------------------------------|----------------------|------------------------|
| آقا کوچک، علی اکبر  | دانشگاه تربیت مدرس            | فخیمی، احمد          | دانشگاه تربیت مدرس     |
| احمدی، مرتضی        | دانشگاه تربیت مدرس            | قاری قرآن، علیرضا    | دانشگاه اصفهان         |
| پاک، علی            | دانشگاه شریف                  | قدرتی امیری، غلامرضا | دانشگاه علم و صنعت     |
| خاجی، ناصر          | دانشگاه تربیت مدرس            | قزوینیان، عبدالهادی  | دانشگاه تربیت مدرس     |
| دردایی، صادق        | دانشگاه تربیت مدرس            | قنبری، علی           | دانشگاه خوارزمی        |
| زهرایی، سید مهدی    | دانشگاه تهران                 | کاوسی، امیر          | دانشگاه تربیت مدرس     |
| شاه بیگ، شریف       | دانشگاه تربیت مدرس            | کاهونی، شاهپور       | دانشگاه امیر کبیر      |
| شکیب، حمزه          | دانشگاه تربیت مدرس            | کوکبی، مهرداد        | دانشگاه تربیت مدرس     |
| عامری، محمودرضا     | دانشگاه شیراز                 | ملکی، شروین          | دانشگاه شریف           |
| عرب زاده، ابو الفضل | دانشگاه تربیت مدرس            | وائقی امیری، جواد    | دانشگاه نوشیروانی بابل |
| عسگریان، بهروز      | دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی | هادیانفرد، محمد علی  | دانشگاه صنعتی شیراز    |
| علیایی، محمد نوروز  | دانشگاه تربیت مدرس            | یثربی، شهاب الدین    | دانشگاه تربیت مدرس     |

**ویراستار ادبی و فنی:** زهرا عزیزی  
**ویراستار انگلیسی:** فاطمه ترابی  
**کارشناس اجرایی:** زهرا خوئینی ها  
**طراح جلد، حروف چین و صفحه آرا:** مسعود سروری

**نشانی دفتر مجله:**

تهران، تقاطع بزرگراه شهید چمران و آل احمد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست  
دفتر مجله علمی مهندسی عمران مدرس

صندوق پستی: ۳۹۷-۱۴۱۵، تلفن و دورنگار: ۰۲۱-۸۲۸۸۴۹۵۰، رایانامه: [civiljournal@modares.ac.ir](mailto:civiljournal@modares.ac.ir)

این نشریه در پایگاه‌های علمی ISC و جهاد دانشگاهی SID نمایه می‌شود.

به نام آن که جان را فکرت آموخت.



## مجله علمی مهندسی عمران مدرس

دوره ۲۶، شماره ۴، سال ۱۴۰۵

### اعتبار علمی - پژوهشی

اعتبار مجله علمی مهندسی عمران مدرس در جلسه مورخ ۱۳۸۸/۱۰/۰۹ کمیسیون نشریات علمی وزارت علوم، تحقیقات و فناوری مورد ارزیابی قرار گرفت و با درجه علمی - پژوهشی به تأیید رسید و طی نامه شماره ۳/۱۱/۱۶۳۴ به معاونت پژوهشی این دانشگاه ابلاغ گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۸۸/۱۴۲۹۸ در تاریخ ۱۳۸۸/۱۲/۱۰ صادر کرده است.



## راهنمای تهیه و تدوین مقالات

از مؤلفان گرامی تقاضا می‌شود در ارسال مقالات به نکات زیر توجه فرمایند:

۱- زبان رسمی مجله، فارسی است.

۲- مقالات باید پژوهشی و حاصل تحقیق نویسنده یا نویسندگان در زمینه مهندسی عمران و محیط زیست (سازه، زلزله، سازه‌های هیدرولیکی، سازه‌های دریایی، خاک و پی، راه و ترابری، برنامه‌ریزی حمل و نقل، آب و محیط زیست) بوده و قبلاً چاپ نشده یا به طور همزمان به مجلات دیگر ارسال نشده باشد.

۳- مقالات قابل چاپ در مجله به دو دسته تقسیم می‌شوند:

الف- مقالات کامل پژوهشی: مقالات علمی- پژوهشی با حداقل حجم ۲۵۰۰ تا ۳۵۰۰ کلمه (یا معادل آن) حداکثر در ۱۲ صفحه (تعداد صفحات مقاله، عدد زوج باشد).

ب- یادداشت‌های کوتاه پژوهشی: مقالات علمی پژوهشی با حداکثر ۲۵۰۰ کلمه (یا معادل آن) حداکثر در ۱۰ صفحه (تعداد صفحات مقاله، عدد زوج باشد).

تبصره ۱: مقالات مروری (Review Article)، از نویسندگان مجرب و صاحب مقالات پژوهشی در زمینه مورد بحث پذیرفته خواهد شد.

تبصره ۲: مقالات ترجمه، پذیرفته نمی‌شود.

۴- مقالات ارسالی باید دارای بخش‌های زیر باشند:

الف- نام نویسنده یا نویسندگان، نام نویسنده مسئول مکاتبات با ستاره مشخص شود؛ نام مؤسسه متناظر هر یک از نویسندگان، نشانی کامل نویسنده مسئول مکاتبات شامل نشانی پستی، شماره فکس و رایانامه.

ب- عنوان کامل مقاله به فارسی، چکیده فارسی، کلید واژگان فارسی، عنوان کامل مقاله به لاتین، نام و نشانی نگارندگان به زبان انگلیسی، چکیده لاتین، کلید واژگان لاتین.

ج- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسأله، روش حل، تفسیر، تحلیل و نتایج)، نتیجه‌گیری، سپاسگزاری، فهرست مراجع.

د- چکیده مقاله (Extended Abstract) حاوی حداکثر یک صفحه و در حداقل ۵۰۰ کلمه ارائه شود.

۵- اصلاحات خارجی با معادلی دقیق و رسا در زبان فارسی باشد و عبارات اختصاری به کار رفته در متن به زیرنویس ارجاع شود.

۶- محل ارجاع عکس‌ها و جدول‌ها، شکل‌ها و نمودارها به طور دقیق ضمن رعایت ترتیب آن‌ها در متن معین شده، ارسال اصل جدول‌ها و شکل‌ها با کیفیت ۳۰۰dpi به صورت سیاه و سفید در محیط اکسل ضروری است. برای جدول‌ها و شکل‌ها، به ترتیب عناوین فارسی و معادل انگلیسی آن‌ها (بلافاصله) در بالا و زیر آن‌ها قرار گیرد. در شکل‌ها و جدول‌ها از خطوط افقی و عمودی (grid) استفاده نشود. جدول‌ها و شکل‌ها بدون کادر و شکل‌های حاوی نمودار فقط دارای محور عمودی و افقی باشند.

- ۷- تعیین محل دقیق مراجع در متن و فهرست نمودن مراجع به ترتیب ظهور در متن مقاله ضروری است. عنوان قسمت مراجع به انگلیسی (References) نیز نوشته شود.
- ۸- شیوه نگارش مشخصات مراجع به شرح زیر است:
- الف. کتاب: نام خانوادگی، نام نویسنده یا نویسندگان، نام کتاب، نام مترجم، محل نشر، نام ناشر، تاریخ انتشار، شماره صفحات.
- ب. مقاله: نام خانوادگی، نام نویسنده یا نویسندگان، عنوان مقاله، نام نشریه، دوره (جلد)، سال انتشار، شماره صفحات.
- ۹- مقالات باید در صفحه A4 با حاشیه چپ و راست ۱/۵ cm در دو ستون با فاصله ۱ cm از هم (به جز برای تصاویر و جداول بزرگ) و با فاصله میان سطور Single با قلم B Lotus نازک ۱۲ برای محتویات فارسی و قلم Times New Roman نازک ۱۰ برای محتویات انگلیسی و استفاده از استایل Normal و شماره‌گذاری دستی عناوین بخش‌ها و قسمت‌ها به همراه Bold کردن سطر مرتبط، تحت نرم افزار Word ۲۰۱۰ تایپ شود؛ و نویسنده مقاله پس از ثبت نام در سامانه نشریات سایت دانشگاه تربیت مدرس به آدرس زیر این صفحه مراجعه و کلیه مراحل ثبت و ارسال مقاله را سپری و با حفظ کد مقاله خود برای پیگیری‌های بعدی، از طریق سامانه نشریات اقدام نمایند.
- ۱۰- مقالات برگرفته از پایان‌نامه و رساله دانشجویان دکتری با نام استاد(ان) راهنما، مشاور(ان) و دانشجو به صورت تئام منتشر می‌شود؛ لذا استاد راهنما عهده دار مسئولیت و نویسنده رابط خواهند بود.
- ۱۱- مسئولیت صحت و سقم مطالب بر عهده نویسنده یا نویسندگان خواهد بود.
- ۱۲- مجله علمی مهندسی عمران مدرس حق رد یا قبول مقالات را برای خود محفوظ می‌دارد.

#### نشانی دفتر مجله:

تهران، تقاطع بزرگراه شهید چمران و آل احمد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

دفتر مجله علمی مهندسی عمران مدرس

صندوق پستی: ۱۴۳-۱۴۱۵، تلفن و نمابر: ۰۲۱-۸۲۸۸۴۹۵۰

آدرس سامانه نشریه: <http://civil.journals.modares.ac.ir>

پست الکترونیکی: [civiljournal@modares.ac.ir](mailto:civiljournal@modares.ac.ir)

این نشریه در پایگاه‌های اطلاعات علمی ISC و جهاد دانشگاهی SID نمایه می‌شود.

| صفحه | عنوان مقاله و نام نویسندگان                                                                                                                                                         |
|------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ۷    | بررسی آزمایشگاهی تأثیر تعداد و آرایش بازشوهای صفحات گچی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی سردنوردشده .....<br>احسان حاجی سلطانی، حمیدرضا رونق، محمدرضا جواهری تفتی                   |
| ۱۹   | تحلیل و طراحی ظرفیتی قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای هلالی‌شکل و ارزیابی پارامترهای عملکرد لرزه‌ای و تقاضای انرژی .....<br>احسان علیزاده، اباذر اصغری                                   |
| ۳۵   | ارزیابی تجربی تجزیه زیستی گازوییل .....<br>محمد امین امینی‌راد، حسن امینی‌راد، داریوش یوسفی کبریا                                                                                   |
| ۴۷   | بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت به عنوان بستر خطوط ریلی با استفاده از مدلسازی فیزیکی و عددی .....<br>مجید یزدان‌دوست، فائزه دفتری                                         |
| ۶۵   | ارائه روش هوشمند ارتعاش-پایه جهت شناسایی آسیبها در تیرهای فولادی بر اساس توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده و شبکه عصبی مصنوعی .....<br>عرفان حسین‌زاده هنرور، حمیدرضا احمدی، امین رفیعی |
| ۸۱   | بهبود عملکرد هیدرولیکی موج شکن کیسونی مرکب حفره‌دار با تغییر هندسه وجه پیشانی .....<br>امید کرباسی، حسن اکبری                                                                       |
| ۹۵   | مطالعه عددی رفتار محل اتصال در پل‌های پیش‌ساخته با بتن فوق‌توانمند .....<br>حسام نجومی دلشاد، ایرج محمودزاده کنی                                                                    |



# Experimental Investigation of the Effect of Number and Configuration of Openings in Gypsum Boards on the Seismic Performance of Cold-Formed Steel Frames

Ehsan Haji Soltani<sup>1</sup>, Hamid Reza Ronagh<sup>2</sup>, Mohammad Reza Javaheri Tafti<sup>3\*</sup> 

1. Ph. D. candidate, Department of Civil Engineering, Taft. C., Islamic Azad University, Taft, Iran.
2. Professor, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Australia.
3. Faculty Member, Department of Civil Engineering, Taft. C., Islamic Azad University, Taft, Iran.

## Abstract

In recent decades, the use of cold-formed steel structures has grown significantly in the construction industry due to their low weight, high speed of construction, economic efficiency, and good seismic performance. This study investigates the structural performance of cold-formed steel (CFS) frames sheathed with gypsum board, with particular emphasis on the influence of the number, size, and configuration of openings. In these structural systems, gypsum boards, as one of the most common interior and exterior wall coverings, play an important role in structural and non-structural performance. Therefore, it seems necessary to conduct research based on experimental tests to investigate the actual behavior of gypsum boards and cold-rolled steel structures in order to identify resistance mechanisms, failure patterns, and parameters affecting system performance. Two distinct full-scale CFS frame specimens, each measuring 2400 × 2400 mm and sheathed on one side with gypsum board, were designed and fabricated. The difference between sample A and sample B was in the geometry of the opening in the cover sheet, and the opening area was considered the same in both frames. Cyclic lateral loading tests were performed on each frame type in triplicate to ensure repeatability and reliability of the experimental data. The tests were conducted at the Structural and Earthquake Engineering Laboratory of the Islamic Azad University, Taft Branch, using a servo-controlled hydraulic actuator. Then, the hysteresis curve of all samples was extracted and from the hysteresis envelope curve of the samples, the lateral resistance and the final lateral displacement of the samples were extracted.

The experimental results showed that increasing the number of openings along with reducing their dimensions changed the behavior of the system from a brittle and fragile state to a more ductile state. Consequently, the use of symmetrical arrangement of openings in the design of LSF frame gypsum walls can improve the lateral stability and durability of the connections. Also, in Light Steel Frame (LSF) structural systems, lateral force transmission is mainly through gypsum board or OSB-clad partition walls. In these systems, gypsum boards, in addition to their architectural and space separation roles, also act as part of the lateral load-resistant system by contributing to the shear stiffness of the wall. The results of this study showed that the cyclic behavior of LSF frames is significantly affected by the continuity of the interframes and the way the gypsum boards are attached to the frame; such that premature loosening of the screws causes a rapid loss of system strength. Therefore, in the seismic design of this type of system, the role of the interframes should not be considered solely non-structural, but the combined effect of the frame and the panel should be modeled and controlled. Overall, the results showed that the symmetrical arrangement of smaller openings in the plaster walls of LSF frames improves the cyclic behavior, increasing the ultimate strength and ductility of the system. However, due to the aforementioned limitations, the findings should be interpreted in the context of preliminary experimental results. However, due to the aforementioned limitations, the findings should be interpreted as preliminary laboratory results. To develop realistic design models, additional experiments including panel separation, double-sided cladding effect investigation, and advanced numerical analyses are necessary.

## Review History

Received: Sep 22, 2025  
Revised: Oct 19, 2025  
Accepted: Dec 10, 2025

## Keywords

Cold-Formed Steel Frame  
Gypsum Board  
Wall Opening  
Seismic Performance  
Cyclic Loading

\* Corresponding Author Email: [MR.javaheritafti@iau.ac.ir](mailto:MR.javaheritafti@iau.ac.ir) - ORCID: 0000-0001-6860-0705



## بررسی آزمایشگاهی تأثیر تعداد و آرایش بازشوهای صفحات گچی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی سردنوردشده

احسان حاجی سلطانی<sup>۱</sup>، حمیدرضا رونق<sup>۲</sup>، محمدرضا جواهری تفتی<sup>۳\*</sup> 

۱. دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، تفت، ایران.

۲. استاد گروه مهندسی، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه نیو ساوت ولز، استرالیا.

۳. عضو هیئت علمی، گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، تفت، ایران.

### چکیده

### تاریخچه داوری

در این پژوهش، تأثیر تعداد و آرایش بازشوها در صفحات گچی بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های قاب‌های فولادی سردنوردشده مورد بررسی قرار گرفته است. دو نمونه منحصربه‌فرد قاب فولادی با ابعاد  $2400 \times 2400$  میلی‌متر با پوشش گچی در یک طرف، با هندسه مختلف بازشو در شرایط آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. به صورتی که برای حصول اطمینان از نتایج حاصل‌شده از هر مدل قاب ۳ نمونه منحصراً به فرد مورد آزمایش قرار گرفت. آزمایش‌ها در آزمایشگاه سازه و زلزله دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت با استفاده از جک هیدرولیکی انجام شد. نتایج نشان داد که افزایش تعداد بازشوها با ابعاد کوچک‌تر، در مقایسه با یک بازشوی بزرگ مرکزی، موجب بهبود نسبی عملکرد سازه‌ای در برابر بارگذاری چرخه‌ای شده است. همچنین آرایش قرینه بازشوها موجب توزیع یکنواخت‌تری از تغییر شکل‌ها و کاهش تمرکز تنش شد. این نتایج می‌تواند راهنمایی مؤثر برای طراحی بازشو در دیافراگم‌های غیرسازه‌ای در این نوع سیستم‌ها باشد.

### کلمات کلیدی

قاب فولادی سردنوردشده  
صفحات گچی  
بازشو دیوار  
عملکرد لرزه‌ای  
بارگذاری چرخه‌ای

### ۱- مقدمه

واقعی، وجود بازشوهایی در صفحات گچی برای عبور تأسیسات، درها یا پنجره‌ها امری اجتناب‌ناپذیر است. این بازشوها می‌توانند عملکرد سازه‌ای کلی سیستم را تحت تأثیر قرار دهند؛ به ویژه در شرایط بارگذاری لرزه‌ای که تمرکز تنش و تغییرشکل‌های موضعی نقش مهمی در آغاز گسیختگی دارند. مطالعات پیشین عمدتاً بر بررسی رفتار کلی دیوارهای غیر باربر یا اثرات موضعی تمرکز داشته‌اند، اما تأثیر تعداد و آرایش هندسی بازشوها در صفحات گچی در سیستم‌های CFS هنوز به صورت دقیق مورد مطالعه قرار نگرفته است. در این تحقیق، ۶ عدد قاب فولادی سردنوردشده

استفاده از سیستم‌های سازه‌ای سبک به ویژه قاب‌های فولادی سردنوردشده CFS در سال‌های اخیر به دلیل مزایایی مانند وزن کم، سهولت اجرا، و سرعت ساخت، در پروژه‌های عمرانی کشور به ویژه در انبوه‌سازی، گسترش یافته است. یکی از اجزای مکمل این سیستم‌ها، صفحات پوششی گچی هستند که علاوه بر ایفای نقش معماری و جداکننده، در تأمین سختی جانبی و کنترل تغییرشکل‌ها نیز مؤثر واقع می‌شوند. با این حال، در کاربردهای

\* رایانامه نویسنده مسئول: MR.javaheritafti@iaui.ac.ir - ORCID: 0000-0001-6860-0705

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



در این زمینه، مطالعات شفافی و استاد [8] نشان داده‌اند که شرایط مرزی میانقاب‌های بنایی اثر قابل توجهی بر رفتار خارج از صفحه دارد و این رفتار با پاسخ درون‌صفحه‌ای در تعامل است. در پژوهش‌های دیگر، همین نویسندگان اثر بازشو را بر کاهش سختی مؤثر و مقاومت نهایی بررسی کرده و روابط اصلاحی برای مدل‌سازی دقیق‌تر ارائه داده‌اند [9، 11]. مقایسه روش‌های مختلف مدل‌سازی عددی میانقاب‌ها نیز حساسیت رفتار لرزه‌ای را به فرضیات مدل و شرایط مرزی نشان داده است [10]. هرچند مصالح و جزئیات ساخت در میانقاب‌های بنایی و پنل‌های گچی متفاوت‌اند، اما از نظر رفتار مکانیکی، مانند تمرکز تنش در گوشه‌های بازشو، جداسازی موضعی و کاهش سختی تدریجی، شباهت‌های قابل توجهی میان دو سیستم وجود دارد.

در راستای آزمایش‌های تجربی جدید، استاد و شفافی [7] با انجام آزمایش کشش قطری بر نمونه‌های بلوک سفالی دارای اندوهای غیرسازه‌ای مختلف (سیمان و گچ) نشان دادند که نوع و پیوستگی لایه پوششی بر الگوی ترک‌زایی و کاهش سختی برشی دیوار تأثیرگذار است. یافته‌های آن‌ها بیانگر این نکته است که حتی در دیوارهای غیرسازه‌ای، نوع و چسبندگی لایه پوششی می‌تواند رفتار کلی سیستم را در برابر بارگذاری چرخه‌ای تغییر دهد؛ مشابه نقشی که صفحات گچی در قاب‌های CFS دارند.

در مجموع، مرور پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد:

- ۱- وجود بازشو با ابعاد بزرگ‌تر و آرایش نامتقارن موجب تمرکز تنش و خرابی موضعی زودهنگام می‌شود [2-5].
- ۲- تقارن بازشوها و کاهش ابعاد آن‌ها موجب توزیع یکنواخت‌تر تنش و بهبود شکل‌پذیری سیستم می‌شود.
- ۳- شرایط مرزی و نوع پوشش غیرسازه‌ای نقش مهمی در پایداری جانبی و ظرفیت چرخه‌ای دیوارها دارد [7-11].

بر این اساس، ضرورت انجام آزمایش‌های تمام‌مقیاس برای مقایسه دو نوع آرایش بازشو - یعنی یک بازشوی مرکزی بزرگ در مقابل دو بازشوی قائم قرینه با ابعاد کوچک‌تر - دنوردشده احساس می‌شود؛ موضوعی که در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۳- برنامه آزمایش

همان‌طور که اشاره شد، در این مطالعه برنامه آزمایش برای به

(شامل ۲ مدل منحصربه‌فرد) با ابعاد  $2400 \times 2400$  میلی‌متر و پوشش گچی یک‌طرفه طراحی و در آزمایشگاه سازه و زلزله دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت تحت بارگذاری چرخه‌ای [1] ASTM-E2126-07 قرار گرفتند. قاب اول دارای یک بازشوی مربعی مرکزی و قاب دوم دارای دو بازشوی قائم قرینه بود. هدف این پژوهش، بررسی و مقایسه عملکرد این دو مدل از نظر مقاومت نهایی، شکل‌پذیری، و الگوی شکست در برابر بارگذاری چرخه‌ای است تا بتوان بر مبنای آن توصیه‌هایی برای طراحی مهندسی صفحات گچی دارای بازشو در سیستم‌های CFS ارائه داد.

### ۲- پیشینه تحقیق

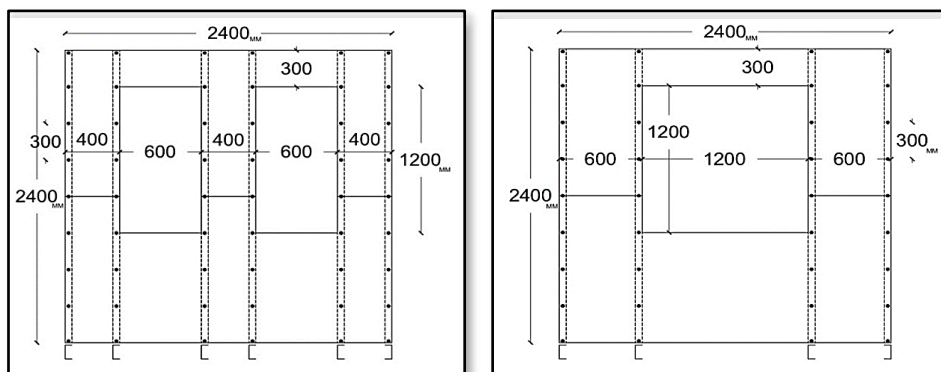
در سال‌های اخیر، مطالعات متعددی بر رفتار برشی و لرزه‌ای دیوارهای فولادی سردنوردشده (CFS) دارای پوشش گچی و بازشو انجام شده است. شافر و همکاران [2] با انجام آزمایش‌های چرخه‌ای بر دیوارهای دارای بازشوی مرکزی، گزارش کردند که افزایش ابعاد بازشو به‌ویژه در ناحیه میانی باعث کاهش سختی اولیه و تغییر سازوکار خرابی به گسیختگی موضعی می‌شود. در ادامه، سرته و همکاران [3] نشان دادند که استفاده از دو بازشوی قرینه با ابعاد کوچک‌تر در مقایسه با یک بازشوی بزرگ منفرد، موجب رفتار پایداری و افزایش شکل‌پذیری جانبی می‌شود. همچنین موئن و شافر [4] با مدل‌سازی اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS نشان دادند که محل و اندازه بازشو، چگونگی توزیع تنش و الگوی کمانش را به‌طور قابل توجهی تغییر می‌دهد. نتایج مطالعه پارامتریک لیو و یو [5] نیز تأیید کرد که نسبت سطح بازشو، فاصله لبه بازشو تا اعضای افقی و تقارن آرایش بازشوها از عوامل اصلی در تعیین ظرفیت نهایی و سختی جانبی دیوارهای CFS هستند.

با وجود این تحقیقات، بررسی جامع اثر تعداد و آرایش بازشوها در صفحات گچی یک‌طرفه و تأثیر مستقیم آن‌ها بر رفتار چرخه‌ای قاب‌های فولادی سردنوردشده در مقیاس واقعی هنوز به‌طور دقیق انجام نشده است. از سوی دیگر، بررسی پژوهش‌های مرتبط با میانقاب‌های بنایی دارای بازشو می‌تواند به درک بهتر پدیده‌های مشابه در دیوارهای گچی کمک کند؛ زیرا در هر دو سیستم، وجود بازشو باعث تمرکز تنش در گوشه‌ها، تغییر مسیر انتقال نیرو و کاهش سختی مؤثر می‌شود.

همچنین برای عضو ناگین تمامی نمونه‌ها از تسمه ۱۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. تمام نمونه‌ها دارای پوشش صفحات گچی (gypsum board) به ضخامت ۱۲۵ میلی‌متر در یک طرف بودند که توسط پیچ‌های مته سرخود در فواصل ۳۰۰ میلی‌متر به دیوارها متصل شده بودند.

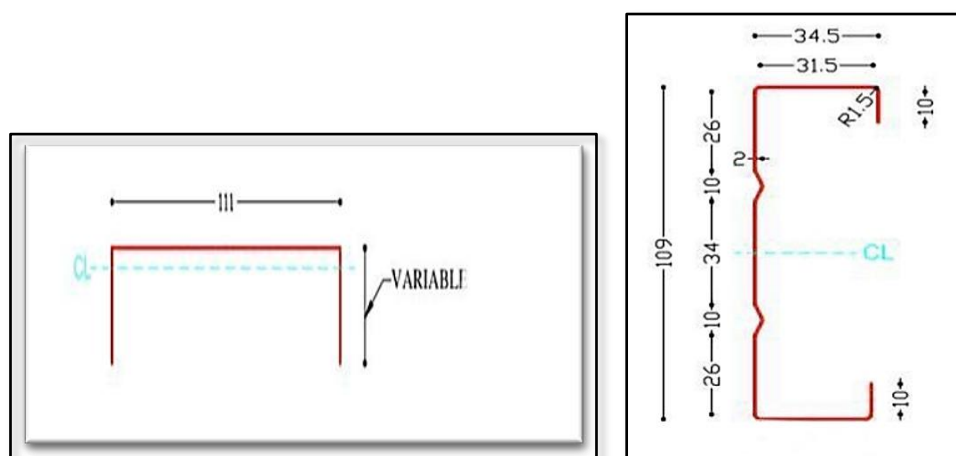
همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده شده است، دیوارها به ۲ دسته A و B تقسیم‌بندی شده که در نمونه A فاصله بازشو از ترک بالایی ۳۰۰ میلی‌متر به ابعاد  $1200 \times 1200$  میلی‌متر و نمونه B دارای بازشوهایی به ابعاد  $600 \times 1200$  میلی‌متر و فاصله این بازشوها از ترک بالایی ۳۰۰ میلی‌متر به صورت نشان داده شده می‌باشد.

دست آوردن اطلاعاتی در مورد حالت‌های مختلف خرابی دیوار فولادی سردنوردشده با پوشش ورق گچی در یک طرف با مختصات هندسی مختلف در بازشوها تحت بار چرخه‌ای و مقایسه عملکرد این دو مدل از نظر مقاومت نهایی و شکل‌پذیری می‌باشد. با توجه به شکل (۱)، این برنامه شامل ۶ نمونه دیوار با مقیاس کامل (شامل ۲ نمونه منحصربه‌فرد) بوده که این دیوارها در آزمایشگاه سازه و زلزله دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت مورد آزمایش قرار گرفتند که نمایی از دستگاه آزمایش در شکل (۳) نشان داده شده است. مشابه شکل (۲) در تمام دیوارها، ترک‌های بالا و پایین از ناودانی ۱۱۱ میلی‌متر و تمامی استادها از ناودانی  $109 \times 34.5$  میلی‌متر به همراه سخت‌کننده‌هایی در جان ناودانی بودند که توسط یک پیچ در هر بال به یکدیگر متصل شده بودند.



شکل ۱. جزئیات نمونه‌های مورد آزمایش. راست نمونه (A)، چپ نمونه (B)

Fig. 1. Details of the tested specimens. Right: Specimen A, Left: Specimen B



شکل ۲. سطح مقطع مقاطع استفاده شده در دیوارها. از راست به چپ، استاد، رانر

Fig. 2. Cross-sectional profile of the sections used in the walls, from right to left: runner, stud





شکل ۳. نمای کلی از دیوار مورد آزمایش و جک هیدرولیکی آزمایشگاه

Fig. 3. Overall view of the tested wall and the laboratory hydraulic jack

جدول ۱. مشخصات مکانیکی ورق استفاده شده در مقاطع استاد، تراک و ناگین

Table 1. Mechanical properties of the materials used in the walls.

| member              | Nominal thickness | Yield Stress, $F_y$ | Yield Strain | Ultimate Stress, $F_u$ | Ultimate Strain | $F_u / F_y$ |
|---------------------|-------------------|---------------------|--------------|------------------------|-----------------|-------------|
| Stud, track, noggin | 0.95mm            | 174.82Mpa           | 0.25%        | 350.22Mpa              | 2.75%           | 2           |

جدول ۲. مشخصات مکانیکی صفحات گچی استفاده شده در آزمایش

Table 2. Mechanical properties of gypsum boards used in the tests.

| member       | Nominal thickness | density              | Elastic modulus | Bending strength, $F_{m_k}$ | Compression strength, $F_{c_k}$ |
|--------------|-------------------|----------------------|-----------------|-----------------------------|---------------------------------|
| Gypsum board | 12.5mm            | $680 \frac{kg}{m^3}$ | 2200Mpa         | 2Mpa                        | 3.5Mpa                          |

مورد استفاده از پانل‌های گچ‌برگ با ضخامت ۵/۱۲ میلی‌متر تهیه شدند؛ به گونه‌ای که برای آزمون خمشی، نمونه‌ها به صورت نوارهایی با ابعاد ۵۰×۳۰۰ میلی‌متر و برای آزمون فشاری به صورت قطعات مربعی با ابعاد ۵۰×۵۰ میلی‌متر بریده شدند. میانگین مقادیر به‌دست‌آمده از سه نمونه آزمایشی در جدول (۲) آورده شده است.

#### ۲-۴-۲- اتصالات

ترک‌های بالا و پایین و استاده‌ها به وسیله دو پیچ (یکی در هر بال) در هر تقاطع به یکدیگر متصل شده‌اند و صفحات گچی به وسیله پیچ‌های مته سرخود در فواصل ۳۰۰ میلی‌متر به دیوار متصل شده‌اند. حالت‌های احتمالی خرابی می‌تواند در پاره شدن صفحات گچی در نقاط اتصال به دیوار باشد. همچنین برای نصب دستگاه در قاب آزمایش و جلوگیری از لغزش افقی دیوارها در قاب آزمایش، دیوارهای مورد آزمایش توسط ۳ عدد رول بولت M16 با مقاومت بالا در ترک پایین و ۳ عدد رول بولت M16 با مقاومت بالا در ترک بالا به جک هیدرولیکی دستگاه آزمایش متصل شده بودند.

#### ۴- مشخصات مکانیکی مصالح

##### ۴-۱-۱- اعضای اصلی

برای تعیین مشخصات مکانیکی اعضای فولادی شامل استاد، تراک و ناگین، آزمایش کشش مطابق استاندارد M-VE/ASTM E ۱۳ با استفاده از دستگاه SANTAM Universal Testing Machine با ظرفیت ۱۰۰ کیلونیوتن در آزمایشگاه مصالح و سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت انجام شد. نمونه‌ها از ورق سردنوردشده به صورت نواری تهیه شدند و پس از کالیبراسیون دستگاه، مقادیر تنش تسلیم، تنش نهایی و کرنش شکست اندازه‌گیری شد. نتایج حاصل در جدول (۱) گزارش شده‌اند. برای تعیین مشخصات مکانیکی صفحات گچ‌برگ، آزمون‌های مکانیکی شامل آزمون خمشی و فشاری به ترتیب بر اساس استانداردهای ASTM C473 و ASTM C367 انجام گرفت. آزمایش‌ها با استفاده از دستگاه SANTAM STM-150 در آزمایشگاه مصالح دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت صورت گرفت. نمونه‌های

## ۵- برنامه آزمایش

## ۵-۱- راه‌اندازی آزمایش

برای اندازه‌گیری جابه‌جایی‌های افقی از یک مبدل دقیق در تیر پایینی استفاده شد. همچنین برای اندازه‌گیری مقاومت قاب‌ها از یک Load-cell استفاده شد. تمامی داده‌ها از مبدل و Load-cell به نرم‌افزار Lab View Signal Express [6] در کامپیوتر فرستاده شد. در انتها نمودار بار - جابه‌جایی برای هریک از نمونه‌ها ترسیم شد.

## ۵-۲- پروتکل بارگذاری

رژیم بارگذاری رفت‌وبرگشتی مورد استفاده در آزمایش‌ها بر اساس روش B در استاندارد ASTM E2126-7 [1] که در اصل برای استاندارد Iso 16670، تدوین شده است می‌باشد. بارگذاری شامل یک سیکل کامل در  $1/25$ ،  $2/5$ ،  $5/5$ ،  $7/5$  و  $10/5$  و سه سیکل کامل در  $20/40$ ،  $40/60$ ،  $60/80$ ،  $80/100$ ،  $100/120$ ،  $120/140$ ،  $140/160$  و  $180/1$  از جابه‌جایی نهایی نمونه می‌باشد مگر اینکه زودتر شکست یا کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت پدید آید.

در روش B در استاندارد ASTM E2126-7 [1] آمده است که دامنه جابه‌جایی‌ها باید بر اساس کسری از جابه‌جایی نهایی در بارگذاری یک‌نواخت انتخاب شود. لیکن اگر این موضوع در این تحقیق اعمال می‌شد، به دلیل اینکه هر نمونه جابه‌جایی نهایی مخصوص خود را دارد، نمایش رژیم بارگذاری برای نمونه‌های مختلف متفاوت به نظر می‌آمد. این موضوع ایجاب می‌کند که برای تعالی نمونه‌ها از رژیم بارگذاری یکسان استفاده شود. بنابراین در این تحقیق از روش B ذکرشده در دامنه مستقل از بارگذاری یک‌نواخت استفاده شده است. در این تحقیق جابه‌جایی نهایی قاب‌ها، حداکثر جابه‌جایی نسبی واقعی طبقه می‌باشد. با توجه به ارتفاع قاب‌ها جابه‌جایی نهایی نمونه‌ها ۶۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

## ۶- نتایج تست‌های آزمایشگاهی

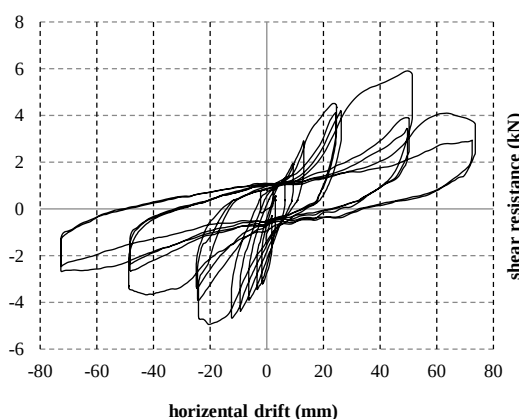
## ۶-۱- تست A

در این قاب از تغییر مکان‌های حداقل ۹ میلی‌متر وجود اولین ترک‌ها اطراف بازشو مشاهده شد. به همراه اینکه در دور اول از جابه‌جایی‌های سیکل ۲۴ میلی‌متر ترک‌های اطراف بازشو اتفاق افتاد. همچنین در تمامی قاب‌ها در جابه‌جایی‌های سیکل ۲۴ میلی‌متر ترک‌های قطری در گوشه‌های چپ و راست کناف در قسمت بالا مشاهده شد. که در همین سیکل تعدادی از پیچ‌های اطراف بازشو به صورت کامل از اتصال کناف به قاب جدا شدند.

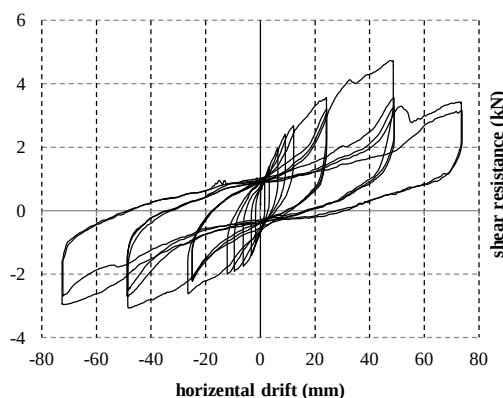
## ۶-۲- تست B

در این قاب ترک‌خوردگی در صفحات گچی در جابه‌جایی‌های بیش‌تر از ۲۴ میلی‌متر شروع شده است. که در دور دوم از سیکل جابه‌جایی ۲۴ میلی‌متر گسترش ترک در اطراف بازشو مشاهده شد. همچنین در جابه‌جایی‌های بیشتر از ۳۰ میلی‌متر گشاد شدن سوراخ پیچ‌های اتصال صفحات گچی به قاب مشاهده شد. سپس در دور اول از سیکل جابه‌جایی ۴۸ میلی‌متر بیرون‌زدگی پیچ‌های اتصال صفحات گچی اطراف بازشو مشاهده شد. و بعد از آن در دور دوم از سیکل جابه‌جایی ۴۸ میلی‌متر کم‌انحراف موضعی بال استناد میانی مشاهده شد. در نهایت در دور سوم از سیکل ۴۸ میلی‌متر کم‌انحراف کلی در استادهای میانی و کناری دیده شد. در این نوع قاب، کم‌انحراف کلی قاب و کاهش بار برداری قاب در تغییر مکان‌های کم‌تر از ۶۰ میلی‌متر اتفاق افتاد. اما جداسازی کامل صفحات گچی از قاب در جابه‌جایی‌های بیش‌تر از ۶۰ میلی‌متر مشاهده شد.

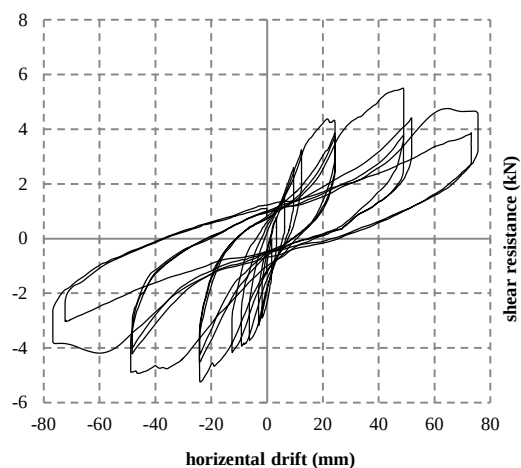
## ۷- نمودارهای آزمایشگاهی



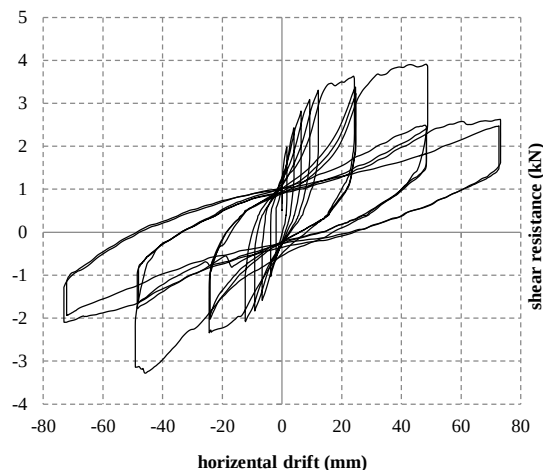
نمودار بار - تغییر مکان تست A1  
Load-displacement curve of test A1



نمودار بار - تغییر مکان تست A2  
Load-displacement curve of test A2



نمودار بار - تغییر مکان تست B3  
Load-displacement curve of test B3



نمودار بار - تغییر مکان تست A3  
Load-displacement curve of test A3

#### ۸- بحث و مقایسه

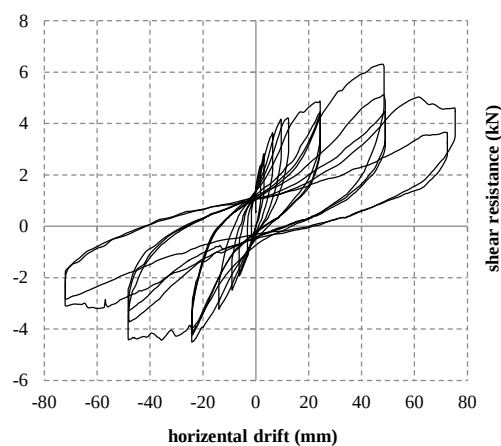
بر اساس نتایج حاصل از آزمایش‌های چرخه‌ای بر شش نمونه قاب فولادی سردنوردشده با پوشش گچ‌برگ، رفتار لرزه‌ای سیستم‌ها از نظر مقاومت نهایی، شکل‌پذیری، جذب انرژی و الگوی شکست مورد بررسی و تحلیل قرار گرفت. هدف از این بخش، ارائه تفسیر مکانیکی و مقایسه عملکرد دو نوع آرایش بازشوی مرکزی بزرگ (مدل A) و دو بازشوی قائم قرینه با ابعاد کوچک‌تر (مدل B) در شرایط بارگذاری رفت‌وبرگشتی است.

#### ۸-۱- رفتار کلی قاب‌ها

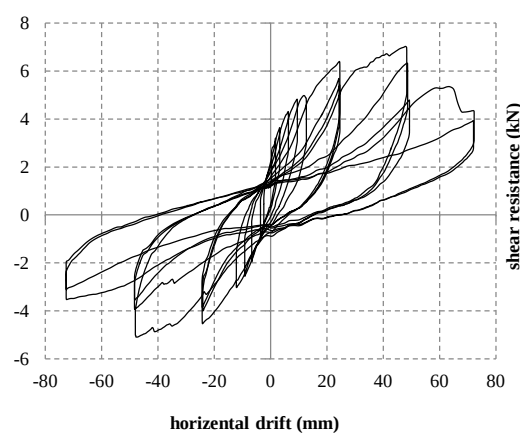
نتایج آزمایش‌ها نشان داد که هر دو گروه قاب در مراحل ابتدایی بارگذاری، رفتار خطی و سختی اولیه نسبتاً بالایی داشتند. با افزایش دامنه جابه‌جایی، ترک‌های اولیه در اطراف بازشوها ظاهر شده و به تدریج به نواحی میانی دیوار گسترش یافتند. در قاب‌های نوع A، تمرکز تنش در اطراف بازشوی مرکزی منجر به گسیختگی زودهنگام صفحات گچ‌برگ و جداشدگی پیچ‌ها از قاب شد، در حالی که در قاب‌های نوع B توزیع تنش یکنواخت‌تر بوده و فرآیند خرابی تدریجی‌تر اتفاق افتاد.

#### ۸-۲- مقایسه مقاومت و شکل‌پذیری

میانگین مقاومت نهایی قاب‌های گروه A حدود ۴/۸۲ کیلونیوتن و برای گروه B حدود ۶/۲۵ کیلونیوتن به دست آمد که



نمودار بار - تغییر مکان تست B1  
Load-displacement curve of test B1



نمودار بار - تغییر مکان تست B2  
Load-displacement curve of test B2

شدند ولی تا مراحل پایانی بارگذاری (بیش از ۴۸ میلی‌متر جابه‌جایی) به گسیختگی کلی منجر نشدند. تنها در سیکل‌های انتهایی، کمناش موضعی بال استاد میانی و جداسازی محدود پیچ‌ها مشاهده گردید. بنابراین، قاب‌های نوع B با وجود داشتن دو بازشو، رفتار یکنواخت‌تر و پایدارتر از خود نشان دادند و شکست آن‌ها تدریجی و قابل پیش‌بینی‌تر بود.

#### ۸-۵- مقایسه با تحقیقات پیشین

رفتار مشاهده‌شده در این پژوهش با یافته‌های مطالعات پیشین از جمله پژوهش‌های [3] Serrette et al., [4] Moen & Schafer و [5] Liu & Yu [5] مطابقت دارد؛ به گونه‌ای که همگی تأیید کرده‌اند کاهش ابعاد بازشو و تقارن هندسی آن باعث افزایش پایداری و شکل‌پذیری دیوار می‌شود. علاوه بر این، نتایج این تحقیق از نظر تأثیر چگونگی توزیع تنش و الگوی ترک‌زایی، با مطالعات اخیر [7] Ostad et al. در مورد دیوارهای بنایی دارای پوشش غیرسازه‌ای (گچ و ملات) نیز هم‌راستا است؛ زیرا در هر دو مورد، تداوم لایه پوششی و آرایش بازشوها نقش کلیدی در کنترل تمرکز تنش دارد.

به طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که افزایش تعداد بازشوها با ابعاد کوچک‌تر و آرایش قرینه در دیوارهای CFS موجب بهبود رفتار چرخه‌ای سیستم در برابر بارهای جانبی می‌شود.

این پیکربندی ضمن حفظ سختی جانبی، باعث افزایش مقاومت نهایی، جذب انرژی بیشتر، کاهش تمرکز تنش و افزایش دوام اتصالات پیچ به صفحات گچ‌برگ می‌شود.

در مقابل، وجود یک بازشوی بزرگ مرکزی باعث تمرکز تنش، گسیختگی موضعی زودهنگام و افت سریع مقاومت پس از حداکثر بار می‌شود.

بنابراین، از دیدگاه طراحی لرزه‌ای، استفاده از بازشوهای قرینه و کوچک‌تر در صفحات گچ‌برگ به جای بازشوی منفرد و بزرگ توصیه می‌شود تا رفتار کلی سیستم از حالت شکننده به شکل‌پذیر و پایدار تبدیل شود.

نشان‌دهنده افزایش حدود ۲۷ درصدی ظرفیت باربری در قاب‌های دارای دو بازشوی قرینه است.

میانگین تغییرمکان نهایی نیز از ۴۸/۱۲ میلی‌متر در قاب‌های نوع A به ۴۸/۲۰ میلی‌متر در قاب‌های نوع B افزایش یافت. این موضوع نشان می‌دهد که حضور دو بازشوی کوچک‌تر نه تنها باعث کاهش مقاومت نشده، بلکه به دلیل کاهش تمرکز تنش در مرکز دیوار، موجب افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی سیستم گردیده است.

#### ۸-۳- تفسیر رفتار هیستریزس و جذب انرژی

منحنی‌های بار-تغییرمکان قاب‌های نوع A، رفتار هیستریزس با سطح بسته کوچک‌تر و افت مقاومت سریع را نشان می‌دهند؛ به عبارت دیگر، پس از رسیدن به حداکثر بار، کاهش ناگهانی مقاومت و بازشدگی حلقه‌های هیستریزس بیانگر رفتار ترد و شکننده است.

در قاب‌های نوع B، منحنی‌های هیستریزس گسترده‌تر بوده و سطوح محصور بین منحنی‌های بارگذاری و باربرداری، انرژی بیشتری را نشان می‌دهند. این رفتار حاکی از ظرفیت بالاتر جذب انرژی و میرایی مؤثرتر در قاب‌های دارای بازشوهای قرینه است. در واقع، افزایش تعداد بازشوها با ابعاد کوچک‌تر باعث توزیع بهتر تنش‌ها و کاهش تمرکز کرنش‌های موضعی در صفحات گچ‌برگ شده است.

#### ۸-۴- تحلیل الگوی خرابی

در قاب‌های نوع A، گسیختگی معمولاً از گوشه‌های بازشو مرکزی آغاز شده و به صورت ترک‌های قطری در امتداد گوشه‌ها به سمت لبه‌های دیوار توسعه یافت. جداسازی پیچ‌ها از قاب و بیرون‌زدگی موضعی صفحات در همان سیکل‌های میانی بارگذاری (در حدود جابه‌جایی ۲۴ میلی‌متر) مشاهده شد. این نوع خرابی نشان‌دهنده تمرکز شدید تنش بر اثر ابعاد بزرگ بازشو و کاهش مسیر انتقال نیرو در مرکز دیوار است.

در قاب‌های نوع B، ترک‌ها ابتدا در لبه‌های بازشوها ظاهر

جدول ۳. نتایج استخراج شده از داده‌های آزمایشگاهی

Table 3. Results extracted from the laboratory test data

| specimen |    | Ultimate strength<br>(KN) | average | Ultimate Displacement<br>(mm) | average |
|----------|----|---------------------------|---------|-------------------------------|---------|
|          | A1 | 5.840                     |         | 48.164                        |         |
| A        | A2 | 4.710                     | 4.820   | 48.163                        | 48.124  |
|          | A3 | 3.910                     |         | 48.100                        |         |
|          | B1 | 6.303                     |         | 48.160                        |         |
| B        | B2 | 7.021                     | 6.253   | 48.060                        | 48.203  |
|          | B3 | 5.493                     |         | 48.403                        |         |



شکل ۴. مودهای خرابی نمونه‌های گروه A

Fig. 4. failure modes of A specimens

#### ۹-۱- تأثیر آرایش بازشوها

قاب‌های دارای دو بازشوی قائم قرینه (مدل B) در مقایسه با قاب‌های دارای یک بازشوی مرکزی بزرگ (مدل A)، عملکرد لرزه‌ای بهتری از خود نشان دادند. وجود دو بازشوی کوچک‌تر موجب توزیع یکنواخت‌تر تنش، کاهش تمرکز کرنش و افزایش توان جذب انرژی در چرخه‌های بارگذاری شد.

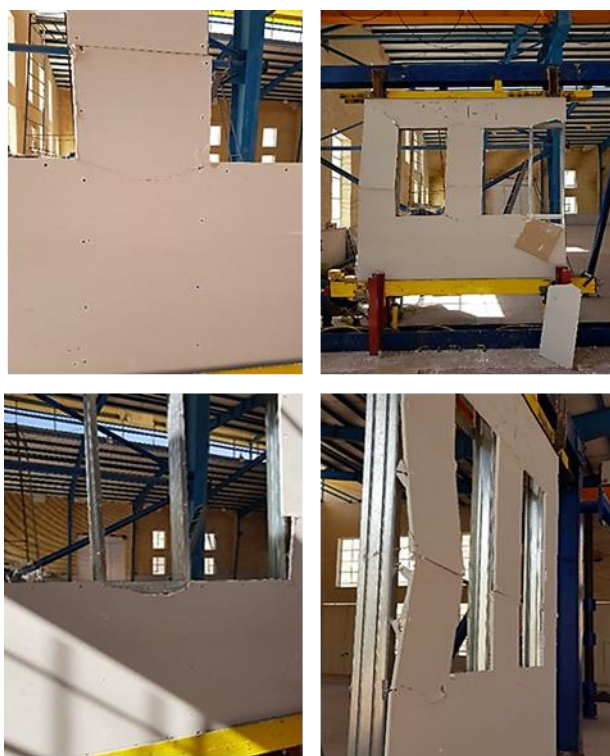
#### ۹- نتیجه‌گیری و ملاحظات آزمایشگاهی

بر اساس نتایج آزمایش‌های چرخه‌ای انجام شده بر قاب‌های فولادی سردنورد شده (LSF) با پوشش گچ‌برگ و آرایش‌های مختلف بازشو، نکات زیر قابل جمع‌بندی است:

جدول ۴. مقایسه پارامترهای رفتاری قاب‌های سرد نورد شده گروه A و B

**Table 4.** Comparison of Behavioral Parameters of Cold-Formed Steel Frames in Groups A and B

| specimen |    | Ultimate strength<br>(KN) | Initial hardness<br>(KN/mm) | Reduce strength<br>(%) | Absorbed energy<br>(KN.mm) |
|----------|----|---------------------------|-----------------------------|------------------------|----------------------------|
| A        | A1 | 5.840                     | 0/06                        | 13/7                   | 213/409                    |
|          | A2 | 4.710                     | 0/38                        | 19/5                   | 171/034                    |
|          | A3 | 3.910                     | 0/02                        | 17/2                   | 162/554                    |
| B        | B1 | 6.303                     | 0/37                        | 15/3                   | 254/459                    |
|          | B2 | 7.021                     | 0/34                        | 16/1                   | 270/055                    |
|          | B3 | 5.493                     | 0/87                        | 14/3                   | 253/779                    |



شکل ۵. مودهای خرابی نمونه‌های گروه B

**Fig. 5.** failure modes of B specimens

نتیجه، استفاده از آرایش قرینه بازشوها در طراحی دیوارهای گچی قاب‌های LSF می‌تواند پایداری جانبی و دوام اتصالات را بهبود دهد.

#### ۴-۹- نقش میان‌قاب‌ها در سیستم LSF

در سیستم‌های سازه‌ای Light Steel Frame (LSF)، انتقال نیروهای جانبی عمدتاً از طریق دیوارهای میان‌قاب با پوشش گچ‌برگ یا صفحات OSB صورت می‌گیرد.

در این سیستم‌ها، صفحات گچی علاوه بر نقش معماری و جداسازی فضاها، با مشارکت در سختی برشی دیوار، به عنوان

#### ۹-۲- رفتار شکست و تمرکز تنش

در قاب‌های نوع A تمرکز تنش در ناحیه بازشوی مرکزی باعث جداشدگی زودهنگام پیچ‌ها و گسیختگی موضعی صفحات شد. در مقابل، قاب‌های نوع B شکست تدریجی‌تری داشتند و ترک‌ها در مراحل پایانی بارگذاری به گسیختگی کلی منجر شدند که نشان‌دهنده رفتار شکل‌پذیرتر سیستم است.

#### ۹-۳- بهبود عملکرد لرزه‌ای:

افزایش تعداد بازشوها همراه با کاهش ابعاد آن‌ها باعث تغییر رفتار سیستم از حالت ترد و شکننده به حالت شکل‌پذیرتر شد. در



در این تحقیق لحاظ نشده و می تواند در مطالعات بعدی بررسی شود.

در مجموع، نتایج نشان داد که آرایش قرینه بازشوها با ابعاد کوچک تر در دیوارهای گچی قاب های LSF، موجب بهبود رفتار چرخه ای، افزایش مقاومت نهایی و شکل پذیری سیستم می شود. با این حال، به دلیل محدودیت های ذکر شده، یافته ها باید در قالب نتایج آزمایشگاهی اولیه تفسیر شوند.

برای توسعه مدل های طراحی واقعی، انجام آزمایش های تکمیلی شامل جداسازی پانل، بررسی اثر پوشش دوطرفه و تحلیل های عددی پیشرفته ضروری است.

این نتایج می تواند مبنای مناسبی برای بهینه سازی طراحی لرزه ای سیستم های LSF در پروژه های سبک سازی و مقاوم سازی شهری باشد.

### قدردانی

بدین وسیله مراتب سپاس و قدردانی خود را از مدیریت آزمایشگاه سازه و زلزله دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت، جناب آقای دکتر محمدرضا جواهری تفتی به دلیل همکاری های ارزشمند در انجام این پژوهش ابراز می دارد.

### تعارض منافع

هیچ گونه تعارض منافع از سوی نویسندگان گزارش نشده است.

### سهم نویسندگان

ایده پردازی و نظارت بر روند پژوهش توسط دکتر محمدرضا جواهری تفتی انجام شد.

انجام آزمایش ها، تحلیل داده ها و نگارش اولیه مقاله توسط احسان حاجی سلطانی صورت گرفت.

هر سه نویسنده نسخه نهایی مقاله را خوانده و تأیید کرده اند.

### منابع مالی

این پژوهش هیچ گونه حمایت مالی از سوی نهادها یا سازمان های بیرونی دریافت نکرده و تمامی هزینه ها توسط نویسندگان تأمین شده است.

### بیانیه هوش مصنوعی

در این مقاله از ابزارهای هوش مصنوعی استفاده نشده است.

جزئی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی عمل می کنند.

نتایج این پژوهش نشان داد که رفتار چرخه ای قاب های LSF به طور محسوس تحت تأثیر پیوستگی میان قاب ها و چگونگی اتصال صفحات گچی به قاب قرار دارد؛ به طوری که جداشدگی زود هنگام پیچ ها باعث افت سریع مقاومت سیستم می شود.

بنابراین، در طراحی لرزه ای این نوع سیستم ها، نقش میان قاب ها نباید فقط غیرسازه ای در نظر گرفته شود، بلکه اثر ترکیبی قاب و پانل باید مدلسازی و کنترل شود.

### ۵-۹- پیشنهاد برای مطالعات تکمیلی

با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی، پیشنهاد می شود در پژوهش های آتی:

۱- تأثیر جداسازی پانل از قاب فولادی بررسی شود تا میزان مشارکت واقعی پانل گچی در سختی و مقاومت جانبی سیستم مشخص شود. مقایسه نتایج دو حالت (قاب بدون پانل و قاب دارای پانل) می تواند دید دقیق تری نسبت به نقش سازه ای صفحات گچی ارائه دهد.

۲- اثر نوع اتصال پیچ، فاصله پیچ ها و ضخامت پانل در رفتار چرخه ای مطالعه شود، زیرا این پارامترها به طور مستقیم بر انتقال نیرو و تمرکز تنش در نواحی بازشو تأثیر گذارند.

۳- استفاده از پوشش دوطرفه گچ برگ و بررسی رفتار در مقیاس واقعی ساختمان پیشنهاد می شود تا داده های حاصل قابلیت تعمیم به طراحی لرزه ای در پروژه های اجرایی را داشته باشند.

۴- مدلسازی عددی با نرم افزارهای المان محدود مانند ABAQUS انجام شود تا اثر شکل بازشو و موقعیت آن در رفتار غیرخطی سیستم به صورت پارامتریک مورد تحلیل قرار گیرد.

### ۶-۹- ملاحظات و محدودیت ها

تعداد نمونه های آزمایش محدود به دو مدل اصلی (A و B) با سه تکرار از هر مدل بوده است. پس نتایج بیشتر بیانگر روند کلی رفتار هستند تا داده های آماری قطعی.

بارگذاری ها به صورت شبه استاتیکی چرخه ای انجام شد و آثار دینامیکی واقعی زلزله در نظر گرفته نشد.

پوشش گچ برگ تنها در یک طرف قاب نصب شد و ممکن است رفتار دوطرفه در شرایط واقعی نتایج متفاوتی ایجاد کند. اثر پارامترهای اجرایی مانند فاصله پیچ ها و تیرانس های نصب

## References

- [1] ASTM, 2007. *ASTM E2126-07a: Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of walls for buildings*. West Conshohocken, PA: ASTM International. p.13.
- [2] Schafer, B.W., Peterman, K.D., Lee, J. and Madsen, R., 2006. Cyclic testing of cold formed steel framed shear walls with gypsum board and wood structural panel sheathing. *Thin-Walled Structures*, 44(2), pp.122-134.
- [3] Serrette, R., Ennis, D. and Dinehart, D., 2002. *Cyclic Shear Wall Tests on Cold-Formed Steel Framing*. Final Report. Santa Clara University, CA.
- [4] Moen, C.D. and Schafer, B.W., 2008. Finite Element Modeling of Cold-Formed Steel Framed Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 134(5), pp.758-768.
- [5] Liu, F. and Yu, C., 2010. Parametric study on cold-formed steel framed shear walls with openings. In: *Proceedings of the 20th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*. Missouri University of Science and Technology.
- [6] LabVIEW, 2007. *LabVIEW Signal Express*. 2.0 ed. Austin, Texas: National Instruments Corporation.
- [7] Ostad, D., Shafaei, J. and Alaei, F.J., 2025. Experimental evaluation of diagonal tension test on hollow clay block wallettes with different configurations of non-structural materials (cement and plaster). *Structures*, 79, p.109418.
- [8] Shafaei, J. and Ostad, D., 2023. Effect of boundary conditions on the out-of-plane seismic behavior of masonry infill walls considering in-plane-out-of-plane interaction. *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, 37(1), pp.19-44.
- [9] Ostad, D. and Shafaei, J., 2023. Seismic performance of masonry infill walls with and without openings considering in-plane and out-of-plane interaction and proposing reduction factors for stiffness and ultimate strength. *Journal of Civil and Environmental Engineering, University of Tabriz*, 54(1), pp.63-83.
- [10] Ostad, D. and Shafaei, J., 2021. Comparative analytical study of different modeling methods for masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction. *Journal of Structural Engineering and Construction*, 8(3), pp.96-113.
- [11] Ostad, D. and Shafaei, J., 2021. Analytical study on the effect of various parameters on the seismic behavior of RC frames with masonry infill walls. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(3).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Haji Soltani, E., Ronagh, H.R. and Javaheri Tafti, M.R., 2026. Experimental Investigation of the Effect of Number and Configuration of Openings in Gypsum Boards on the Seismic Performance of Cold-Formed Steel Frames. *Modares Civil Engineering journal*, 26(4), pp.7-18.







# Analysis and capacity-limited design of crescent-shaped concentrically braced frames (CSCBFs) and evaluation of seismic performance factors and energy demand

E. Alizadeh<sup>1</sup>, A. Asghari<sup>2\*</sup> 

1. M.Sc., School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.
2. Associate Prof., School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.

## Abstract

Crescent-shaped concentrically braced frames (CSCBFs) represent an innovative seismic-resistant system that blends the strengths of Special Concentrically Braced Frames (SCBFs) and Special Moment Frames (SMFs). SCBFs are valued for their high lateral stiffness, which limits seismic displacements, simplifies drift control, allows for smaller structural sections, and reduces costs. They are also easier to repair since braces can be replaced more readily than beams or connections. However, SCBFs restrict architectural flexibility due to diagonal braces that obstruct openings and suffer from poor post-buckling behavior, resulting in asymmetric hysteresis and reduced energy dissipation. SMFs, by contrast, eliminate diagonal braces, providing open layouts and superior architectural freedom. Their ductile seismic response arises from flexural yielding in beams, but this performance relies heavily on complex, precisely detailed beam-to-column moment connections. Thus, while SCBFs offer stiffness and simplicity, SMFs provide ductility and openness, qualities CSCBFs aim to integrate.

CSCBFs achieve this integration by employing crescent-shaped braces that resemble circular arcs. Unlike conventional concentrically braced frames (CBFs) with straight members subjected mainly to axial forces, the curved geometry in CSCBFs introduces strong axial-flexural interaction. This mitigates brace buckling and hysteresis asymmetry, improving ductility and energy dissipation. The system combines stiffness, ductility, and architectural flexibility in a single design philosophy.

To evaluate their seismic behavior, multi-story CSCBF archetypes with varying bay numbers, heights, and brace eccentricities are developed. Since no design codes currently address CSCBFs, these models follow SCBF provisions. A capacity-limited design methodology is applied so that braces act as energy-dissipating fuses, protecting beams and columns from inelastic damage, mirroring the SCBF philosophy of controlled damage and repairability. Nonlinear analysis methods are employed to assess performance. Fiber-based static pushover analyses provide key parameters such as ductility and overstrength factors, offering insight into deformation and strength capacity. In addition, nonlinear time history analyses with 11 pairs of far-field ground motions from FEMA P695 measure dynamic responses, including peak and residual drift ratios. These results are compared to seismic code limits to check compliance and safety. Findings indicate that current assumptions for the response modification factor ( $R$ ) of CSCBFs may be too optimistic, highlighting the need for more conservative design provisions and further studies.

Energy-based evaluations further clarify system behavior. Analyses of hysteretic energy, damping energy, and kinetic energy show how seismic input energy is distributed. Results confirm that the capacity-limited strategy works effectively: beams and columns remain elastic, while braces absorb most seismic energy as sacrificial elements. This ensures both safety and repairability after strong earthquakes.

Overall, CSCBFs offer a promising structural system that combines the stiffness and simplicity of SCBFs with the ductility and openness of SMFs. By using curved braces to improve buckling resistance and energy dissipation, CSCBFs achieve a balanced performance that addresses both engineering and architectural demands. These findings support CSCBFs as a practical high-performing solution for seismic design, though refinement of design guidelines remains necessary.

## Review History

Received: May 20, 2025

Revised: Sep 06, 2025

Accepted: Dec 10, 2025

## Keywords

Concentrically braced frames  
capacity-limited design  
pushover analysis  
nonlinear time-history analysis  
energy demand parameters

\* Corresponding Author Email: [abazar.asghari@ut.ac.ir](mailto:abazar.asghari@ut.ac.ir) - ORCID: 0009-0005-3224-1815



## تحلیل و طراحی ظرفیتی قاب‌های مهاربندی شده همگرای هلالی شکل و ارزیابی پارامترهای عملکرد لرزه‌ای و تقاضای انرژی

احسان علیزاده<sup>۱</sup>، اباذر اصغری<sup>۲\*</sup> 

۱. کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

۲. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

### چکیده

### تاریخچه داوری

دریافت: ۱۴۰۴/۰۲/۳۰  
بازنگری: ۱۴۰۴/۰۶/۱۵  
پذیرش: ۱۴۰۴/۰۹/۱۹

### کلمات کلیدی

قاب‌های مهاربندی شده همگرای هلالی شکل دسته‌بندی جدیدی از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای هستند که المان‌های مهاربندی آن‌ها مستقیم نبوده و دارای انحناهایی از قطعی از دایره هستند. برخلاف المان‌های متعارف که فقط تحت نیروی محوری فشاری یا کششی هستند، انحنای این پیکربندی و خروج از مرکزیت آن‌ها که در وسط طول مهاربندها است، باعث به وجود آمدن اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری شده و رفتار لرزه‌ای و استهلاك انرژی متفاوتی با آن‌ها خواهند داشت. این ویژگی باعث تغییر شرایط پس از کمانش می‌شود که مهم‌ترین حالت خرابی در سازه‌های مهاربندی است. برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سیستم، سازه‌های نمونه که متشکل از تعداد دهانه‌های مهاربندی متناسب با تعداد طبقات و خروج از مرکزیت‌های مختلف است، بر اساس لزوم لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه طراحی اولیه شده و سپس روشی برای طراحی ظرفیتی آن‌ها ارائه می‌شود تا کماکان نقش مهاربندها به عنوان فیوز سازه‌ای حفظ شود. پس از آن، با استفاده از رویکردهای مدل‌سازی غیرخطی، تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی روی آن‌ها اعمال می‌شود. ضرایب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری از منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون و مقادیر دررفت‌های موقت نسبی طبقات و دررفت‌های پسماند نسبی طبقات از تحلیل تاریخچه زمانی به دست آمده و با مقادیر مجاز آیین‌نامه مقایسه می‌شوند. نتایج این تحلیل نشان‌دهنده این است که ضریب رفتار در نظر گرفته شده مناسب نبوده و تمهیداتی برای افزایش تناسب ابعادی نیاز خواهد بود. در نهایت پارامترهای تقاضای انرژی شامل انرژی‌های هیسترتیک، میرایی و جنبشی در مقیاس کلی و عضوی بررسی می‌شود تا عملکرد اعضای مهاربندی در اتلاف انرژی ارزیابی شود.

### ۱- مقدمه و مرور ادبیات

کمانش رفتار نامناسبی از خود نشان می‌دهند؛ زیرا کمانش در مهاربندهای فشاری موجب افزایش نیروی نامتعادل کننده در تیرها و کاهش مقاومت و سختی سازه می‌شود که احتمال وقوع پدیده طبقه نرم را افزایش می‌دهد. این پدیده در نهایت می‌تواند توانایی استهلاك انرژی توسط این فیوزهای سازه‌ای را کاهش داده و به

مهاربندهای همگرا با وجود سختی جانبی بالا و تجربه جابه‌جایی‌های کمتر در برابر بارهای لرزه‌ای، از نظر معماری چندان مطلوب نیستند و ایجاد بازشوهای مناسب در دهانه‌هایی که این سیستم به کاررفته، دشوار است. علاوه بر این، این مهاربندها پس از

\* رایانامه نویسنده مسئول: ORCID - abazar.asghari@ut.ac.ir :0009-0005-3224-1815

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



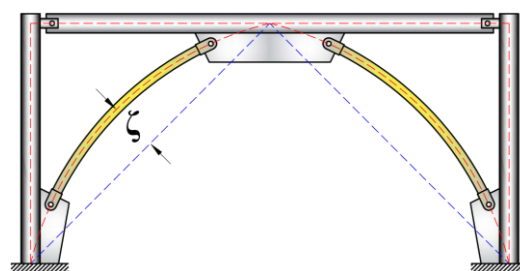
یکی از چالش‌های مهم در استفاده از مهاربندهای هلالی شکل، پیچیدگی ساخت و هزینه‌های مرتبط با خم‌کاری و جوشکاری پروفیل‌های فولادی با انحنا زیاد است. خم‌کاری دقیق این پروفیل‌ها نیازمند تجهیزات تخصصی و کنترل کیفیت بالا برای حفظ شعاع انحنا و جلوگیری از تمرکز تنش در نقاط بحرانی است. همچنین، جوشکاری در محل‌های انحنا دار به دلیل تغییر زاویه اتصال و احتمال اعوجاج حرارتی، نیازمند مهارت بالای جوشکار و استفاده از روش‌های جوشکاری پیشرفته مانند جوش نفوذی یا جوش چندپاس می‌باشد. این عوامل می‌توانند منجر به افزایش هزینه‌های ساخت، زمان اجرا و نیاز به نظارت دقیق‌تر در کارگاه شوند. بنابراین، در صورت استفاده گسترده از این سیستم، لازم است تحلیل هزینه-فایده اقتصادی در کنار تحلیل‌های لرزه‌ای انجام شود تا توجیه‌پذیری آن در پروژه‌های واقعی مورد ارزیابی قرار گیرد.

تحقیقات اولیه در زمینه مهاربندهای برون‌مرکز توسط استکانچی و همکارانش انجام شد که در آن المان قطری دوخطی با یک المان ثانویه به محل اتصال تیر و ستون متصل می‌شد [1]. ارزیابی‌های آن‌ها نشان داد که نمودار نیرو-تغییر مکان این سیستم دارای دو نقطه تسلیم است؛ به طوری که طراحی بهینه می‌تواند منجر به کاهش برش پایه و شتاب طبقات شود. از سوی دیگر، حذف مشکل کمانش مهاربندهای فشاری در چارچوب طرح لرزه‌ای بر مبنای عملکرد و کاهش ریسک ایجاد طبقه نرم و ناپایداری کلی سازه، ناشی از سخت‌شدگی در جابه‌جایی‌های بزرگ و غیرخطی بودن هندسی، به همراه رفتار متقارن چرخه‌ای، از نتایج تحقیقاتی بود که ترومبتی<sup>۱</sup> و همکارانش در مورد مهاربندهای برون‌مرکز دوخطی به آن دست یافتند [2, 3]. طراحی مهاربندهای دوخطی بر اساس منحنی هدف به منظور مقاصد طراحی عملکردی و محاسبه سختی الاستیک اولیه آن‌ها، به همراه ارزیابی عددی از طریق تحلیل‌های غیرخطی، از دیگر دستاوردهای تحقیقاتی در این حوزه محسوب می‌شود. این سیستم همچنین دارای ظرفیت شکل‌پذیری قابل توجه، سخت‌شدگی نهایی و جلوگیری از آسیب‌های ناشی از آثار مرتبه دوم به همراه غیروابسته

فروریزش سازه منجر شود. به بیان دیگر، رفتار مهاربندها در حالت فشار و کشش یکسان نیست و این موضوع باعث نامنظمی و نامتقارنی منحنی چرخه‌ای این سیستم می‌شود. از سوی دیگر، قاب‌های خمشی مشکلات معماری کمتری دارند، اما شکل‌پذیری بالای آن‌ها که به کیفیت طراحی و اجرای اتصالات گیردار وابسته است، می‌تواند منجر به جابه‌جایی‌های جانبی غیرمنطقی شود.

مهاربندهای برون‌مرکز هلالی شکل نوع جدیدی از سیستم‌های باربر جانبی هستند که می‌توانند به طور هم‌زمان مزایای قاب‌های مهاربندی و خمشی را داشته باشند. همان‌طور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، المان‌های مهاربندی در این سیستم برخلاف مهاربندهای متعارف، مستقیم نبوده و دارای خروج از مرکزیت هستند و می‌توانند بر اساس نیاز تنظیم شوند. ایده اصلی این سیستم فراهم کردن یک سازوکار تسلیم اندرکنشی لنگر خمشی-نیروی محوری و تنظیم بهینه تغییر شکل در ناحیه غیرخطی است.

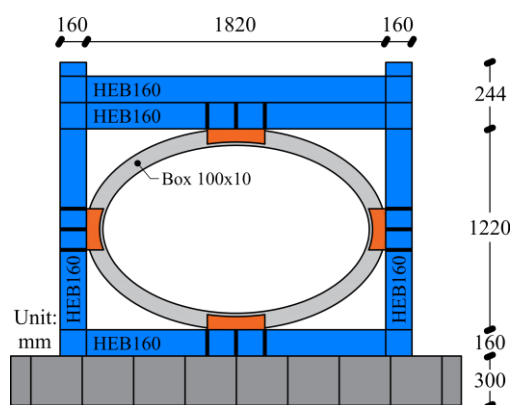
مزیت برجسته مهاربندهای هلالی شکل که از قطاعی از دایره تشکیل شده است، این است که امکان تنظیم سختی سیستم با تغییر مقدار خروج از مرکزیت به میزان دلخواه فراهم می‌شود. به همین دلیل، در این مقاله، سیستم مورد بررسی با خروج از مرکزیت‌های متفاوتی مورد تحلیل قرار خواهد گرفت. در کاربردهای عملی، به‌ویژه در سازه‌های دارای سیستم دوگانه که شامل مهاربندهای همگرا و قاب‌های خمشی هستند، تنظیم سختی بخش‌های مختلف سازه به گونه‌ای که نسبت تنش‌های اعضا معقول و اقتصادی باقی بماند، چالشی پیچیده است. با این حال، ایده تنظیم سختی به کمک این سیستم می‌تواند به طور هوشمندانه‌ای این فرآیند را تسهیل کند. همچنین، این مفهوم می‌تواند در مقاوم‌سازی سازه‌های معیوب به طور مؤثری مورد استفاده قرار گیرد، هرچند که خود این سیستم به‌تنهایی نیز قابلیت استفاده دارد.



شکل ۱. قاب مهاربندی هلالی شکل

Fig. 1. Crescent-shaped concentrically braced frame

<sup>1</sup>. Trombetti



شکل ۲. آزمایش تجربی سیستم مهاربندی بیضوی [۱۵، ۲۲]

Fig. 2. Elliptical brace test set-up [15, 22]

## ۲- طراحی اولیه

نمونه‌ها ابتدا باید با استفاده از نرم‌افزار ETABS [23] با روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) طراحی اولیه شوند. با توجه به اینکه سیستم سازه‌ای مورد بررسی یک پیکربندی نوین از مهاربندهای همگرا است، در گام اول لزوم طراحی و پارامترهای عملکرد لرزه‌ای این سیستم جدید مشابه مهاربندهای همگرای ویژه در نظر گرفته می‌شود. به همین دلیل، فیوز سازه‌ای مورد استفاده همان مهاربندها خواهد بود و بیشترین ارتفاع سازه به حدود ۵۰ متر محدود می‌شود.

سازه‌های مورد مطالعه به شکل پیکربندی مهاربند هلالی شکل هستند که در خروج از مرکزیت‌های برابر با  $L/10$ ،  $L/15$ ،  $L/20$ ،  $L/6$  و  $L/8$  که  $L$  طول مهاربند بدون خروج از مرکزیت است، در تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ با ارتفاعی برابر با  $3/6$  متر طراحی می‌شوند. این سازه‌ها براساس کاربری متعارف و بر مبنای دستورالعمل FEMA P695 [24] توسعه پیدا کرده‌اند. اتصالات تیرها به ستون‌ها و همچنین اتصالات مهاربندها به تیرها و ستون‌ها به صورت مفصلی انتخاب شده‌اند. مقاطع تیرها و ستون‌ها از نوع W شکل با مصالح A992 و مقاطع مهاربندها از نوع قوطی شکل با مصالح A500GrB هستند. پلان در نظر گرفته شده برای تمامی سازه‌ها مطابق شکل (۳) یک پلان مربعی متقارن است که از چهار دهانه در راستای x و چهار دهانه در راستای y تشکیل شده و هر کدام طولی معادل ۷/۲ متر دارند. همچنین برای رسیدن به تناسب ابعادی کاربردی و حل مشکل ابعاد غیرمنطقی مقاطع مهاربندها، تعداد دهانه‌های مهاربندی با توجه به تعداد طبقات مطابق شکل (۴) تعیین می‌شود. برای تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ به ترتیب از ۱، ۲،

بودن مقاومت تسلیم اولیه و سختی جانبی اولیه آن است. بنابراین، این سیستم می‌تواند به عنوان جایگزینی مناسب برای مهاربندهای کمناش تاب مطرح شود، چرا که رفتار چرخه‌ای مطلوب و اتلاف انرژی آن بدون کاهش در سختی و مقاومت قابل توجه است [4, 5].

آزمایشات تجربی اولیه روی نمونه‌های دوطبقی و هلالی شکل توسط پالرمو<sup>۱</sup> و همکاران [6, 7] و همچنین آنتونی<sup>۲</sup> و همکاران [8] تحت تأثیر نیروهای فشاری، کششی و چرخه‌ای انجام شد. به علاوه، ژو<sup>۳</sup> و همکاران [9] نیز آزمایش‌هایی را بر روی مهاربندهای زانویی انحنادار انجام دادند. همچنین، آزمایش‌های شبه‌استاتیکی روی یک سازه نمونه دوطبقه‌ای که مجهز به مهاربندهای دوطبقی با مقیاس یک‌دوم بود، صورت گرفت [10]. از دیگر مطالعات انجام شده روی انواع مختلف مهاربندهای برون‌مرکز، می‌توان به تحقیقات قاسمی و همکاران اشاره کرد که به بررسی عددی سیستم مهاربندی بیضوی شکل مطابق شکل (۲) پرداختند. نتایج این بررسی‌ها نشان‌دهنده ظرفیت بالاتر جابه‌جایی نسبی قبل از کمناش در مقایسه با مهاربندهای سنتی بود [11, 12]. آن‌ها سختی الاستیک جانبی این قاب را با استفاده از قضیه انرژی کرنشی و قضیه کاستلیانو محاسبه کرده [13, 14] و آزمایش‌های شبه‌استاتیکی آن‌ها رفتار هیستریزس قابل توجهی را با قابلیت استهلاک انرژی بیشتر نشان داد [15].

علاوه بر این، نوآوری‌های دیگری نیز در زمینه مهاربندهای برون‌مرکز از جمله ارزیابی و محاسبه ضرایب لرزه‌ای مهاربندهای ربع بیضوی تحت رکوردهای زلزله حوزه دور و نزدیک و مقایسه آن‌ها با قاب‌های خمشی [16, 17]، نصف بیضوی و شبه ایکس [18, 19] ارائه شده است. بوستانی و همکاران آزمایش‌های تجربی و بررسی‌های عددی را روی مهاربندهای دایروی جانمایی شده در قاب‌های مربعی انجام دادند [20]. پس از آن، شامی‌وند و همکاران المان‌هایی را برای حل مشکل مهاربندهای متصل به وسط ستون که امکان تشکیل مفصل پلاستیک را در اثر برش زیاد افزایش می‌دهند، معرفی کردند [21].

<sup>1</sup>. Palermo

<sup>2</sup> Antoine

<sup>3</sup> Zhou

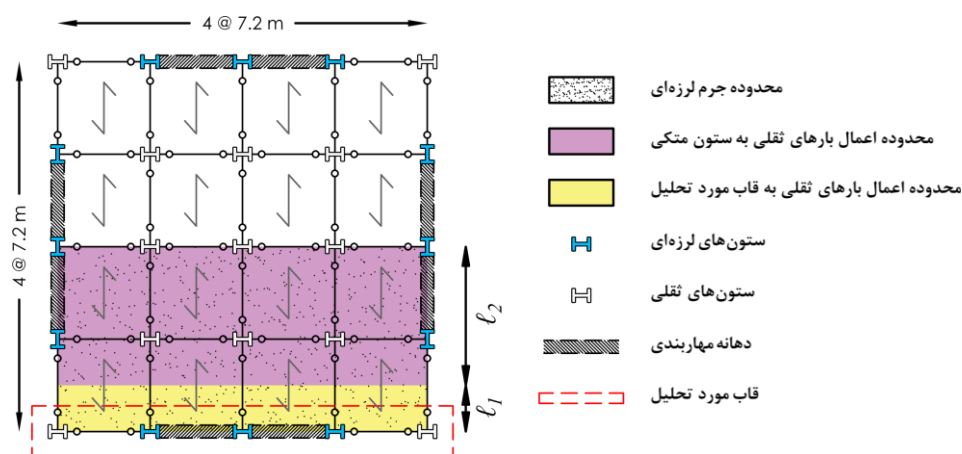
با توجه به این که در فرآیند تحلیل و طراحی، به جای استفاده از قاب‌های سه‌بعدی، از قاب‌های دوبعدی استفاده شده است، ضروری است که تأثیر قاب‌های حذف‌شده نیز در تحلیل قاب مورد تحلیل لحاظ شود. زمانی که سازه تحت تأثیر نیروی جانبی قرار می‌گیرد، آثار  $P - \Delta$  منجر به ایجاد لنگرهای ثانویه در پایه ستون‌های میانی پلان می‌شود. از آنجاکه این ستون‌ها تنها باربری ثقلی دارند و باربری جانبی را بر عهده نمی‌گیرند، مستعد ناپایداری هستند. اما به دلیل اتصال آن‌ها به ستون‌های باربر جانبی، بازتوزیع لنگر صورت گرفته و آثار لنگرهای ثانویه از طریق تیرهای متصل میان ستون‌های ثقلی و ستون‌های لرزه‌ای به قاب باربر جانبی منتقل و تحمل می‌شود؛ بنابراین، مدل‌سازی ستون‌ها و تیرهای متکی در کنار قاب مورد مطالعه به منظور افزایش دقت مدل‌سازی الزامی است. به دلیل مفصلی بودن اتصالات المان‌های متکی و اعمال یک ضریب بزرگ افزایشدهنده برای صلب کردن آن‌ها برای عدم مشارکت در باربری جانبی، این المان‌ها تأثیری بر زمان تناوب سازه نداشته و تنها وظیفه دارند اثر بارگذاری‌هایی را که در فرآیند تبدیل مدل سه‌بعدی به دوبعدی از مدل‌سازی حذف شده‌اند، منتقل کنند.

برای تمامی المان‌های تیر و ستونی که در نقاط پیوستن چشمه اتصال به یکدیگر متصل می‌شوند، ناحیه صلب انتهایی معادل با عمق کل مقطع آن‌ها اختصاص داده می‌شود. همچنین، به منظور لحاظ کردن اثر دیافراگم صلب کف طبقات ناشی از سقف عرشه فولادی، تغییر مکان افقی کلیه گره‌های انتهایی تیرهای هر طبقه نسبت به یکدیگر مقید شده و در واقع جابه‌جایی نسبی آن‌ها برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود.

۳، ۴ دهانه مهاربندی استفاده می‌شود. با توجه به ویژگی پیرامونی بودن قاب‌های مورد مطالعه و به منظور کاهش حجم محاسبات، به جای تحلیل و طراحی مدل‌های سه‌بعدی، از قاب‌های دوبعدی استفاده می‌شود. شرط استفاده از این رویکرد این است که قاب‌های لرزه‌بر تداخلی با یکدیگر نداشته باشند. بنابراین، با فرض نیروی زلزله وارده در راستای  $x$ ، قاب لرزه‌بر پایینی پلان برای تحلیل و طراحی انتخاب می‌شود. دهانه بارگیر ثقلی برای این قاب طبق شکل (۳) برابر با نصف طول دهانه پایینی بوده و نیمی از مجموع نیروهای جانبی کل وارد شده در راستای  $x$  نیز سهم این قاب خواهد بود.

الگوهای بار وارد شده شامل SuperDead، Partition، Slab و Live به ترتیب با مقادیر ۳، ۲/۵، ۱ و ۲ کیلونیوتن بر مترمربع بر کف پلان و همچنین الگوی بار Wall به صورت خطی با مقدار ۸ کیلونیوتن بر متر بر تیرهای پیرامونی پلان اعمال می‌شوند. برای محاسبات لرزه‌ای، روش تحلیل استاتیکی معادل با در نظر گرفتن دسته‌بندی طراحی لرزه‌ای  $D_{max}$  همراه با ترکیب‌های بار مطابق با آیین‌نامه بارگذاری آمریکا [25] و در نظرگیری ضریب رفتار برابر با ۶ انجام می‌شود. همچنین اثر زلزله قائم نیز در این محاسبات لحاظ شده است.

ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان برای این سیستم همانند قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه برابر ۵ بوده و بنابراین بیشترین مقدار دریف‌ت الاستیک به ۰/۰۴ برابر ارتفاع سازه محدود می‌شود [26، 27]. همچنین مقاومت محوری ستون‌ها تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای تشدید یافته با ضریب اضافه مقاومت برابر ۳ کنترل می‌شوند.



شکل ۳. پلان‌های مورد بررسی و جزئیات تبدیل مدل سه‌بعدی به دوبعدی

Fig. 3. Studied plans and 3D to 2D conversion details

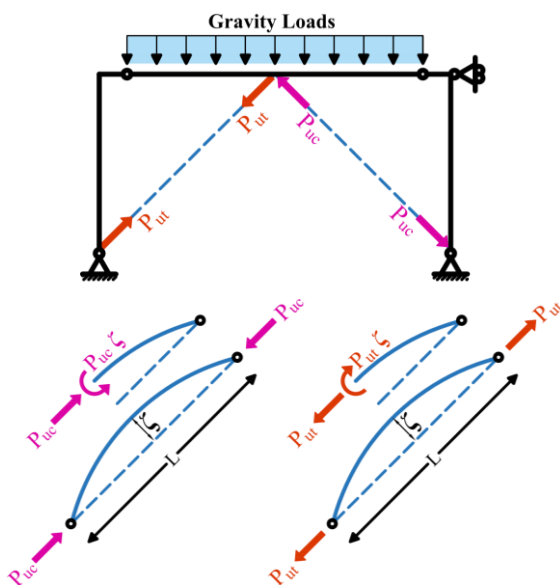
$$\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8 M_u}{9 M_n} = 1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_{uc1} = \frac{1}{\frac{1}{1.14 F_{cre} A_g} + \frac{8 \xi}{9 M_n}} \\ P_{uc2} = \frac{1}{\frac{1}{0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g} + \frac{8 \xi}{9 M_n}} \\ P_{ut} = \frac{1}{\frac{1}{F_{ye} A_g} + \frac{8 \xi}{9 M_n}} \end{cases} \quad \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \end{matrix}$$

$$\frac{P_u}{P_c} < 0.2 \Rightarrow \frac{P_u}{2 P_c} + \frac{M_u}{M_n} = 1$$

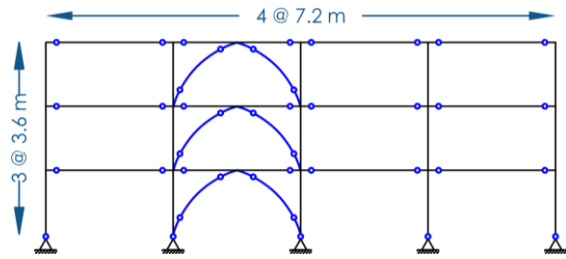
$$\Rightarrow \begin{cases} P_{uc1} = \frac{1}{\frac{1}{2 \times 1.14 F_{cre} A_g} + \frac{\xi}{M_n}} \\ P_{uc2} = \frac{1}{\frac{1}{2 \times 0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g} + \frac{\xi}{M_n}} \\ P_{ut} = \frac{1}{\frac{1}{2 \times F_{ye} A_g} + \frac{\xi}{M_n}} \end{cases} \quad \begin{matrix} (4) \\ (5) \\ (6) \end{matrix}$$

در روابط ذکر شده،  $P_{uc}$  نیروی برآیند فشاری و  $P_{ut}$  نیروی برآیند کششی می‌باشد.  $P_u$  و  $M_u$  مقاومت‌های محوری و خمشی مورد نیاز و  $P_c$  و  $M_c$  مقاومت‌های محوری و خمشی موجود هستند. همچنین  $F_{ye}$  و  $F_{cre}$  مقادیر مورد انتظار تنش کمناش خمشی و تسلیم می‌باشد. مطابق AISC 341-22 [32]، ضریب کاهش مقاومت برابر یک در نظر گرفته شده و در روابط لحاظ نشده است.



شکل ۵. طراحی ظرفیتی قاب‌های مهاربندی هلالی شکل

Fig. 5. Capacity-limited design of crescent-shaped braced frames



شکل ۴. نمایی از قاب‌های مورد بررسی

Fig. 4. Elevation view of studied frames

### ۳- طراحی لرزه‌ای

در فرآیند طراحی لرزه‌ای یک سیستم سازه‌ای، دستیابی به یک شکل‌پذیری مطلوب مستلزم تعیین سازوکارهای تسلیم مناسب می‌باشد [28]. از آنجایی که مهاربندها در سازه‌های مهاربندی همگرا به عنوان فیوزهای سازه‌ای عمل می‌کنند، ضروری است که در لحظه‌ای که این المان‌ها به بیشترین ظرفیت باربری خود می‌رسند، سایر المان‌ها شامل تیرها و ستون‌ها، در حالت الاستیک باقی بمانند [29]. هدف اصلی این است که مفاصل پلاستیک ابتدا در مهاربندها شکل بگیرند و تشکیل این مفاصل در تیرها و ستون‌ها به تعویق بیفتد تا استهلاک انرژی در سیستم عمدتاً توسط مهاربندها انجام شود [30]. همان‌طور که در شکل (۵) مشاهده می‌شود، از آنجایی که مهاربندهای مورد بررسی دوسر مفصل هستند، برآیند بیشترین نیروی ظرفیتی که از طرف آن‌ها به اعضای پیرامونی وارد می‌شود، نیرویی است که در امتداد خط واصل بین دو انتهای مهاربند در اندرکنش با لنگر خمشی، بیشترین تنش را در مرکز انحنای مهاربند ایجاد می‌کند. برای محاسبه این نیروها، با بسط روابط اندرکنشی مندرج در آیین‌نامه AISC 360-22 [31]، اگر نسبت بیشترین نیروی محوری موجود در مهاربندها به ظرفیت نیروی محوری آن‌ها از  $0.2$  بیشتر باشد، از روابط (۱ تا ۳) و در غیر این صورت از روابط (۴ تا ۶) استفاده می‌شود. در طراحی ظرفیتی، نسبت تقاضا به ظرفیت تیرها و ستون‌ها در حالتی که مطابق شکل (۶-پ) مهاربندها در آن‌ها حذف شده‌اند و طبقات راستای  $x$  مقید شده‌اند، باید تحت تحلیل‌های زیر کمتر از ۱ باشد:

الف) تحلیلی که نیروی برآیند مهاربندهای فشاری برابر  $P_{uc1}$  و نیروی برآیند مهاربندهای کششی برابر  $P_{ut}$  بوده و با بارهای ثقلی ترکیب شوند.

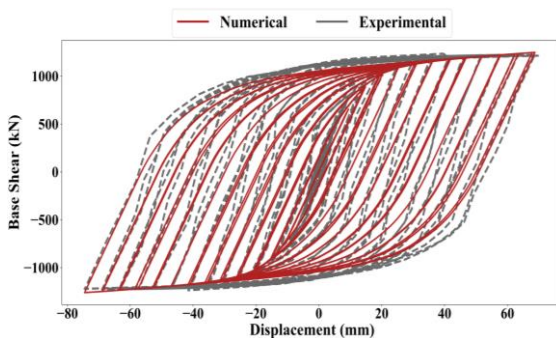
ب) تحلیلی که نیروی برآیند مهاربندهای فشاری برابر  $P_{uc2}$  و نیروی برآیند مهاربندهای کششی برابر  $P_{ut}$  بوده و با بارهای ثقلی ترکیب شوند.



## ۴- مدل سازی غیر خطی

المان های تیر و ستون اصلی و تیر و ستون متکی از نوع PDelta و برای المان های مهاربندی از نوع Corotational انتخاب می شود که دارای بالاترین دقت در مدل سازی آثار مرتبه دوم هستند. تأثیر صلبیت کف طبقات در مدل دوبعدی به این صورت است که یکی از گره های واقع در محل تقاطع تیرها و ستون ها در هر یک از طبقات به عنوان گره اصلی انتخاب شده و تغییر مکان راستای x سایر گره ها در محل چشمه های اتصال آن طبقات نسبت به این گره اصلی با استفاده از دستور equalDOF محدود می شود تا کل طبقه تغییر مکان انتقالی واحدی داشته باشد.

برای اعتبارسنجی مدل سازی های انجام شده در OpenSees، تحلیل مودال صورت گرفته و زمان تناوب سازه ها در هر دو نرم افزار مقایسه می شود. نتایج نشان می دهد که زمان تناوب های سه مد اول با اختلاف کمتر از پنج درصد تطابق دارند. همچنین برای تأیید دقت مدل غیرخطی عددی در OpenSees، از نتایج آزمایشات تجربی قاسمی و همکاران که بر روی مهاربند های بیضوی شکل مطابق شکل (۲) انجام شده است [36]، بهره گرفته می شود. آن ها قاب مورد مطالعه را تحت بارگذاری شبه استاتیکی که بر اساس پروتکل بارگذاری سازه های فولادی [37] طراحی شده بود، قرار داده و نمودار نیرو-تغییر مکان آن ها را استخراج کردند. مقایسه این نمودار با نمودار حاصل از تحلیل شبه استاتیکی همان قاب در OpenSees که در شکل (۶) ارائه شده است، دقت و انطباق مناسبی را نشان می دهد. مساحت زیر نمودار نیرو - تغییر مکان که انرژی جذب شده را نشان می دهد، برای مدل آزمایشگاهی برابر ۲۶۷۴ کیلوژول و برای مدل عددی برابر ۲۵۹۷ کیلوژول می باشد که اختلاف زیر سه درصدی دارد.



شکل ۶. درستی آزمایشی مدل سازی عددی با تست آزمایشگاهی

Fig. 6. Verification of nonlinear numerical modeling with experimental test

اطلاعات مربوط به مدل سازی در نرم افزار ETABS به صورت فایل های اکسل استخراج شده و به منظور مدل سازی در نرم افزار OpenSees [33] مورد استفاده قرار می گیرند. بدین ترتیب، مشخصات گره ها، المان ها، نوع اتصالات، جرم های گره ای، قید های تکیه گاهی، مشخصات مصالح، ویژگی های مقاطع و بارگذاری های ثقلی به طور مستقیم از ETABS دریافت می شود. پارامتر ndm که نمایانگر فضای ابعادی تحلیل در OpenSees است، برابر با دو تعیین می شود. مقاطع تعریف شده از نوع فایبر با مصالح از نوع Steel02 هستند تا رفتار اندرکنش بین نیروی محوری و لنگر خمشی در المان های مهاربندی لحاظ شود.

مدل سازی اتصالات مفصلی در OpenSees با استفاده از یک فنر دورانی ZeroLength با سختی دورانی بسیار کم انجام می شود. با توجه به ذات هندسی سیستم مهاربندی برون مرکز، احتمال وقوع کماتش در مهاربند ها به صورت ذاتی وجود دارد و نیازی به اعمال عمدی نقص هندسی نمی باشد [34]. برای لحاظ کردن طول واقعی المان ها، بخش هایی از انتهای المان ها که با سایر المان ها هم پوشانی دارند، صلب در نظر گرفته می شوند.

برای مدل سازی المان های مهاربند، تیر و ستون، از المان Displacement-Based BeamColumn با تعداد نقاط انتگرال گیری برابر ۳ استفاده می شود. انتخاب این المان علاوه بر این که مشکلات همگرایی کمتری به همراه دارد، با توجه به فرمولاسیون این المان و نیاز به تقسیم المان به تکه های کوچک تر، آثار  $P - \delta$  نیز دیده می شود. ستون های متکی به عنوان المان هایی از جنس ElasticBeamColumn با سختی محوری بسیار بالا و سختی خمشی کم انتخاب شده اند، در حالی که تیرهای متصل کننده این ستون ها به سازه اصلی از نوع Truss با سختی محوری زیاد هستند. همچنین در محل چشمه اتصال ستون ها و تیرهای متکی، المان های ZeroLength با سختی بسیار کم قرار داده شده است. در نهایت نیروهای ناشی از سایر دهانه های بارگیر که در مدل دوبعدی حذف شده اند، در تراز هر یک از طبقات به گره چشمه اتصال المان های متکی وارد می شود [35].

تنظیمات مربوط به تبدیلات هندسی در OpenSees برای



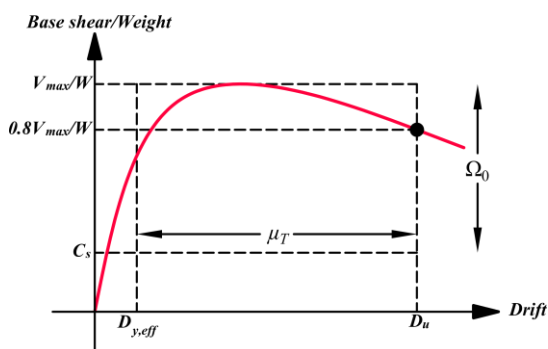
لرزه‌ای،  $T_1$  زمان تناوب تحلیلی مد اول و  $T_F$  زمان تناوب تجربی است. نتایج حاصل از این تحلیل‌ها در جدول (۱) آورده شده است. شناسه‌های مورد استفاده شامل میزان خروج از مرکزیت و تعداد طبقات است. به طور نمونه، شناسه L20S3 به معنی نمونه‌ای با خروج از مرکزیت  $L/20$  و تعداد طبقات برابر سه است. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود، با افزایش مقدار خروج از مرکزیت مهاربندها، مقادیر تغییر مکان‌های متناظر تسلیم و نهایی و دررفت‌های متناظر تسلیم و نهایی در سازه‌های با تعداد طبقات یکسان افزایش پیدا می‌کنند.

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{m_x \phi_{1,x}^2} \quad (7)$$

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \max(T_1, T_F)^2 \quad (8)$$

#### ۶- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

برای انجام تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی، از ۱۱ جفت شتاب‌نگاشت حوزه دور پیشنهادی توسط FEMA [24] مطابق با جدول (۲) استفاده شده است. فرآیند مقیاس‌سازی این رکوردها بر اساس آیین‌نامه بارگذاری آمریکا [25] برای طیف هدفی مطابق شکل (۸) که احتمال فراگذشت آن ۲ درصد در ۵۰ سال تعریف شده و با استفاده از روش مقیاس‌سازی دامنه در محدوده زمان تناوب بین کمینه  $0.2T$  و  $2T$  به این منظور، ابتدا شتاب درصد جرم انتقالی تا ۲۲ انجام می‌گیرد. به این منظور، ابتدا شتاب طیف DBE به عدد  $1/5$  و سپس در  $0.9$  ضرب می‌شود تا شتاب طیفی متناظر با ۹۰ درصد شتاب طیف MCE به دست آید. همچنین برای هر یک از سازه‌های نمونه، باید محدوده مقیاس‌سازی محاسبه شود. سپس ضریب مقیاس اولیه برای هر جفت شتاب‌نگاشت با توجه به مولفه‌ای که بیشترین شتاب زمین بزرگ‌تری دارد، برای انطباق با طیف موردنظر در محدوده تعیین شده محاسبه و از آن‌ها میانگین هندسی گرفته شده و ضریب مقیاس ثانویه برای هماهنگی شتاب طیفی میانگین با شتاب طیفی آیین‌نامه در بازه موردنظر محاسبه می‌شود. ضریب مقیاس نهایی، از ضرب ضریب مقیاس اولیه و ثانویه در یکدیگر به دست می‌آید. همچنین از میرایی رایلی با نسبت میرایی بحرانی  $2/5$  درصد و فرکانس‌های طبیعی دورانی مربوط به مدهای اول و دوم استفاده



شکل ۷. منحنی پوش و پارامترهای حاصل از تحلیل بارافزون

Fig. 7. Pushover curve and related parameters

#### ۵- تحلیل بارافزون

تحلیل بارافزون به عنوان یک روش تحلیل غیرخطی سریع، به منظور ارزیابی ظرفیت سازه در مراحل الاستیک و غیرالاستیک به کار می‌رود و نتایج آن شامل ضرایب اضافه مقاومت و شکل پذیری می‌باشد [38]. در فرآیند انجام تحلیل بارافزون، ضرایب ترکیب بارهای ثقلی طبق دستورالعمل FEMA [24] به گونه‌ای تعیین می‌شود که برای بارهای مرده برابر با  $1/0.5$  و برای بارهای زنده برابر با  $0.25$  لحاظ شد. در ابتدا، بارهای ثقلی به صورت استاتیکی به سازه اعمال می‌شوند و پس از آن، آثار ناشی از این بارها، شامل نیروها و تغییر شکل‌ها، باید ثابت نگه‌داشته شوند تا در مرحله بعدی، بارهای جانبی به صورت استاتیکی و غیرخطی بر اساس تغییر مکان به سازه تحمیل شوند. در این تحلیل، تنها مد غالب نوسان مدنظر قرار می‌گیرد؛ بنابراین این روش عمدتاً برای سازه‌های منظم کاربرد دارد. الگوی بار جانبی انتخاب شده متناسب با مد اول سازه تعریف شده و به صورت  $F \propto m_x \phi_{1,x}$  بیان می‌شود که  $m_x$  جرم هر طبقه و  $\phi_{1,x}$  مد اول هر طبقه می‌باشد. از این رو، پس از انجام تحلیل مودال، لازم است که شکل‌های مدی سازه استخراج شد و پس از نرمال‌سازی آن‌ها به گونه‌ای که شکل مدی طبقه آخر برابر با واحد شود، در جرم هر طبقه ضرب شوند تا الگوی بار جانبی شکل گیرد.

از خروجی‌های این تحلیل مطابق شکل (۷) می‌توان به ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) که از نسبت حداکثر برش پایه به برش پایه متناظر طراحی محاسبه می‌شود و همچنین ضریب شکل پذیری وابسته به زمان تناوب ( $\mu_T$ ) که از نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان تسلیم مؤثر بر اساس روابط (۷) و (۸) استخراج می‌شود، اشاره کرد [24]. در این روابط،  $V_{max}$  حداکثر برش پایه،  $W$  وزن

بیشترین دررفت نسبی درون طبقه‌ای برای هر یک تحلیل‌ها برابر ۰/۰۶ و برای مقادیر میانگین دررفت‌های درون طبقه‌ای برابر ۰/۰۴ است. مطابق شکل (۹)، مقادیر دررفت در سازه‌های با تعداد طبقات ۳ و ۶ همگی کمتر از حد مجاز هستند. اما در تعدادی از طبقات بعضی از نمونه‌های ۹ و ۱۲ طبقه، دررفت طبقات از حد مجاز فراتر رفته است. این نتیجه بیان‌گر این نکته است که ضریب رفتار در نظر گرفته‌شده برای طراحی این نمونه‌ها مناسب نبوده و باید کاهش پیدا کند. این امر منجر به افزایش ابعاد المان‌ها و سختی کلی سازه و در نتیجه کاهش دررفت سازه می‌شود.

شده‌است که در هر گام زمانی، ماتریس سختی آن از ماتریس سختی گام زمانی همگرا شده قبلی که هربار بروز می‌شود، استفاده می‌شود. از مهم‌ترین نتایج این تحلیل، می‌توان به دررفت نسبی طبقه اشاره کرد. همچنین تغییر مکان پسماند نیز می‌تواند مورد توجه قرار گیرد.

شکل (۹) مقادیر دررفت‌های موقت نسبی و پسماند نسبی برای سازه‌های بررسی شده را به همراه مقادیر میانگین آن‌ها در طبقات مختلف سازه‌ای به ازای رکوردهای زلزله در سطح خطر ۰/۹MCE را نشان می‌دهد. باتوجه به طیف شتاب هدف در فرآیند مقیاس‌سازی، طبق آیین‌نامه بارگذاری آمریکا [25]، حد مجاز برای

جدول ۱. نتایج حاصل از تحلیل‌های بارافزون

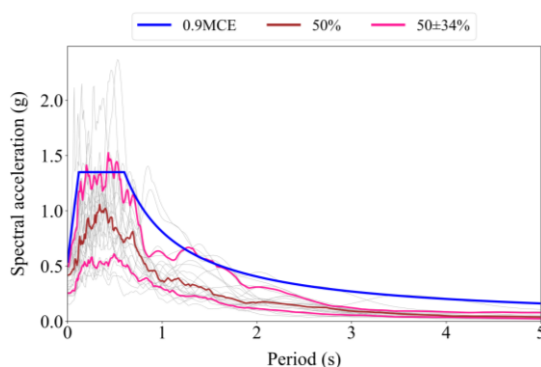
Table 1 The results of pushover analyses

| ID     | $V_{max}/W$ | $C_s$ | $\delta_v$ (mm) | $\delta_u$ (mm) | $D_v$ | $D_u$ | $\Omega_o$ | $\mu_T$ |
|--------|-------------|-------|-----------------|-----------------|-------|-------|------------|---------|
| L20S3  | 0.347       | 0.167 | 59.33           | 310.16          | 0.005 | 0.029 | 2.08       | 5.23    |
| L15S3  | 0.383       | 0.167 | 71.41           | 318.03          | 0.007 | 0.029 | 2.30       | 4.45    |
| L10S3  | 0.586       | 0.167 | 104.08          | 424.31          | 0.010 | 0.039 | 3.51       | 4.08    |
| L8S3   | 0.509       | 0.167 | 121.59          | 534.43          | 0.011 | 0.049 | 3.05       | 4.40    |
| L6S3   | 0.547       | 0.167 | 140.66          | 826.68          | 0.013 | 0.077 | 3.28       | 5.88    |
| L20S6  | 0.255       | 0.146 | 101.11          | 509.24          | 0.005 | 0.024 | 1.74       | 5.04    |
| L15S6  | 0.282       | 0.146 | 133.07          | 579.11          | 0.006 | 0.027 | 1.93       | 4.35    |
| L10S6  | 0.420       | 0.146 | 187.14          | 892.29          | 0.009 | 0.041 | 2.88       | 4.77    |
| L8S6   | 0.487       | 0.146 | 222.49          | 1089.32         | 0.010 | 0.050 | 3.33       | 4.90    |
| L6S6   | 0.571       | 0.146 | 281.52          | 1742.35         | 0.013 | 0.081 | 3.91       | 6.19    |
| L20S9  | 0.188       | 0.108 | 151.15          | 568.11          | 0.005 | 0.018 | 1.74       | 3.76    |
| L15S9  | 0.224       | 0.108 | 191.71          | 673.99          | 0.006 | 0.021 | 2.08       | 3.52    |
| L10S9  | 0.302       | 0.108 | 265.59          | 1018.04         | 0.008 | 0.031 | 2.81       | 3.83    |
| L8S9   | 0.355       | 0.108 | 310.85          | 1398.11         | 0.010 | 0.043 | 3.30       | 4.50    |
| L6S9   | 0.363       | 0.108 | 356.88          | 1755.26         | 0.011 | 0.054 | 3.36       | 4.92    |
| L20S12 | 0.138       | 0.087 | 209.22          | 608.84          | 0.005 | 0.014 | 1.59       | 2.91    |
| L15S12 | 0.192       | 0.087 | 269.66          | 845.95          | 0.006 | 0.020 | 2.20       | 3.14    |
| L10S12 | 0.257       | 0.087 | 331.01          | 1109.81         | 0.008 | 0.026 | 2.96       | 3.35    |
| L8S12  | 0.275       | 0.087 | 417.28          | 1306.87         | 0.010 | 0.030 | 3.14       | 3.13    |
| L6S12  | 0.338       | 0.087 | 526.63          | 2121.33         | 0.012 | 0.049 | 3.89       | 4.04    |

جدول ۲. جفت شتاب‌نگاشت‌های انتخابی برای تحلیل تاریخچه زمانی

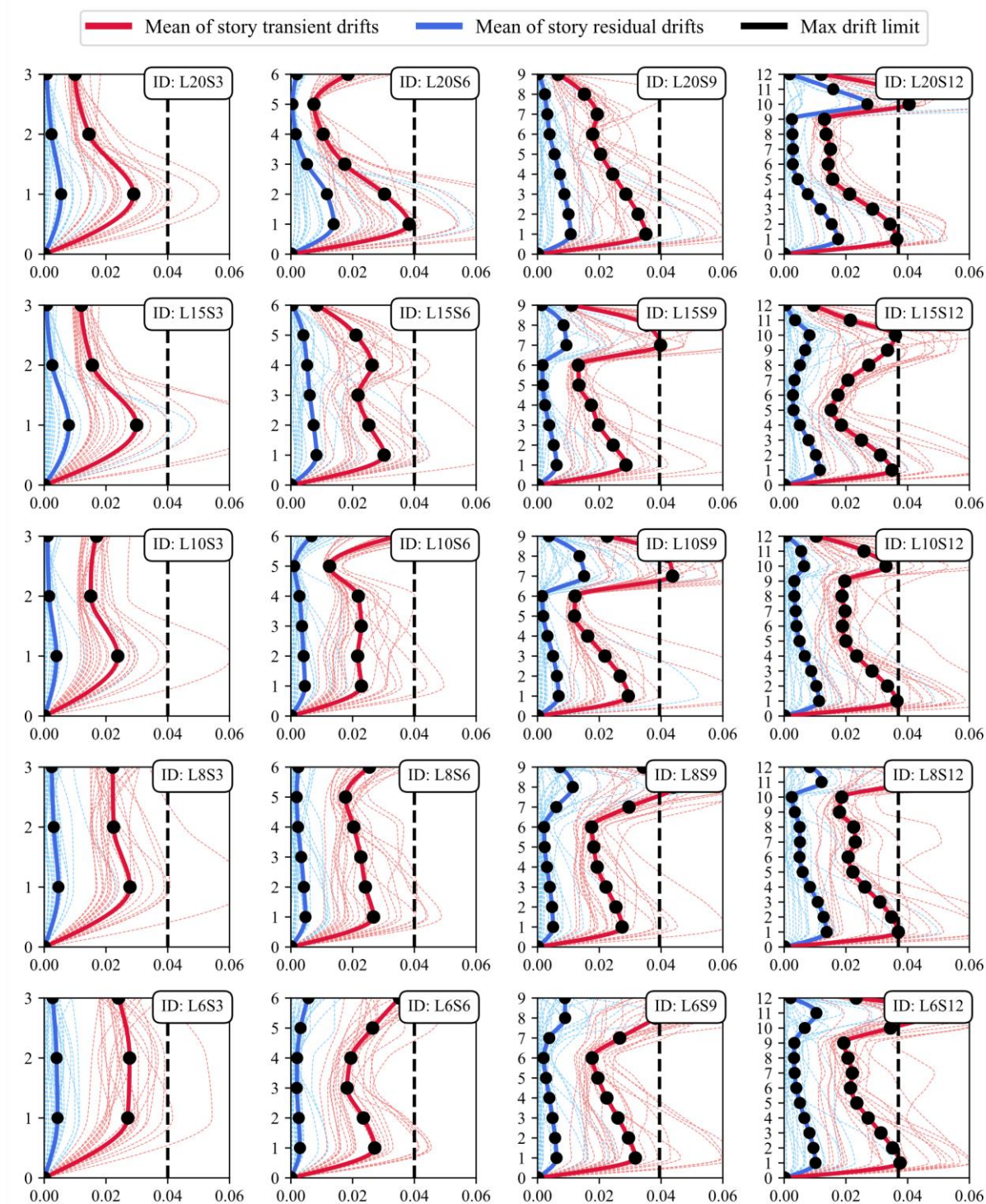
Table 2 Summary of selected records

| Event name              | Station            |
|-------------------------|--------------------|
| Superstition Hills, USA | Poe Road           |
| Loma Prieta, USA        | Capitola           |
| Landers, USA            | Coolwater          |
| Landers, USA            | Yermo Fire Station |
| Northridge, USA         | Beverly Hills      |
| Northridge, USA         | Canyon Country     |
| Kobe, Japan             | Nishi-Akashi       |
| Kobe, Japan             | Shin-Osaka         |
| Kocaeli, Turkey         | Duzce              |
| Manjil, Iran            | Abbar              |
| Hector Mine, USA        | Hector             |



شکل ۸. طیف هدف و طیف رکوردهای مورد استفاده

Fig. 8. Target and acceleration response spectra of selected records



شکل ۹. مقادیر دررفت‌های نسبی موقت و پسماند در سازه‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای زلزله با شدت ۰/۹MCE

Fig. 9. Values of transient and residual drift ratios for studied archetypes for 0.9MCE intensity level

#### ۷- بررسی پارامترهای تقاضای انرژی

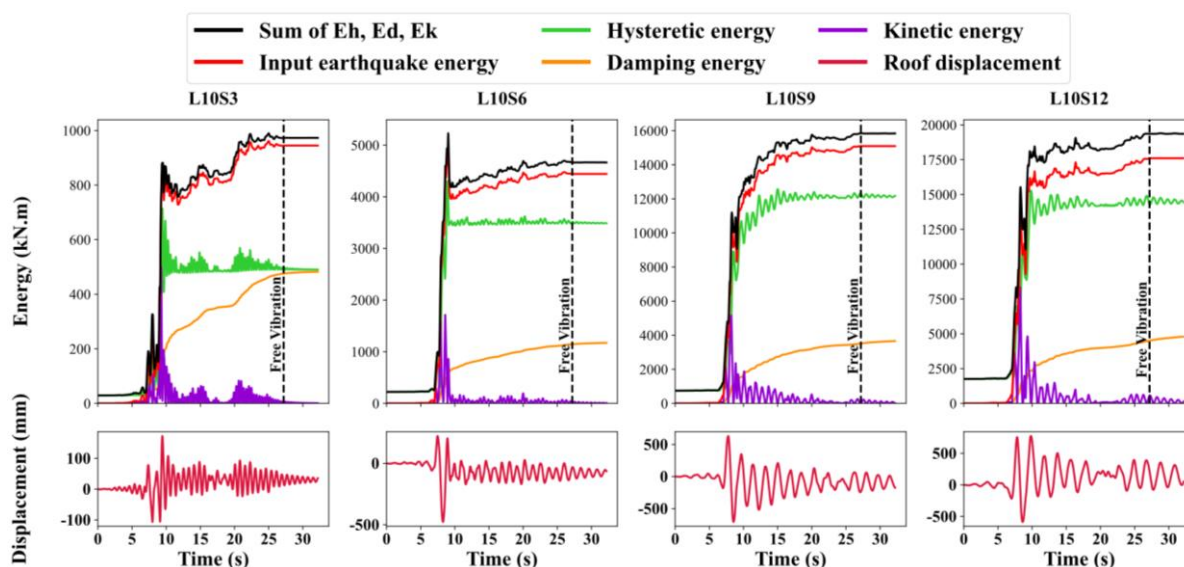
پارامترهای تقاضای انرژی، شاخص‌های پاسخی هستند که در ارزیابی سطح آسیب در مؤلفه‌های سازه‌ای در طول زمین‌لرزه استفاده می‌شوند [39]. طبق قانون پایداری انرژی که بیان می‌کند انرژی نه وجود آمده و نه از بین می‌رود بلکه تنها از شکلی به شکل دیگر

تبدیل می‌شود، بنابراین مجموع مقادیر مؤلفه‌های مختلف انرژی شامل انرژی کرنش الاستیک، انرژی هیسترتیک، انرژی میرایی و انرژی جنبشی باید با مقدار انرژی ورودی به سازه که تابعی از شدت زلزله اعمالی بوده و به نسبت جرم سازه‌ای در سراسر سازه توزیع می‌شود، یکی باشد. شکل (۱۰) نمونه از توزیع این مؤلفه‌های

نشان داده و شاخص‌های خرابی نیز وابسته به این مولفه از انرژی هستند. شکل (۱۱) توزیع انرژی هیسترتیک را برای اعضای مهاربند، تیر و ستون در سازه‌های با خروج از مرکزیت برابر  $L/10$  را نشان می‌دهد. این توزیع بیان‌گر این نکته است که رویکرد اتخاذ شده برای طراحی ظرفیتی مهاربندها صحیح بوده و این اعضا بیشترین استهلاک انرژی را نسبت به سایر اعضا دارند. انرژی میرایی ذاتی ( $E_d$ ) نیز مولفه دیگری از انرژی بوده که مربوط به مشخصه‌های ویسکوز مصالح سازه‌ای است. مطابق شکل (۱۲) به‌مانند انرژی هیسترتیک، بیشترین انرژی تلف‌شده از نوع میرایی نیز در میان اعضای مختلف، مهاربندها هستند. در نهایت مقداری از انرژی که توسط مولفه‌های بیان‌شده تلف نشود، باعث حرکت سازه شده و با نام انرژی جنبشی ( $E_k$ ) شناخته می‌شود.

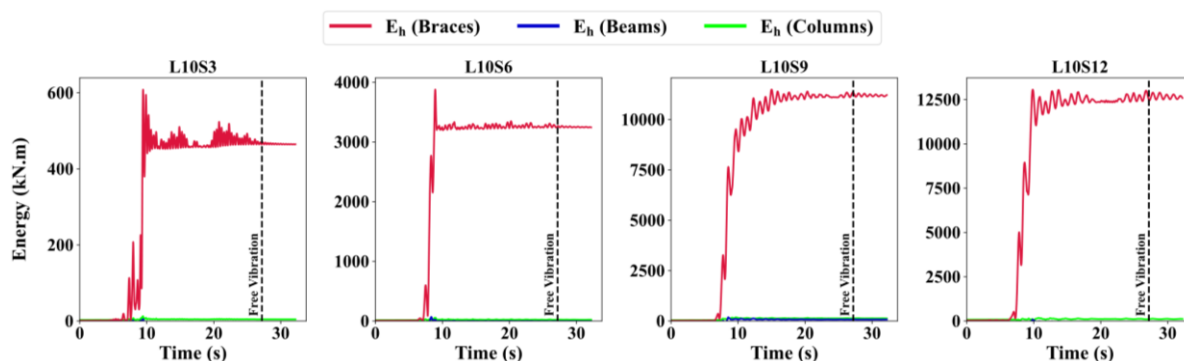
مختلف را در سازه‌های با خروج از مرکزیت برابر  $L/10$  تحت یکی از رکوردهای اعمالی نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که عدم تطابق انرژی ورودی و مجموع انرژی‌ها، عدم در نظر گرفتن انرژی کرنش الاستیک به علت سهم ناچیز آن و همچنین انرژی ورودی حاصل از بارگذاری ثقلی است. همان‌گونه که در شکل (۱۰) پیداست، افزایش انرژی‌های هیسترتیک و میرایی همزمان با تشدید انرژی جنبشی و تغییر مکان جانبی سازه اتفاق می‌افتد.

انرژی کرنشی الاستیک ( $E_{se}$ ) انرژی تلف‌شده حاصل از قسمت رفتار الاستیک مصالح است که در اثر حلقه‌های هیسترتیک، کم و زیاد شده و نهایتاً صفر می‌شود. انرژی هیسترتیک ( $E_h$ )، فقط در رفتار غیرخطی و در اثر تسلیم و خرابی اعضا و حلقه‌های رفت و برگشتی بوجود می‌آید که سطح زیر نمودار نیرو-تغییر شکل را



شکل ۱۰. توزیع پارامترهای مختلف انرژی تحت شتاب‌نگاشت Kocaeli, Turkey

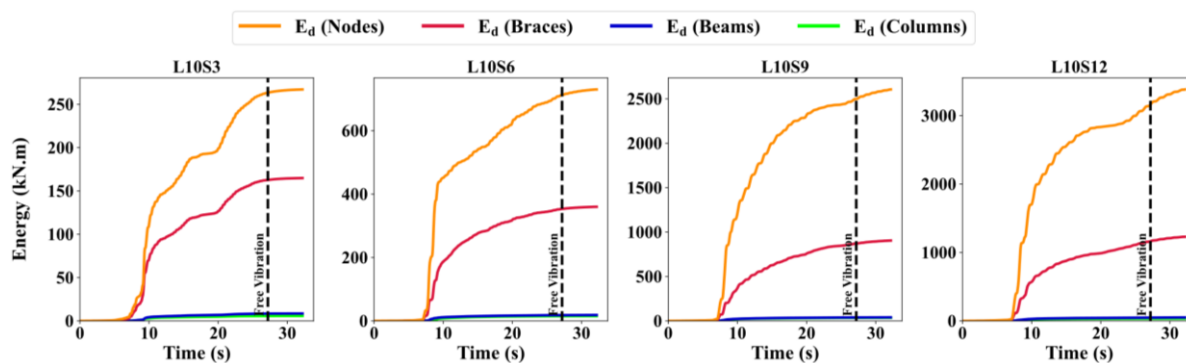
Fig. 10. Distribution of various types of seismic energy for ground motion Kocaeli, Turkey



شکل ۱۱. توزیع انرژی هیسترتیک تحت شتاب‌نگاشت Kocaeli, Turkey

Fig. 11. Distribution of hysteretic energy ( $E_h$ ) for ground motion Kocaeli, Turkey





شکل ۱۲. توزیع عضو انرژی میرایی تحت شتاب‌نگاشت Kocaeli, Turkey

Fig. 12 Distribution of damping energy ( $E_d$ ) for ground motion Kocaeli, Turkey

| ID     | Max kinetic energy (kN.m) |       |      |           | Max hysteretic energy (kN.m) |       |       |           | Max damping energy (kN.m) |       |      |           | Input energy (kN.m) |       |       |           |
|--------|---------------------------|-------|------|-----------|------------------------------|-------|-------|-----------|---------------------------|-------|------|-----------|---------------------|-------|-------|-----------|
|        | min                       | max   | mean | std. dev. | min                          | max   | mean  | std. dev. | min                       | max   | mean | std. dev. | min                 | max   | mean  | std. dev. |
| L20S3  | 184                       | 821   | 461  | 191       | 563                          | 2952  | 1716  | 766       | 334                       | 1260  | 654  | 213       | 869                 | 4206  | 2347  | 932       |
| L15S3  | 199                       | 857   | 472  | 204       | 466                          | 3386  | 1631  | 820       | 331                       | 1478  | 697  | 262       | 769                 | 4864  | 2305  | 1037      |
| L10S3  | 253                       | 1113  | 617  | 283       | 241                          | 3744  | 1588  | 1173      | 482                       | 2193  | 1052 | 408       | 854                 | 5776  | 2618  | 1518      |
| L8S3   | 380                       | 1306  | 715  | 267       | 495                          | 3775  | 1934  | 1000      | 564                       | 2470  | 1165 | 413       | 1031                | 6253  | 3078  | 1316      |
| L6S3   | 459                       | 2018  | 891  | 373       | 192                          | 8059  | 2289  | 1634      | 640                       | 3051  | 1423 | 601       | 1195                | 11135 | 3694  | 2152      |
| L20S6  | 909                       | 4282  | 1603 | 796       | 992                          | 8403  | 5028  | 2004      | 670                       | 3200  | 1821 | 645       | 1440                | 10758 | 6638  | 2570      |
| L15S6  | 841                       | 4922  | 1861 | 895       | 840                          | 9449  | 5571  | 2312      | 832                       | 3753  | 2198 | 786       | 1461                | 12174 | 7562  | 2983      |
| L10S6  | 993                       | 4315  | 2034 | 807       | 608                          | 16216 | 6347  | 3777      | 1080                      | 5707  | 3028 | 1239      | 1470                | 21816 | 9177  | 4739      |
| L8S6   | 1002                      | 4414  | 2332 | 828       | 302                          | 14623 | 6072  | 3821      | 1192                      | 6463  | 3653 | 1410      | 1271                | 20623 | 9524  | 4797      |
| L6S6   | 1116                      | 4443  | 2661 | 862       | 270                          | 15196 | 5980  | 4116      | 1119                      | 7535  | 4156 | 1663      | 1168                | 21980 | 9944  | 5325      |
| L20S9  | 1362                      | 7151  | 3165 | 1435      | 3761                         | 12975 | 8230  | 2863      | 1827                      | 5903  | 3318 | 1030      | 5180                | 18137 | 10824 | 3588      |
| L15S9  | 1195                      | 4652  | 2766 | 1088      | 3288                         | 14696 | 8828  | 3776      | 2053                      | 5156  | 3616 | 981       | 5030                | 18493 | 11731 | 4577      |
| L10S9  | 1643                      | 7594  | 3684 | 1559      | 2536                         | 16992 | 9435  | 4645      | 2862                      | 7242  | 4835 | 1400      | 4675                | 22010 | 13563 | 5756      |
| L8S9   | 1682                      | 9359  | 4391 | 2118      | 2375                         | 36084 | 10517 | 8626      | 3300                      | 10879 | 5961 | 2319      | 4942                | 46394 | 15811 | 10560     |
| L6S9   | 1943                      | 10947 | 4968 | 2928      | 1579                         | 19871 | 8213  | 5884      | 3102                      | 8768  | 5820 | 1697      | 4129                | 27452 | 13359 | 7193      |
| L20S12 | 1626                      | 28246 | 8156 | 6750      | 3660                         | 27283 | 13983 | 6952      | 2484                      | 11602 | 5397 | 2893      | 4428                | 37092 | 17567 | 9780      |
| L15S12 | 1953                      | 15561 | 5823 | 3492      | 3584                         | 41064 | 14802 | 8434      | 2644                      | 14278 | 5539 | 2653      | 4479                | 53683 | 18629 | 10974     |
| L10S12 | 2083                      | 24655 | 7626 | 5524      | 3268                         | 44779 | 17808 | 13199     | 4650                      | 15122 | 7586 | 2979      | 6207                | 54894 | 23739 | 15984     |
| L8S12  | 2188                      | 10085 | 5985 | 2597      | 2487                         | 21074 | 12087 | 5375      | 3780                      | 9838  | 7329 | 1536      | 4537                | 29197 | 17777 | 6371      |
| L6S12  | 2477                      | 12075 | 6947 | 3280      | 1906                         | 20899 | 10947 | 5972      | 4195                      | 11808 | 8877 | 1999      | 4388                | 30331 | 18209 | 7479      |

شکل ۱۳. مقادیر آماری از پارامترهای تقاضای انرژی در مدل‌های مختلف (اعداد به کیلو نیوتن متر)

Fig. 13. Statistical values of energy demand parameters for all studied archetypes (in kN.m)

| ID     | Max hysteretic energy for Columns (kN.m) |      |      |           | Max hysteretic energy for Beams (kN.m) |      |      |           | Max hysteretic energy for Braces (kN.m) |       |       |           | Max damping energy for Columns (kN.m) |     |      |           | Max damping energy for Beams (kN.m) |     |      |           | Max damping energy for Braces (kN.m) |      |      |           |
|--------|------------------------------------------|------|------|-----------|----------------------------------------|------|------|-----------|-----------------------------------------|-------|-------|-----------|---------------------------------------|-----|------|-----------|-------------------------------------|-----|------|-----------|--------------------------------------|------|------|-----------|
|        | min                                      | max  | mean | std. dev. | min                                    | max  | mean | std. dev. | min                                     | max   | mean  | std. dev. | min                                   | max | mean | std. dev. | min                                 | max | mean | std. dev. | min                                  | max  | mean | std. dev. |
| L20S3  | 4                                        | 96   | 19   | 24        | 1                                      | 181  | 46   | 55        | 522                                     | 2690  | 1622  | 707       | 5                                     | 41  | 12   | 8         | 7                                   | 41  | 14   | 7         | 98                                   | 413  | 196  | 71        |
| L15S3  | 4                                        | 31   | 10   | 9         | 5                                      | 125  | 24   | 37        | 430                                     | 3200  | 1568  | 783       | 5                                     | 46  | 13   | 9         | 6                                   | 43  | 15   | 8         | 112                                  | 535  | 228  | 95        |
| L10S3  | 3                                        | 30   | 7    | 7         | 3                                      | 55   | 1    | 17        | 215                                     | 3715  | 1550  | 1160      | 6                                     | 53  | 15   | 10        | 9                                   | 48  | 18   | 9         | 165                                  | 835  | 360  | 153       |
| L8S3   | 4                                        | 20   | 6    | 4         | 7                                      | 28   | 3    | 10        | 470                                     | 3720  | 1901  | 992       | 7                                     | 75  | 18   | 15        | 9                                   | 49  | 18   | 9         | 203                                  | 1027 | 417  | 178       |
| L6S3   | 4                                        | 41   | 9    | 8         | 2                                      | 44   | 4    | 12        | 168                                     | 7965  | 2261  | 1621      | 6                                     | 98  | 24   | 24        | 10                                  | 52  | 20   | 11        | 239                                  | 1258 | 519  | 251       |
| L20S6  | 16                                       | 100  | 30   | 20        | 3                                      | 461  | 142  | 144       | 783                                     | 7905  | 4631  | 1918      | 13                                    | 119 | 49   | 27        | 13                                  | 115 | 50   | 25        | 159                                  | 975  | 529  | 209       |
| L15S6  | 12                                       | 66   | 26   | 13        | 4                                      | 447  | 132  | 141       | 634                                     | 8919  | 5188  | 2217      | 13                                    | 132 | 56   | 31        | 14                                  | 102 | 49   | 23        | 190                                  | 1330 | 686  | 283       |
| L10S6  | 16                                       | 144  | 44   | 30        | 1                                      | 324  | 47   | 95        | 397                                     | 15704 | 6032  | 3703      | 15                                    | 223 | 66   | 51        | 17                                  | 120 | 57   | 29        | 360                                  | 2093 | 1000 | 462       |
| L8S6   | 14                                       | 143  | 28   | 26        | 2                                      | 145  | 5    | 53        | 83                                      | 14396 | 5815  | 3788      | 21                                    | 324 | 99   | 77        | 16                                  | 124 | 57   | 28        | 396                                  | 2267 | 1200 | 512       |
| L6S6   | 14                                       | 94   | 30   | 18        | 5                                      | 4    | 5    | 6         | 53                                      | 14974 | 5751  | 4109      | 13                                    | 259 | 68   | 58        | 13                                  | 118 | 53   | 25        | 380                                  | 2782 | 1400 | 604       |
| L20S9  | 2                                        | 72   | 51   | 17        | 5                                      | 904  | 311  | 305       | 3026                                    | 11616 | 7120  | 2609      | 27                                    | 277 | 105  | 70        | 35                                  | 191 | 88   | 44        | 304                                  | 2009 | 984  | 431       |
| L15S9  | 55                                       | 425  | 168  | 110       | 4                                      | 547  | 135  | 198       | 2571                                    | 13063 | 7777  | 3534      | 28                                    | 195 | 104  | 58        | 31                                  | 149 | 85   | 42        | 542                                  | 1837 | 1170 | 436       |
| L10S9  | 48                                       | 418  | 180  | 120       | 6                                      | 355  | 35   | 130       | 1824                                    | 15544 | 8470  | 4445      | 36                                    | 258 | 110  | 63        | 36                                  | 142 | 85   | 37        | 885                                  | 2677 | 1654 | 566       |
| L8S9   | 40                                       | 139  | 70   | 31        | 1                                      | 70   | 6    | 50        | 1660                                    | 35200 | 9738  | 8575      | 33                                    | 354 | 118  | 94        | 39                                  | 146 | 82   | 39        | 1069                                 | 3646 | 2016 | 826       |
| L6S9   | 32                                       | 138  | 63   | 31        | 3                                      | 5    | 4    | 8         | 831                                     | 19063 | 7473  | 5866      | 29                                    | 312 | 102  | 78        | 36                                  | 112 | 65   | 25        | 1260                                 | 3473 | 2048 | 674       |
| L20S12 | 70                                       | 1398 | 616  | 455       | 2                                      | 1084 | 467  | 474       | 2001                                    | 23556 | 11125 | 6335      | 41                                    | 587 | 224  | 150       | 50                                  | 614 | 261  | 158       | 844                                  | 4619 | 1980 | 1119      |
| L15S12 | 81                                       | 530  | 165  | 98        | 3                                      | 1235 | 229  | 355       | 1921                                    | 38251 | 12647 | 8119      | 36                                    | 638 | 168  | 143       | 35                                  | 512 | 154  | 109       | 915                                  | 6323 | 2107 | 1257      |
| L10S12 | 82                                       | 636  | 159  | 135       | 6                                      | 826  | 134  | 357       | 1575                                    | 42095 | 15751 | 12774     | 35                                    | 453 | 182  | 131       | 43                                  | 321 | 120  | 71        | 1230                                 | 5760 | 2665 | 1192      |
| L8S12  | 114                                      | 258  | 166  | 38        | 4                                      | 1046 | 227  | 332       | 727                                     | 18092 | 9924  | 5087      | 28                                    | 303 | 131  | 84        | 49                                  | 195 | 128  | 41        | 1306                                 | 3962 | 2738 | 748       |
| L6S12  | 75                                       | 264  | 135  | 59        | 5                                      | 1    | 7    | 17        | 183                                     | 19137 | 9174  | 5980      | 41                                    | 419 | 181  | 124       | 32                                  | 127 | 86   | 27        | 1442                                 | 4654 | 3385 | 1008      |

شکل ۱۴. مقادیر آماری از توزیع انرژی هیسترتیک و میرایی المان‌ها در مدل‌های مختلف (اعداد به کیلو نیوتن متر)

Fig.14. Statistical values of hysteretic and damping energy for all studied archetypes (in kN.m)

باعث بزرگ‌تر شدن ضریب اضافه مقاومت می‌شود. همچنین درصد مشارکت لنگر خمشی نسبت به نیروی محوری در اندرکنش آن‌ها افزایش یافته و نیروی معادلی که باعث ایجاد مفصل پلاستیک در وسط مهاربند می‌شود، کاهش می‌یابد. از این رو، نیروی نامتعادل کننده در تیرها نیز کاهش یافته و در طراحی ظرفیتی، نیاز به مقطع کوچک‌تری برای تیرها و ستون‌ها خواهد بود. از طرفی، آثار مشهود کمانش مهاربند که مهمترین مد خرابی این گونه از سیستم‌ها است، کاهش پیدا کرده و شکل‌پذیری سیستم افزایش پیدا می‌کند. در نهایت انرژی هیسترتیک و میرایی مهاربندها که اعضای فیوز این سیستم هستند، افزایش پیدا می‌کند که به معنی غیرخطی شدن بیشتر این اعضا و استفاده مضاعف از ظرفیت المان‌ها است.

- روش بیان‌شده برای طراحی ظرفیتی اعضای مهاربندی کارآمد بوده و سایر اعضا اعم از تیرها و ستون‌ها در طول فرآیند بارگذاری لرزه‌ای، الاستیک باقی می‌مانند.
- ضرایب اضافه مقاومت برای مدل‌های مورد تحلیل از ۱/۵۹ تا ۳/۹۱ و ضرایب شکل‌پذیری مبتنی بر زمان تناوب از ۲/۹۱ تا ۶/۱۹ متغیر بوده است. همچنین آثار زوال بر اثر کمانش مهاربندها در منحنی‌های پوش قابل مشاهده است.
- در مواردی اندک، مقادیر دررفت‌های نسبی طبقات در سازه‌های با تعداد طبقات بیش از ۹ طبقه، از حد مجاز تعیین‌شده در آیین‌نامه فراتر می‌رود؛ بنابراین ضریب رفتار فرضی در نظر گرفته‌شده که برابر ۶ بود، مناسب نبوده و ضمن لزوم کاهش این ضریب، افزودن الزامات لرزه‌ای بیشتر برای پوشش این ضعف ضروری است.
- بر اساس پارامترهای آماری به‌دست‌آمده، بیش از ۹۸ درصد جذب انرژی هیسترتیک و میرایی توسط مهاربندها صورت می‌گیرد و المان‌های تیر و ستون در ناحیه الاستیک باقی می‌مانند.
- در خروج از مرکزیت‌های کوچک‌تر، به علت به تأخیر افتادن کمانش المان‌های مهاربندی و تشکیل اندرکنش با لنگر خمشی و این‌که همچنان سختی جانبی سازه مطلوب بوده و نیاز به افزایش بی‌رویه مقاطع نیست، در عین اقتصادی‌بودن سازه، شکل‌پذیری قابل توجهی نیز حاصل می‌شود. از این رو، پیداکردن مقدار خروج از مرکزیتی که هم‌زمان سختی جانبی مناسب و

لازم به ذکر است از آنجایی که آخرین نسخه رسمی نرم‌افزار OpenSees توانایی محاسبه تقاضاهای انرژی بیان شده را ندارد، از نسخه سفارشی‌شده این نرم‌افزار که رکوردهای جدیدی به هسته اصلی آن اضافه شده است، استفاده می‌شود [40].

شکل (۱۳) پارامترهای آماری را از توزیع انرژی‌های ذکرشده در سازه‌های مختلف و همچنین شکل (۱۴) پارامترهای آماری را از توزیع انرژی‌های هیسترتیک و میرایی به تفکیک المان‌های سازه‌ای نشان می‌دهند. مقادیر و نسبت‌های جذب انرژی صورت گرفته توسط المان‌ها مختلف نشان می‌دهد که با طراحی صحیح ظرفیتی، هدف فیوز بودن مهاربندها به نتیجه رسیده و درصد بالایی از جذب و استهلاک انرژی و شکل‌پذیری سیستم توسط این المان‌ها صورت می‌گیرد. به عبارتی دیگر، در میان انواع انرژی‌های تعریف‌شده، انرژی هیسترتیک مهاربندها بیشترین سهم را در اتلاف انرژی کل بر عهده دارند.

#### ۸- بحث، نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای یک پیکربندی نوین از قاب‌های مهاربندی‌شده مقاوم در برابر زلزله با عنوان «مهاربندهای هلالی‌شکل» مورد بررسی قرار گرفت. در این راستا، ۲۰ مدل سازه‌ای با تعداد طبقات و مقادیر مختلف خروج از مرکزیت، پس از طراحی اولیه و ظرفیتی، تحت تحلیل‌های بارافزون و تحلیل‌های تاریخیچه زمانی مورد ارزیابی قرار گرفتند. هدف اصلی، تغییر سازوکار عملکرد مهاربندها از حالت صرفاً محوری - که به دلیل رفتار نامطلوب پس از کمانش ناکارآمد است - به یک رفتار اندرکنشی نیروی محوری-لنگر خمشی است. به علت نبود ضوابط لرزه‌ای برای این پیکربندی، طراحی این سیستم باتوجه به ضوابط مربوط به قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه صورت گرفت؛ بنابراین مهاربندها کماکان نقش فیوزهای لرزه‌ای را خواهند داشت. کلیات ارزیابی بر اساس رویکردهای مدل‌سازی غیرخطی در کنار بررسی پارامترهای تقاضای انرژی صورت پذیرفت. مهم‌ترین نتایج این پژوهش به صورت زیر قابل بیان است:

- با افزایش مقدار خروج از مرکزیت (ξ)، سختی جانبی سیستم کاهش یافته و برای رعایت کردن بیشترین دررفت مجاز آیین‌نامه، باید مقاطع استفاده شده در مهاربندها بزرگ‌تر شوند و یا از تعداد دهانه‌های مهاربندی بیشتری استفاده شود که

شکل پذیری خوبی داشته باشد، می‌تواند به طراحی بهینه‌تری منجر شود.

### سهم نویسندگان

سهم هر یک از نویسندگان در نگارش این مقاله برابر بوده است.

### قدردانی نویسندگان

از حمایت‌های دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران جهت فراهم کردن امکانات سخت‌افزاری محاسبات سنگین قدردانی می‌گردد.

### منابع مالی

از منابع مالی سازمان‌ها یا نهادهای خاصی استفاده نشده است.

### بیانیه هوش مصنوعی

در نگارش این مقاله، از ابزارهای هوش مصنوعی استفاده‌ای نشده است.

### تعارض منافع

برای نویسندگان، تعارض منافی وجود ندارد.

## References

- [1] Estekanchi, H., Soltani, A. and Vafai, A., 2004. Seismic behavior of steel frames with off-center bracing system. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada, 1-6 August 2004.
- [2] Trombetti, T., Silvestri, S., Gasparini G. and Ricci, I., 2009. *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approaches for Crescent Shaped Braces*. Vol. 3.
- [3] Trombetti, T., Gasparini, G., Silvestri, S. and Ricci, I., 2011. *Use of Crescent Shaped Braces for Controlled Seismic Design of Ductile Structures*. Vol. 5.
- [4] Palermo, M., Laghi, V., Gasparini, G., Silvestri, S. and Trombetti, T., 2023. A multi-performance seismic design procedure to incorporate Crescent Shaped Braces in mid-rise frame structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 164, p.107625. doi: 10.1016/j.soildyn.2022.107625
- [5] Palermo, M., Laghi, V., Gasparini, G., Silvestri, S. and Trombetti, T., 2021. Analytical estimation of the key performance points of the tensile force-displacement response of Crescent Shaped Braces. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 148, p.106839. doi: 10.1016/j.soildyn.2021.106839
- [6] Palermo, M., Silvestri, S., Gasparini, G. and Trombetti, T., 2015. Crescent shaped braces for the seismic design of building structures. *Materials and Structures*, 48(5), pp.1485-1502. doi: 10.1617/s11527-014-0249-z
- [7] Palermo, M., Pieraccini, L., Dib, A., Silvestri, S. and Trombetti, T., 2017. Experimental tests on Crescent Shaped Braces hysteretic devices. *Engineering Structures*, 144, pp.185-200. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.04.034
- [8] Dib, A., Palermo, M., Pieraccini, L., Silvestri, S., Gasparini, G. and Trombetti, T., 2015. Experiments on crescent shaped braces. In: *Implementing Innovative Ideas in Structural Engineering and Project Management*. p.1359.
- [9] Zhou, Z., Ye, B. and Chen, Y., 2019. Experimental investigation of curved steel knee braces with adjustable yield displacements. *Journal of Constructional Steel Research*, 161, pp.17-30. doi: 10.1016/j.jcsr.2019.06.011
- [10] Mokhtari, E., Palermo, M., Laghi, V., Incerti, A., Mazzotti, C. and Silvestri, S., 2022. Quasi-static cyclic tests on a half-scaled two-storey steel frame equipped with Crescent Shaped Braces at both storeys: Experimental vs. numerical response. *Journal of Building Engineering*, 62, p.105371. doi: 10.1016/j.jobbe.2022.105371
- [11] Jouneghani, H.G., Haghollahi, A., Moghaddam, H. and Moghadam, A.S., 2019. Assessing Seismic Performance of the Elliptic Braced Moment Resisting Frame through Pushover Method. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(1), pp.68-85. doi: 10.22075/JRCE.2018.13030.1232
- [12] Jouneghani, H.G., Haghollahi, A., Kalaleh, M.T. and Beheshti-Aval, S.B., 2021. Nonlinear seismic behavior of elliptic-braced moment resisting frame using equivalent braced frame. *Steel and Composite Structures*, 40(1), pp.45-64. doi: 10.12989/scs.2021.40.1.045
- [13] Ghasemi Jouneghani, H., Fanaie Khaje Nasir, N. and Haghollahi, A., 2022. Theoretical formulation for calculating elastic lateral stiffness in a simple steel frame equipped with elliptic brace. *Steel and Composite Structures*, 45(3), pp.445-462. doi: 10.12989/scs.2022.45.3.445
- [14] Jouneghani, H.G., Fanaie, N., Kalaleh, M.T. and Mortazavi, M., 2023. Determining elastic lateral stiffness of steel moment frame equipped with elliptic brace. *Steel and Composite Structures*, 46(3), pp.293-318. doi: 10.12989/scs.2023.46.3.293
- [15] Jouneghani, H.G. and Haghollahi, A., 2020. Experimental study on hysteretic behavior of steel moment frame equipped with elliptical brace. *Steel and Composite Structures*, 34(6), pp.891-907. doi: 10.12989/scs.2020.34.6.891
- [16] Shirpour, A., Fanaie, N. and Barzegar Seraji, M., 2024. Seismic performance factors of quarter-elliptic-braced steel moment frames (QEB-MFs) using FEMA P695 methodology. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 178, p.108453. doi: 10.1016/j.soildyn.2024.108453
- [17] Fanaie, N. and Shirpour, A., 2023. Analytical and numerical evaluation of quarter-elliptic-braced steel

- moment frames (QEB-MFs). *Structures*, 49, pp.426-442. doi: 10.1016/j.istruc.2023.01.100
- [18] Shirpour, A. and Fanaie, N., 2024. Determining the seismic performance factors of quasi-X bracing systems. *Journal of Constructional Steel Research*, 212, p.108248. doi: 10.1016/j.jcsr.2023.108248
- [19] Fanaie, N. and Shirpour, A., 2024. Quasi-X-braced steel moment frames (QXB-MFs) evaluation using analytical and numerical methods. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22(2), pp.547-582. doi: 10.1007/s10518-023-01778-9
- [20] Boostani, M., Rezaifar, O. and Gholhaki, M., 2019. Seismic performance investigation of new lateral bracing system called "OGrid-H". *SN Applied Sciences*, 1, p.352. doi: 10.1007/s42452-019-0369-8
- [21] Shamivand, A. and Akbari, J., 2020. Ring-Shaped Lateral Bracing System for Steel Structures. *International Journal of Steel Structures*, 20(2), pp.493-503. doi: 10.1007/s13296-019-00299-z
- [22] Jouneghani, H.G. and Haghollahi, A., 2020. Experimental and analytical study in determining the seismic performance of the ELBRF-E and ELBRF-B braced frames. *Steel and Composite Structures*, 37(5), pp.571-587. doi: 10.12989/scs.2020.37.5.571
- [23] Computers and Structures Inc., 2022. *ETABS 2022*. Walnut Creek, CA: Computers and Structures Inc.
- [24] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2009. *FEMA P695: Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C.: FEMA.
- [25] American Society of Civil Engineers (ASCE), 2022. *ASCE 7-22: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA: ASCE.
- [26] Hadinejad, A., Asghari, A. and Marefat, M.S., 2025. Evaluation of the FEMA P695 methodology for quantification of seismic performance factors in dual steel SCBF-SMF structures. *Structures*, 71, p.108172. doi: 10.1016/j.istruc.2024.108172
- [27] Asghari, A. and Azimi Zarnagh, B., 2017. Evaluation of sensitivity of CBFs for types of Bracing and story numbers. *Scientia Iranica*, 24(1), pp.40-52. doi: 10.24200/sci.2017.2375
- [28] Asghari, A. and Saharkhizan, S., 2019. Seismic design and performance evaluation of steel frames with knee-element connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp.161-176. doi: 10.1016/j.jcsr.2018.11.011
- [29] Rezaee, M. and Asghari, A., 2024. Lateral-torsional buckling investigation of multi-tiers eccentrically braced frames with shear link beam. *Structures*, 68, p.107063. doi: 10.1016/j.istruc.2024.107063
- [30] Asghari, A. and Hosseini, S., 2024. *Seismic Behavior Assessment of Special Concentrically X-Braced Frame with Through Gusset Plate*. Preprint. doi: 10.21203/rs.3.rs-4251685/v1
- [31] American Institute of Steel Construction (AISC), 2022. *ANSI/AISC 360-22: Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL: AISC.
- [32] American Institute of Steel Construction (AISC), 2022. *ANSI/AISC 341-22: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL: AISC.
- [33] University of California, Berkeley, 2024. *OpenSees: The Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Available at: <http://opensees.berkeley.edu> [Accessed 20 April 2026].
- [34] Asghari, A. and Pavir, A., 2025. Numerical Evaluation of Shear Strength of Members with I, H, Tubular and Box Sections in the panel zone of steel moment-resisting frames. *Modares Civil Engineering Journal*, 25(2), pp.85-100. doi: 10.22034/25.2.85
- [35] Alizadeh, E. and Asghari, A., 2025. Seismic behavior of off-center bilinear braced frames: focus on capacity-limited design and energy demand parameters. *Structures*, 80, p.109988. doi: 10.1016/j.istruc.2025.109988
- [36] Jouneghani, H.G., Haghollahi, A. and Beheshti-Aval, S.B., 2020. Experimental study of failure mechanisms in elliptic-braced steel frame. *Steel and Composite Structures*, 37(2), pp.175-191. doi: 10.12989/scs.2020.37.2.175
- [37] Applied Technology Council (ATC), 1992.
- [38] Jaber, V. and Asghari, A., 2022. Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system. *Journal of Constructional Steel Research*, 196, p.107428. doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107428
- [39] Eslamnia, H., Malekzadeh, H., Jalali, S.A. and Moghadam, A.S., 2023. Seismic energy demands and optimal intensity measures for continuous concrete box-girder bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 165, p.107657. doi: 10.1016/j.soildyn.2022.107657
- [40] Jalali, S., Eslamnia, H. and Malekzadeh, H., 2021. *Source code of the customized OpenSees in Github repository*. Available at: <https://github.com/OpenSeesHouse/OpenSees> [Accessed 20 April 2021].

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Alizadeh, E. and Asghari, A., 2026. Analysis and capacity-limited design of crescent-shaped concentrically braced frames (CSCBFs) and evaluation of seismic performance factors and energy demand. *Modares Civil Engineering journal*, 26(4), pp.19-33.





## An Experimental Evaluation of Biodegradation Gasoline

Mohammad Amin Amini Rad<sup>1</sup>, Hassan Amini Rad<sup>2\*</sup> , Daryoush Yousefi Kebria<sup>2</sup>

1. M. SC. Graduated, Environment group. Faculty of civil and environmental Eng., Noshirvani University of technology, Babol, Iran.
2. Associate professor, Environment Group., Faculty of civil and environmental Eng., Noshirvani University of technology, Babol, Iran.

### Abstract

Produced water, which is commonly generated during oil and gas extraction processes, is considered one of the most significant and environmentally challenging byproducts in the petroleum industry. This wastewater typically contains a complex mixture of organic and inorganic pollutants, including high concentrations of dissolved salts, heavy metals, and various hydrocarbons. Due to its large volume, persistent contaminants, and potential environmental risks, effective and sustainable treatment of produced water has become a serious concern for both industry and environmental regulatory agencies. High salinity and the presence of recalcitrant compounds such as diesel fuel further complicate conventional treatment processes and reduce the efficiency of physical or chemical methods. One important feature of this bacterial strain is that at moderate to high salinity levels, it adapts to hypersaline environments by producing proline instead of glutamate and glutamine. Proline, known as a compatible solute, has stronger osmotic properties than glutamate and helps maintain intracellular water balance without damaging proteins or cellular structures, thereby supporting cell survival in high-salinity conditions. In this study, a biological method was experimentally evaluated for the treatment of synthetic produced water contaminated with diesel. The bacterial strain used, *Halobacillus halophilus*, is a halophilic microorganism known for its high tolerance to elevated salt concentrations, making it a suitable candidate for treating hypersaline wastewater. Biodegradation of diesel is particularly challenging due to its hydrophobic nature and complex hydrocarbon structure, which makes it poorly soluble in water and resistant to microbial attack. To overcome these challenges, modifications were applied to the experimental design. To improve microbial growth and enhance metabolic activity, nutrient supplementation with nitrogen (N) and phosphorus (P) was performed. Additionally, emulsifying agents, including Tween 80 and Span 60, were added to increase the bioavailability of diesel by dispersing it into fine droplets in the aqueous phase. A synthetic wastewater containing diesel was prepared based on a carbon/nitrogen/phosphorus (C: N: P) ratio of 110:5:2, which is reported in the literature as optimal for bacterial growth and hydrocarbon biodegradation. The effects of varying diesel concentrations (50 and 100 mg/L) and salinity levels (6, 13, and 35 g/L NaCl) on biodegradation efficiency were investigated under constant temperature and pH conditions. Since high salinity interferes with Chemical Oxygen Demand (COD) testing, Biological Oxygen Demand (BOD) was used as a more accurate indicator for assessing organic pollutant degradation. The BOD values for 50 mg/L diesel at salinities of 6, 13, and 35 g/L were measured as 1500, 1700, and 1800 mg/L, respectively. For 100 mg/L diesel, these values were 2000, 2100, and 1600 mg/L, respectively. These results indicate that the biodegradation efficiency of *H. halophilus* depends on salinity, with optimal performance observed at moderate salinity levels. Interestingly, at 50 mg/L diesel, the reaction rate constant increased with salinity, while at 100 mg/L, biodegradation efficiency decreased at the highest salinity level (35 g/L). These findings suggest that lower salinity (6 g/L) reduces microbial metabolic activity compared to higher levels (13 and 35 g/L), likely due to the halophilic nature of the bacterial strain. This study highlights the critical role of optimizing environmental conditions to ensure effective bioremediation of saline hydrocarbon-contaminated wastewater by *Halobacillus halophilus*.

### Review History

Received: Jun 30, 2025

Revised: Sep 16, 2025

Accepted: Dec 10, 2025

### Keywords

Produced water

Salinity

BOD

Biodegradation

*Halobacillus halophilus*

\* Corresponding Author Email: [h.a.rad@nit.ac.ir](mailto:h.a.rad@nit.ac.ir) - ORCID: 0000-0001-7983-1568



## ارزیابی تجربی تجزیه زیستی گازوئیل

محمد امین امینی‌راد<sup>۱</sup>، حسن امینی‌راد<sup>۲\*</sup>، داریوش یوسفی کبری<sup>۲</sup>

۱. کارشناسی ارشد مهندسی عمران-محیط زیست، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

۲. دانشیار گروه محیط زیست، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

### چکیده

### تاریخچه داوری

آب همراه نفتی به عنوان یکی از مهم‌ترین جریان‌های پساب در صنعت نفت و گاز، به دلیل دارا بودن آلاینده‌های آلی و معدنی و همچنین شوری زیاد، چالش‌های جدی زیست‌محیطی ایجاد می‌کند. در این تحقیق توانایی سویه باکتری هالوباسیل هالوفیلوس با ویژگی تحمل شوری بالا در فرایندهای زیستی تجزیه مواد آلاینده نفتی به صورت تجربی مورد ارزیابی قرار گرفت. گازوئیل به دلیل سخت‌تجزیه‌پذیری زیستی و به عنوان یکی از آلاینده‌های نفتی، به عنوان آلاینده هدف انتخاب شد. از مواد مغذی (P و N) در محیط رشد و از امولسیفایر Tween ۸۰ و Span ۶۰ استفاده شد. در این ارزیابی، تاثیر غلظت‌های مختلف گازوئیل (۵۰ و ۱۰۰ میلی‌گرم بر لیتر) و شوری (۶، ۱۳ و ۳۵ گرم بر لیتر) بر تجزیه زیستی گازوئیل در شرایط دما و pH ثابت مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفت. مقادیر BOD در شوری‌های ۶، ۱۳ و ۳۵ گرم بر لیتر و در غلظت ۵۰ میلی‌گرم بر لیتر گازوئیل، به ترتیب ۱۵۰۰، ۱۷۰۰ و ۱۸۰۰ میلی‌گرم بر لیتر و همچنین، در پساب حاوی ۱۰۰ میلی‌گرم بر لیتر گازوئیل، مقادیر BOD در همین شوری‌ها به ترتیب ۲۰۰۰، ۲۱۰۰ و ۱۶۰۰ میلی‌گرم بر لیتر به دست آمد. آنالیز نتایج فوق می‌توان مشاهده نمود که سویه انتخابی در حذف گازوئیل وابسته به میزان شوری می‌باشد. ضریب ثابت واکنش در غلظت ۵۰ میلی‌گرم بر لیتر گازوئیل با افزایش شوری روند افزایشی نشان داد، اما در غلظت ۱۰۰ میلی‌گرم بر لیتر و با افزایش شوری تا ۳۵ گرم بر لیتر، کاهش یافت. همچنین تاثیر شوری بر متابولیسم و مکانیسم تجزیه پساب در شوری ۶ گرم در لیتر کاهش چشمگیری نسبت به شوری ۱۳ و ۳۵ گرم در لیتر مشاهده شد.

### کلمات کلیدی

آب همراه نفتی

شوری

فرایند زیستی

هالوباسیل هالوفیلوس

گازوئیل

BOD

### ۱- مقدمه

زیستی تقسیم کرد. تاکنون تحقیقات گسترده‌ای در زمینه به‌کارگیری و بهینه‌سازی این روش‌ها با هدف افزایش کارایی تصفیه و کاهش آثار زیست‌محیطی انجام شده است. در روش‌های فیزیکی تصفیه، ترکیبات آلی محلول در آب همراه نفتی (و در برخی موارد فلزات سنگین) از طریق جذب سطحی روی سطوح متخلخل موادی مانند کربن فعال، ارگانوکلایها، کوپلیمرها، ژئولیت‌ها و رزین‌ها حذف می‌شوند [2]. کربن فعال پس از اشباع معمولاً با استفاده از فرایند

یکی از منابع آلاینده‌ای که در صنعت نفت و گاز تولید می‌شود، آب همراه نفتی است. در صورت عدم تصفیه مناسب، این پساب می‌تواند مشکلات زیست‌محیطی قابل توجهی ایجاد کند [1]. برای تصفیه آب همراه نفتی، روش‌های متعددی به کار گرفته شده است که هر یک دارای ویژگی‌ها و مزایای خاص خود هستند. این روش‌ها را می‌توان به طور کلی به سه دسته فیزیکی، شیمیایی و

\* رایانامه نویسنده مسئول: h.a.rad@nit.ac.ir - ORCID: 0000-0001-7983-1568

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



اکسیداسیون حرارتی در حضور هوای مرطوب بازسازی می‌شود [2].

کربن فعال قادر است ترکیبات<sup>۱</sup> BTEX محلول در آب را حذف کند، در حالی که ارگانوکلی توانایی جذب و حذف هیدروکربن‌های آزاد و نامحلول را دارد. این هیدروکربن‌ها بخشی از ترکیباتی هستند که به صورت محلول نیز وجود دارند و در اندازه‌گیری شاخص‌های کل هیدروکربن‌های نفتی (TPH) و روغن و گریس (O&G) نقش دارند [3]. ارگانوکلی از طریق ترکیب خاک رس مونتموریلونیت سدیم با نمک‌های آمونیوم چهارتایی تولید می‌شود [3]. هنگامی که ارگانوکلی همراه با کربن فعال به کار گرفته می‌شود، غلظت هیدروکربن‌ها تا سطح استانداردهای کیفیت آب کاهش می‌یابد [4]. از آنجایی که میکروارگانیسم‌ها توانایی استفاده از گازوییل را به عنوان منبع کربن دارند، می‌توانند به طور گسترده به عنوان عامل زیست‌پالایی مورد استفاده قرار گیرند.

تاکنون بیش از ۳۰ گونه باکتری گزارش شده‌اند که قادرند گازوییل را به طور کامل تجزیه کرده و آن را به ترکیبات غیرخطرناک  $\text{CO}_2$  و  $\text{H}_2\text{O}$  تبدیل کنند [5]. روند تخریب گازوییل توسط باکتری‌ها جداسازی شده از محیط الوده نفتی می‌تواند منجر به افزایش راندمان حذف به دلیل فراهم بودن شرایط رشد عنوان نمود [6]. پارامترها مهم در فرایند تجزیه مانند نوع میکروارگانیسم، قابلیت حل‌الیت نمودن گازوییل، pH، دما، در دسترس بودن اکسیژن، در دسترس بودن مواد مغذی و سطح شوری، برای دستیابی به کارایی حذف بالا بسیار مفید خواهد بود [5]. در روش‌های زیستی از میکروارگانیسم‌های هوازی و بی‌هوازی آب همراه نفتی مورد استفاده قرار می‌کنند [7]. در فرآیندهای تصفیه هوازی، محققان از روش‌ها و سیستم‌های مختلفی مانند لجن فعال، فیلترهای جریان، راکتورهای ناپیوسته متوالی (SBRs)، راکتورهای کیموستات (Chemostat)، فیلترهای هوادهی زیستی (BAF)، لاگون‌ها و تالاب‌های تصفیه‌ای استفاده کرده‌اند [8].

در تحقیقات انجام شده از چهار منبع برای رشد زیست توده استفاده شده است [9]. باکتری‌ها را می‌توان از محیط‌های طبیعی، مکان‌های آلوده به هیدروکربن‌های نفتی، منابع تجاری (بانک‌های میکروارگانیسم)، منابع ویژه و همچنین از لجن فاضلاب سازگار شده در فرآیندهای تصفیه زیستی جداسازی و مورد مطالعه

قرار داد [10].

با استفاده از یک جداکننده روغن به عنوان پیش‌تصفیه در فرآیند لجن فعال متعارف، برای تجزیه آلاینده‌های هیدروکربنی در واحد تصفیه لجن فعال، میزان حذف هیدروکربن‌های نفتی (TPH) تا ۹۸-۹۹٪، با زمان ماند سلولی ۲۰ روز، به دست آمد [11]. بررسی کارایی حذف COD در سیستم SBR حاوی میکروارگانیسم‌های سازگار شده، با استفاده از درصدهای مختلف فاضلاب ترکیبی انجام شد [12]. در مخلوط‌های فاضلاب با نسبت‌های ۳۵ و ۴۵ (حجمی/حجمی) درصد، بازده حذف اکسیژن‌خواهی شیمیایی ( $\text{COD}^2$ ) در بازه‌ای بین ۳۰٪ تا ۵۰٪ قرار گرفت [13].

تأثیر میزان حذف  $\text{TOC}^3$  در فرایند SBR بالاتر از فیلتر جریان یا کیموستات بود اما عملکرد مداوم SBR می‌تواند منجر به از دست دادن زیست توده شود [9]. از سطوح زیستی چرخان (RBC) برای تصفیه پساب آب همراه نفتی استفاده شد [14]. در این مطالعه، از میکروارگانیسم‌های موجود در تانک هوادهی فاضلاب شهری برای رشد بایوفیلم روی سطح دیسک‌های زیستی چرخان (RBC) استفاده شد [15]. شرایط شوری در سیستم پایین بود که این موضوع منجر به بهره‌وری بالا در فرآیند تصفیه شد. میزان حذف BOD در واحدهای تولیدی روغن و گریس، به ترتیب ۹۴ و ۷۴ درصد با استفاده از زیست توده حاصل از فاضلاب شهری به دست آمد [16]. زیرا غلظت بالای کلرید سدیم باعث استرس محیطی، آثار تخریبی میکروبی و از دست دادن زیست توده می‌شود [17]. در مخزن هوادهی تصفیه‌خانه‌های فاضلاب شور، رشد میکروارگانیسم‌های میله‌ای بر جامعه میکروبی تسلط دارند [18]. علاوه بر تخریب سلولی، کاهش باکتری‌های رشته‌ای می‌تواند بر فرایند لخته‌سازی باکتری‌ها تأثیر بگذارد و موجب افزایش جامدات معلق یا افزایش کدورت پساب خروجی را در تصفیه زیستی فاضلاب شور افزایش دهد و همچنین با توجه به عدم لخته‌سازی مناسب، تشکیل لخته‌های سوزنی شکل و در نهایت منجر به عدم ته‌نشینی مناسب می‌شود [19].

در مطالعه دیگری، استفاده از میکروارگانیسم‌های تجاری گروه B350M و B350 نوع باکتری‌ها که در حامل‌های پلی‌آمونیاکوم

<sup>2</sup> Chemical Oxygen Demand

<sup>3</sup> Total Organic Carbon

<sup>1</sup> Benzene, Toluene, Ethylbenzene, Xylenes

می‌شود) برای تجزیه زیستی گازوییل از ۱۵:۳ تا ۱۰:۱ تا ۱۲۰:۱. گزارش داد که نسبت مطلوب N/P در فرآیند تخریب هیدروکربن‌ها از ۲,۴ تا ۱۰ بود [29].

در این تحقیق علی‌رغم مطالعات انجام شده در خصوص تصفیه زیستی پساب حاوی گازوییل به روش‌های متعارف، محدودیت عملکرد تجزیه گازوییل در شوری‌های مختلف با استفاده از باکتری‌های متعارف عملکرد مناسبی گزارش نشده است. در این بررسی تجربی از باکتری هالوباسیل هالوفیلوس تجاری بدلیل داشتن قابلیت تحمل شوری بالا مورد استفاده قرار گرفت [30]. همچنین در این پژوهش، میزان اکسیژن‌خواهی پساب حاوی غلظت‌های مختلف گازوییل در شرایط شوری متفاوت تعیین شد. علاوه بر این، ضریب ثابت واکنش مربوط به حذف غلظت‌های مختلف گازوییل در سطوح مختلف شوری مشخص شد. در نهایت، توانایی این سویه در حذف گازوییل در شوری‌های گوناگون مورد بررسی قرار گرفت.

## ۲- مواد و روش‌ها

در این تحقیق تجربی پارامترها کیفی تاثیرگذار در فرایند تجزیه زیستی گازوئیل مانند سویه باکتری، نوع امولسیفایر، pH دما، اکسیژن محلول و سطح شوری در این تحقیق تجربی مورد تحقیق قرار گرفت.

### ۲-۱- سویه باکتری

در این تحقیق، باکتری هالوباسیلوس هالوفیلوس (*Halobacillus halophilus*) از بانک ذخایر ژنتیکی ایران (شرکت زیست کاوش ایرانیان) به صورت کشت فعال خریداری شد و به صورت تدریجی و پلکانی با محیط حاوی گازوئیل سازگارسازی شد. این سویه برای سازگاری در محیط‌های فوق شور شروع به تولید پرولین به جای گلوتامات و گلوتامین می‌کند که این پرولین تولید شده خواص اسمزی بیشتری نسبت به گلوتامات داشته (همچنین به آن اصطلاحاً یک سازگارساز compatible solute گفته می‌شود) به علت آنکه بدون آسیب رساندن به پروتئین‌ها و ساختارهای سلولی، به حفظ آب داخل سلول کمک می‌کند [31].

یک باکتری هالوفیل، گرم‌مثبت و اسپورساز با توانایی رشد در شرایط شور و دمایی گسترده، قادر است هیدروکربن‌ها را به عنوان

الحاقی را بررسی کرد، در این مطالعه دویو راکتور هواهی BAF مورد بررسی قرار گرفت [20]. نتایج نشان داد که در زمان ماند هیدرولیکی ۴ ساعت و بار حجمی ۱/۰۷ کیلوگرم COD/متر مکعب (روز) می‌تواند به ترتیب ۷۸ و ۹۴ درصد TOC و هیدروکربن‌های نفتی را بدون حضور شوری حذف کند [21]. باکتری‌های جدا شده از مناطق آلوده به گازوئیل دارای متابولیسم متفاوتی هستند که می‌تواند آنها را در تخریب گازوئیل موثرتر کند [9]. همچنین از روش‌های طبیعی مانند یک لاگون دو مرحله‌ای که به صورت سری که مخزن اصلی برای اکسید کردن روغن معلق و ترکیبات آلی محلول بود و لاگون دوم برای اکسید کردن ترکیبات آمونیاک محلول طراحی شده بود [5] با این حال، از اکسیداسیون زیستی یک مرحله‌ای برای حذف آمونیاک و فنول‌ها از پساب استفاده شد [22]. اگرچه راندمان حذف در لاگون در مقایسه با وتلند زیر سطحی بالا بوده ولی وابستگی آن به دما احتمال الودگی آب‌های زیر زمینی در شرایط خاص مورد بهره برداری می‌شود [23]. یکی دیگر از روش‌های طبیعی استفاده از گیاهان می‌باشند مانند فناوری بستر نی (REED BED) با استفاده از یک گیاه برای زیست پالایی فاضلاب می‌تواند هیدروکربن‌ها و فلزات سنگین را حذف کنند [24]. یک بستر ۸۰۰ متر مربعی شامل نی با گیاه *Phragmites australis* برای تصفیه ۲۰ متر مکعب در روز پس آب همراه نفتی استفاده شد، نتایج نشان داد که بیش از ۹۸ درصد هیدروکربن‌ها حذف شدند [25]. تصفیه زیستی در حل مشکلات ناشی از تخلیه گازوییل راه حل مناسبتری از روش‌های فیزیکی و شیمیایی است [26]. به دلیل دوستدار محیط زیست، هزینه و انرژی کم برای اصلاح محیط آلوده به گازوئیل بکار گرفته می‌شود، روش زیستی می‌تواند در مناطق آلوده بزرگ، خاک‌های آلوده هیدروکربن‌ها و نشت نفت در اقیانوس استفاده شود [27].

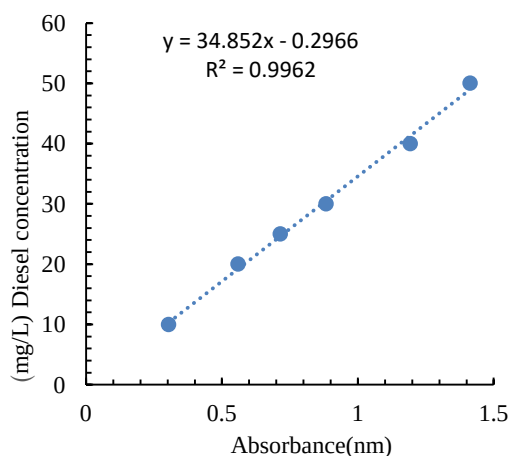
از آنجایی که ساختار گازوییل به تنهایی شرایط رشد باکتری‌ها را فراهم نمی‌کند پس در دسترس قرار دادن مواد مغذی، شرایط تجزیه زیستی ترکیبات نفتی را امکان پذیر می‌سازد پس در فرایند تجزیه زیستی به منابع نیتروژنی، ترکیبات فسفری و در نهایت به ریزمغذی‌های معمول در فاضلاب شهری نیاز است [۲۸]. ترکیب بهینه مواد مغذی ضروری (معمولاً به عنوان نسبت C:N:P نامیده

شد تا دقت نتایج تضمین شود. در مرحله دوم، محلولی از دی کلرومتان و گازوئیل آماده شد. این محلول به طور مناسب رقیق شد تا بتوان با اسپکتروفتومتر آن را اندازه گیری کرد. نمونه در کووت های دستگاه قرار گرفت و آزمایش آغاز شد. در طول آزمایش، مشاهده شد که طول موج ۲۳۴ نانومتر بیشترین میزان جذب را دارد. این نقطه بیشینه نشان می دهد که گازوئیل در این طول موج بیشترین جذب را دارد و از این طریق می توان غلظت گازوئیل را با دقت تعیین کرد. پس از تعیین طول موج، منحنی استاندارد غلظت گازوئیل در دی کلرومتان تهیه شد. محلول هایی با غلظت های ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ میلی گرم بر لیتر گازوئیل ساخته شده و میزان جذب نور آنها با اسپکتروفتومتر اندازه گیری شد. سپس نمودار آن رسم شد. در شکل (۱) غلظت گازوئیل و عدد جذب نشان داده شده است که از طریق آن می توان غلظت گازوئیل را محاسبه کرد.

جدول ۱. مشخصات محیط کشت باکتری (مارین براث)

Table 1- Characteristics of the bacterial culture medium (marine broth)

| Material name      | Amount | Material name      | Amount |
|--------------------|--------|--------------------|--------|
| Sodium fluoride    | 2.4 mg | Yeast extract      | 0.55 g |
| Sodium chloride    | 29.45g | Ferric iron        | 1 g    |
| Boric acid         | 22 mg  | Magnesium chloride | 0.1 g  |
| Potassium bromide  | 0.08 g | Calcium chloride   | 5.9 g  |
| Peptone            | 5 g    | Sodium bicarbonate | 0.16 g |
| Ammonium nitrate   | 1.6 mg | Sodium silicate    | 34 mg  |
| Disodium phosphate | 8 mg   | Potassium chloride | 4 mg   |
| Sodium sulfate     | 3.24 g |                    |        |



شکل ۱. نمودار استاندارد گازوئیل

Fig. 1. Gasoline standard chart

منبع کربن مصرف کند. به دلیل این ویژگی، این میکروارگانیسم ها گزینه ای امیدبخش برای زیست پالایی پساب ها و محیط های فوق شور آلوده ترکیبات نفتی محسوب می شوند. محیط کشت مورد استفاده برای رشد این سویه از باکتری محیط کشت پودری مارین براث دارای جرم مولی (37.4 g/mol) از سایت بانک ذخایر ژنتیکی ایران خریداری شد که مشخصات آن به شرح جدول (۱) است.

## ۲-۲- محیط کشت و تلقیح باکتری

محیط کشت استفاده شده برای رشد این سویه مارین براث (Marine Broth 2216) می باشد که نسبت C:N:P برای این محیط کشت تقریباً ۱۰۰:۱۰:۱ است که با نسبت استوکیومتری مورد نیاز برای رشد میکروبی سازگار می باشد. برای تهیه محیط کشت مایع، مقدار ۳۷/۴ گرم پودر مارین براث در یک لیتر آب مقطر حل و محلول حاصل در دمای ۵۰ درجه سانتی گراد روی همزن مغناطیسی هم زده شد تا به خوبی یکنواخت شود. سپس محیط کشت در دمای ۱۲۱ درجه سانتی گراد به مدت ۱۵-۲۰ دقیقه در اتوکلاو استریل شد. پس از سرد شدن، در شرایط استریل زیر هود لامینار، حدود یک سوم حجم ارلن ۲۵۰ میلی لیتری با محیط کشت پر شد. برای تلقیح، لوپ تلقیح پس از استریل شدن روی شعله، باکتری را از پلیت کشت فعال برداشت و به درون محیط مایع منتقل کرد. این عمل چند مرتبه تکرار شد تا انتقال کافی باکتری به محیط کشت مایع انجام گیرد. کلیه مراحل تحت شرایط استریل انجام شد. به مجموع این فرایندها تلقیح گفته می شود.

## ۲-۳- منحنی استاندارد گازوئیل

برای رسم منحنی استاندارد، ابتدا یک نمونه خالص از دی کلرومتان آماده شد تا به عنوان مرجع برای اندازه گیری طیفی استفاده شود. در مرحله اول، دستگاه اسپکتروفتومتر تنظیم شد تا طیف خوانی انجام شود. این دستگاه قادر است میزان نوری را که از نمونه عبور می کند در بازه طول موج ۲۰۰ تا ۳۰۰ نانومتر اندازه گیری کند. منحنی ای که دستگاه رسم می کند، نشان دهنده جذب نور در طول موج های مختلف است و معمولاً یک نقطه بیشینه دارد که بیشترین جذب را در یک طول موج خاص نشان می دهد. قبل از شروع آزمایش، میزان جذب دستگاه به صفر تنظیم

۳۵ گرم در لیتر نمک بر تجزیه‌پذیری زیستی گازوئیل در دو غلظت ۵۰ و ۱۰۰ میلی گرم در لیتر مورد بررسی قرار گرفت. آزمایش‌ها در دمای محیط  $25^{\circ}\text{C}$  انجام گرفت.

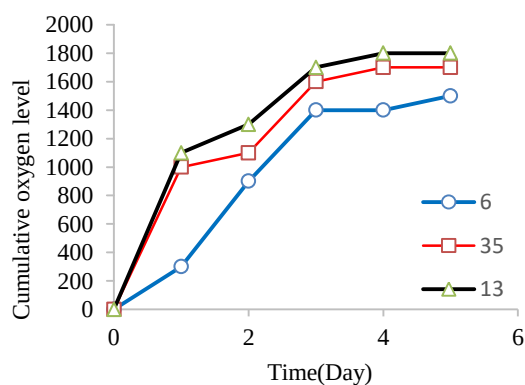
### ۳- نتایج و بحث

در این تحقیق تاثیر میزان شوری بر تجزیه زیستی گازوئیل مورد ارزیابی تجربی قرار گرفت. شکل (۳) راندمان حذف گازوئیل ۵۰ میلی گرم در لیتر در شوری‌های مختلف گازوئیل در غلظت ۵۰ میلی گرم در لیتر و شوری‌های ۶، ۱۳، ۳۵ گرم در لیتر توسط باکتری هالوباسیل هالوفیلوس را نشان می‌دهد. از این شکل می‌توان مشاهده نمود که راندمان حذف گازوئیل در شوری ۶ گرم در لیتر کمتر از ۱۳ و ۳۵ گرم در لیتر است.



شکل ۲. تصویر راکتور مورد استفاده

Fig. 2. The Used Reactor



شکل ۳. راندمان حذف گازوئیل ۵۰ میلی گرم در لیتر در شوری‌های مختلف

Fig. 3. Diesel removal efficiency of 50 mg/L in different salinities

### ۲-۴- تهیه امولسیون پایدار گازوئیل در آب و چگونگی ترکیب

#### با محیط کشت

برای تهیه امولسیون پایدار گازوئیل در آب، از دو نوع امولسیفایرهای شامل توین ۸۰ و اسپن ۶۰ استفاده شد. ابتدا مقدار ۰,۲ گرم توین ۸۰ در ۲۵۰ میلی لیتر آب، و همزمان ۰,۲ گرم اسپن ۶۰ در ۲۵۰ میلی لیتر گازوئیل حل شد، این دو محلول به مدت ۲۴ ساعت در دمای ۵۰ درجه سانتی گراد تحت هم‌زدن مداوم قرار گرفتند تا انحلال کامل امولسیفایرها در فازهای مربوطه انجام شود. پس از آماده‌سازی محلول‌های اولیه، امولسیون‌هایی با غلظت‌های ۱۰، ۵۰ و ۱۰۰ میلی گرم در لیتر تهیه شدند. در ادامه، برای شبیه‌سازی شرایط آب همراه نفتی، بخشی از منبع کربنی موجود در محیط کشت مارین براث به صورت مرحله‌ای حذف شد و به جای آن، از امولسیون حاوی گازوئیل به عنوان منبع کربن جایگزین استفاده شد. در نهایت، با ترکیب این امولسیون با محیط کشت، نمونه‌هایی از آب همراه مصنوعی (Synthetic Produced Water) تهیه شد.

### ۲-۵- سازگار سازی باکتری

به طور کلی برای اینکه یک باکتری یک ماده جدید را به عنوان منبع اصلی خود مصرف کند یک دوره زمانی چند هفته‌ای به طول می‌انجامد به این دوره زمانی سازگار سازی می‌گویند. برای سازگاری باکتری با مواد غذایی جدید در چندین دوره ۷ روزه امولسیون گازوئیل به تدریج جایگزین بخشی از منبع کربنی محیط کشت شد، این روند ادامه پیدا می‌کند تا رشد زیست توده در راکتور افزایش یابد. میزان رشد باکتری هالوباسیل هالوفیلوس را می‌توان به مصرف منبع کربنی موجود در گازوئیل مرتبط دانست که این افزایش زیست توده با روش‌های چگالی نوری و شمارش باکتری تایید شد.

### ۲-۶- حذف زیستی گازوئیل در غلظت‌های مختلف

در این تحقیق برای ارزیابی میزان حذف پساب مصنوعی حاوی غلظت‌های مختلف گازوئیل از یک راکتور ناپیوسته به حجم ۳۰۰ میلی لیتر استفاده شد. برای تامین اکسیژن مورد نیاز و تاثیر آن بر فرایند تجزیه آب فراوری شده از پمپ هوادهی استفاده شد تا کمترین میزان اکسیژن محلول ۲ میلی گرم در لیتر تامین شود (شکل ۲). فرایند زیستی در شرایط شوری‌های متفاوت با مقادیر ۶، ۱۳ و



می شود که در شوری های بالا (۱۳ و ۳۵ گرم بر لیتر) منحنی های مصرف اکسیژن تقریباً رفتاری مشابه دارند. این شباهت می تواند نشان دهنده عملکرد مشابه باکتری ها در این دو سطح شوری باشد که بیانگر سازگاری زیستی آن ها با شرایط فوق شور است از سوی دیگر، در شوری ۶ گرم بر لیتر، مصرف اکسیژن نسبت به زمانی که غلظت گازوئیل ۵۰ میلی گرم بر لیتر بوده افزایش قابل توجهی داشته است، این رشد می تواند ناشی از بهبود شرایط محیطی برای رشد باکتری در حضور غلظت بالاتر گازوئیل باشد. افزایش منابع کربنی می تواند منجر به افزایش نرخ اکسیداسیون و تولید بیشتر زیست توده شود، همچنین، افزایش غلظت گازوئیل تا ۱۰۰ میلی گرم بر لیتر ممکن است نسبت عناصر C/N/P را در محیط کشت بهینه کرده باشد؛ موضوعی که می تواند نقش مؤثری در افزایش نرخ متابولیسم و رشد باکتری ایفا کند. در شکل (۴) همچنین می توان تاثیر همزمان شوری و غلظت گازوئیل بر میزان اکسیژن خواهی پساب حاوی گازوئیل را مورد توجه قرار داد. در غلظت ۱۰۰ میلی گرم در لیتر میزان اکسیژن خواهی در شوری ۱۳ گرم در لیتر بیشتر از ۳۵ گرم بود. برای بدست آوردن ضریب ثابت واکنش از روش های مختلفی می توان بدست آورد. در این تحقیق از داده های آزمون BOD با استفاده از روابط توماس به دست آمد.

ضریب ثابت واکنش تعیین کننده سرعت واکنش مصرف میزان مواد غذایی موجود در فاضلاب می باشد هرچه این ضریب بزرگتر تجزیه پذیری بالاتر و از طرفی می تواند تعیین کننده میزان هوادهی و زمان ماند در تانک هوادهی باشد. برای بدست آوردن دو پارامتر ضریب ثابت واکنش و BOD نهایی از رابطه توماس به شرح زیر استفاده شد:

$$\left(\frac{t}{y}\right)^{\frac{1}{3}} = kl_0 - \frac{k_0^{\frac{2}{3}}}{6 * l_0^{\frac{1}{3}}} * t \quad (1)$$

t = زمان بر حسب روز

y = میزان BOD بر حسب میلیگرم بر لیتر

k = ضریب ثابت واکنش بر روز

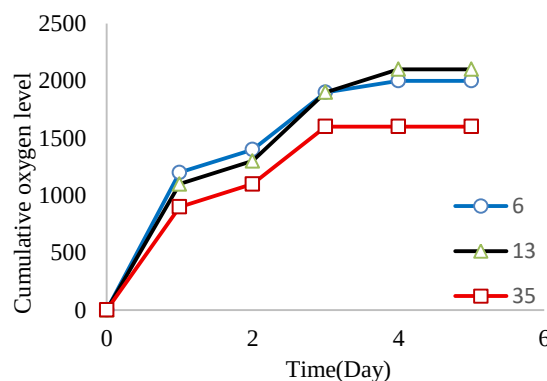
$l_0$  = BOD نهایی میلی گرم در لیتر

چنانچه معادله توماس را به شکل معادله یک خط رسم شود

می توان مقادیر ضریب K و BOD نهایی را محاسبه نمود.

$$Y = a + bx \quad (2)$$

$$bx + a = \left(\frac{t}{y}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$



شکل ۴. کارایی حذف گازوئیل (۱۰۰ میلی گرم در لیتر) در شوری های مختلف

Fig. 4. Diesel removal efficiency of 100 mg/L in different salinities

مطابق با نتایج ارائه شده در شکل (۳)، در شوری های ۱۳ و ۳۵ گرم بر لیتر منجر به افزایش چشمگیر مصرف اکسیژن در بازه زمانی ۰ تا ۱ روز شد. به گونه ای که میزان اکسیژن مصرفی در این شوری، تقریباً سه برابر بیشتر از مقدار مصرفی در شوری ۶ گرم بر لیتر می باشد. این افزایش می تواند ناشی از سازگاری بهتر و فعالیت زیستی بالاتر باکتری ها در محیط های با شوری بالا باشد. یا بخش مواد با تجزیه پذیری بالا ابتدا مصرف شده یا با توجه به ماهیت هالوفیل (نمک دوست) بودن سویه مورد استفاده *Halobacillus halophilus*، این رفتار کاملاً قابل انتظار است. در پایان روز پنجم، میزان اکسیژن مصرف شده در شوری ۳۵ گرم بر لیتر حدود ۳۰۰ میلی گرم بیشتر از شوری ۶ گرم بر لیتر گزارش شده است. این موضوع حاکی از اکسیداسیون مؤثرتر ترکیبات آلی و تجزیه بیشتر گازوئیل در شرایط شوری بالاست. با این حال، میزان BOD در شوری ۳۵ گرم بر لیتر نسبت به شوری ۱۳ گرم بر لیتر در پایان دوره، کاهش حدود ۵،۵ درصدی را نشان می دهد که بیانگر کاهش نسبی کارایی در بلندمدت است. همچنین نتایج نشان می دهند که منحنی مصرف اکسیژن در شوری ۱۳ گرم بر لیتر در بیشتر زمان آزمایش بالاتر از سایر شوری ها قرار دارد. بنابراین، می توان نتیجه گرفت که تجزیه زیستی پساب حاوی گازوئیل در این سطح از شوری بهینه تر انجام گرفته و شرایط محیطی برای رشد و فعالیت باکتریایی در این شوری مناسب تر بوده است.

بر اساس نمودار ارائه شده در شکل (۴)، که نمایانگر روند مصرف اکسیژن در سه سطح شوری ۶، ۱۳ و ۳۵ گرم بر لیتر در حضور غلظت ۱۰۰ میلی گرم بر لیتر گازوئیل است، مشاهده

میزان فشار اسمتیک باکتری هالوباسیل هالوفیلوس افزایش یافته و باعث کاهش رشد میکرواورگانیزم می شود. [31]

با توجه به شکل (۶) می توان افزایش ضریب ثابت واکنش را با افزایش شوری مشاهده نمود اگرچه منحنی بدست آمده نشان می دهد که با افزایش شوری ضریب ثابت واکنش افزایش می یابد. ولی مطالعات نشان می دهد با افزایش شوری فشار اسمتیک بین سلولی مانع رشد و نمو باکتری ها شده و عملاً نرخ تجزیه باید کاهش پیدا کند، چنانچه شوری با غلظت ۲۵ گرم در لیتر هم مورد آزمایش قرار می گرفت ممکن بود نرخ ثابت واکنش از شوری ۳۵ بالاتر رود.

### ۳-۱- راندمان حذف گازوئیل

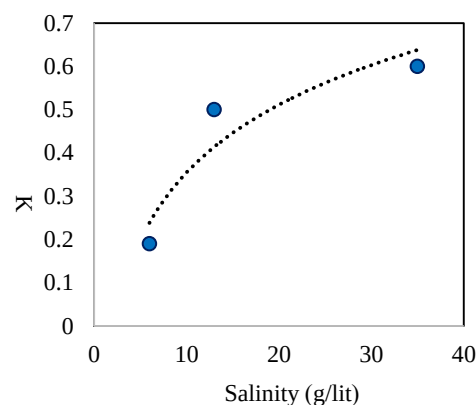
در شوری های ۶، ۱۳، ۳۵ گرم در لیتر و همچنین غلظت های ۵۰ و ۱۰۰ میلی گرم در لیتر گازوئیل که همراه تلقیح باکتری بودند، نمونه های COD گرفته شد که نتایج آن به شرح زیر است:

با توجه به ساختار گازوئیل، تجزیه شیمیایی آن امکان پذیر است و تنها با افزودن مواد مغذی مانند نیتروژن و فسفر، تجزیه بیولوژیکی آن میسر شد. برای وقوع تجزیه بیولوژیکی، نسبت BOD<sub>5</sub>/COD باید در محدوده مناسب باشد. بر اساس جدول (۲) و نتایج آزمایش های BOD، میزان بیودگرایدیلیتی گازوئیل توسط سویه میکروبی مورد استفاده با توجه به نسبت BOD<sub>5</sub>/COD تقریباً ۰٫۵ به دست آمد، که نشان دهنده قابلیت تخریب متوسط این سوخت توسط میکرواورگانیزم ها است.

### ۳-۲- تاثیر شوری بر آزمایش COD

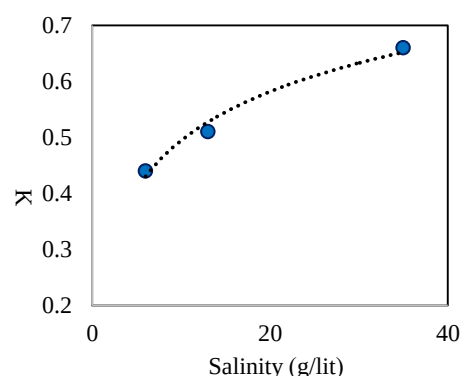
از آزمایش COD برای تعیین میزان الودگی پساب مصنوعی با غلظت مواد مغذی و گازوئیل مشابه استفاده شد قبل از اندازه گیری مقدار COD گازوئیل سهم COD را بودن توین ۸۰ آزمایش شد که نتایج این آزمایش نشان داد که سهم COD این امولسیفایر بسیار ناچیز بود و این نتایج بر اساس برگه ایمنی ماده (SDS) مربوط به توین ۸۰ از شرکت Sigma-Aldrich با شماره محصول P8074، تایید شد.

جدول (۲) نمونه های COD در شوری ها و غلظت های متفاوت را نشان می دهد. افزایش مقادیر COD در غلظت ثابت ۵۰ میلی گرم در لیتر با افزایش شوری میزان COD پساب نیز افزایش می یابد. در غلظت ثابت ۱۰۰ میلی گرم در لیتر در شوری های مختلف ۱۳، ۶ و



شکل ۵. اثر شوری بر ثابت واکنش (100 میلی گرم/لیتر گازوئیل)

Fig. 5. Salinity effect on reaction constant (50 mg/L diesel)



شکل ۶. اثر شوری بر ثابت واکنش (100 میلی گرم/لیتر گازوئیل)

Fig. 6. Salinity effect on reaction constant (100 mg/L diesel)

جدول ۲. نمونه های COD در شوری ها و غلظت های متفاوت

Table 2. COD samples in different salinities and concentrations

| Row | Salinity (mg/L) | Diesel fuel (mg/L) | COD (mg/l) |
|-----|-----------------|--------------------|------------|
| 1   | 6               | 50                 | 3038       |
| 2   | 13              | 50                 | 3100       |
| 3   | 35              | 50                 | 3750       |
| 4   | 6               | 100                | 4000       |
| 5   | 13              | 100                | 4100       |
| 6   | 35              | 100                | 5150       |

با توجه به شکل (۵) میتوان به این نتیجه رسید که با بالا رفتن غلظت شوری ضریب ثابت واکنش افزایش می یابد و این بدان معنا می باشد که تجزیه پذیری افزایش یافته است چرا با توجه به نتایج موجود در شوری های ۱۳ و ۳۵ نرخ واکنش به دلیل ویژگی نمک دوست بودن یا تحمل در شوری های بالای باکتری ضریب ثابت واکنش نسبت به شوری ۶ افزایش یافته ولی بین شوری ۱۳ و ۳۵ تفاوت انچنانی دیده نمی شود، این اختلاف کم بین ضریب واکنش ۱۳ و ۳۵ می تواند به این دلیل باشد که در شوری های بالا

گرم در لیتر با شوری‌های مختلف به صورت خطی و توانی به ترتیب افزایش می‌یابد. این ویژگی در سیستم‌های تصفیه خانه‌های فاضلاب متعارف با افزایش شوری میزان ضریب ثابت واکنش کاهش و در نهایت راندمان تجزیه کاهش می‌یابد در این بررسی تجربی در شرایط غلظت بالا کلرید سدیم که منجر به زوال سلولی و عدم لخته سازی و کاهش رشد شده، در این سویه مشاهده نشد.

#### قدردانی

نویسندگان از حمایت معنوی دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، گروه مهندسی عمران محیط زیست، دانشکده مهندسی عمران تشکر می‌کنند.

#### تعارض منافع

هیچ تعارض منافعی برای نویسندگان این مقاله در انتشار آن وجود ندارد.

#### سهم نویسندگان

سهم هر سه نویسنده برابر است یعنی برابر با ۳۳/۳ درصد است.

#### منابع مالی

در این تحقیق، از امکانات دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل کمک گرفته شد و از منابع مالی استفاده نشده است.

#### بیانیه هوش مصنوعی

در این تحقیق از هیچ گونه از ابزارهای هوش مصنوعی استفاده نشده است.

۳۵ میلی گرم در لیتر میزان COD افزایش یافت. دلیل افزایش مقدار COD را به وجود کلر که یک اکسید کننده قوی است در پساب شور نسبت داد. برای تحلیل آماری داده‌ها، هر آزمایش در سه تکرار انجام شد. به منظور بررسی معنی‌داری اختلاف میان نتایج راندمان حذف، از آزمون تحلیل واریانس یک طرفه با سطح اطمینان ۹۵٪ استفاده شد. نتایج نشان داد که اختلاف بین تیمارهای مختلف از نظر نرخ تجزیه گازوئیل معنی‌دار است ( $p < 0.05$ ).

#### ۴- نتیجه گیری

در این پژوهش تجزیه زیستی ترکیبات نفتی به صورت تجربی مورد ارزیابی تجربی قرار گرفت. با توجه به آنالیز نتایج، می‌توان مشاهده نمود که گازوئیل به عنوان منبع کربن مصرف شد و برمبنای ویژگی سویه هالوباسیلوس هالوفیلوس و عملکرد آن در میزان مختلف شوری می‌تواند بر عملکرد و رشد و نمو و آنزیم‌های موثر در فرایند و روند تجزیه هیدروکربن‌های نفتی به وسیله سویه تجاری باکتری مذکور تاثیر مستقیم دارد.

با توجه به نتایج بدست آمده میزان تجزیه هیدروکربن‌های نفتی در شوری ۱۳ گرم در لیتر به بیشترین میزان رسید. در محیط‌های فوق شور (شوری بالاتر از ۳۵ گرم در لیتر) تجزیه به طور موثر انجام نشد و ویژگی‌های خاص باکتری مذکور عامل افزایش عملکرد سویه در شوری‌های بالا در نظر گرفته شد، زیرا فشار اسمزی زیاد می‌تواند رشد سایر میکروارگانیسم‌ها را محدود کند. در نتیجه راندمان حذف در محدوده شوری ۱۳ گرم در لیتر بهترین میزان حذف گازوئیل در غلظت‌های ۵۰ و ۱۰۰ میلی گرم در لیتر، بدست آمد. از بررسی نتایج بدست آمده از ضرایب ثابت واکنش در شرایط آزمایشگاهی در غلظت ثابت گازوئیل ۵۰ و ۱۰۰ میلی

#### References

- [1] He, Y. and Jiang, Z.-W., 2008. Technology review: Treating oilfield wastewater. *Filtration & Separation*, 45(5), pp.14-16.
- [2] Campos, J.C., Borges, R.M.H., Oliveira Filho, A.M., Nobrega, R. and Sant'Anna, G.L., 2002. Oilfield wastewater treatment by combined microfiltration and biological processes. *Water Research*, 36(1), pp.95-104.
- [3] Doyle, D.H. and Brown, A.B., 2000. Produced Water Treatment and Hydrocarbon Removal with Organoclay. In: *SPE Annual Technical Conference and Exhibition*. Dallas, Texas, 1-4 October 2000. Society of Petroleum Engineers. doi: 10.2118/63100-MS
- [4] Wolfe, T.A., Demirel, T. and Baumann, E.R., 1985. Interaction of Aliphatic Amines with Montmorillonite to Enhance Adsorption of Organic Pollutants. *Clays and Clay Minerals*, 33(4), pp.301-311. doi: 10.1348/CCMN.1985.0330404
- [5] Karagiannis, I.C. and Soldatos, G., 2008. Water desalination cost literature: review and assessment. *Desalination*, 223(1-3), pp.448-456. doi: 10.1016/j.desal.2007.02.071
- [6] Seyed Sabour, S.M. and Ghorashi, B., 2024. A comprehensive review of major water desalination techniques and mineral extraction from saline water. *Separation and Purification Technology*, 349, p.127913.

- [7] Samal, K., Geed, S.R. and Mohanty, K., 2022. Hybrid biological processes for the treatment of oily wastewater. In: P. Das, S. Manna and J.K. Pandey, eds. *Advances in Oil-Water Separation*. Elsevier. pp.423-435.
- [8] Kato, S. and Kansha, Y., 2024. Comprehensive review of industrial wastewater treatment techniques. *Environmental Science and Pollution Research*, 31(39), pp.51064-51097.
- [9] Fakhru'l-Razi, A., Pendashteh, A., Abdullah, L.C., Biak, D.R.A., Madaeni, S.S. and Abidin, Z.Z., 2009. Review of technologies for oil and gas produced water treatment. *Journal of Hazardous Materials*, 170(2), pp.530-551.
- [10] Cavone, C., et al., 2025. Natural Hydrocarbon-Contaminated Springs as a Reservoir of Microorganisms Useful for Bioremediation: Isolation and Multilevel Analysis of Hydrocarbonoclastic Bacteria from the Agri Valley (Southern Italy). *Sustainability*, 17(7), p.3083.
- [11] Tellez, G.T., Nirmalakhandan, N. and Gardea-Torresdey, J.L., 2002. Performance evaluation of an activated sludge system for removing petroleum hydrocarbons from oilfield produced water. *Advances in Environmental Research*, 6(4), pp.455-470.
- [12] Zheng, J., et al., 2016. Offshore produced water management: A review of current practice and challenges in harsh/Arctic environments. *Marine Pollution Bulletin*, 104(1), pp.7-19.
- [13] Freire, D.D., Cammarota, M.C. and Sant'Anna, G.L., 2001. Biological treatment of oil field wastewater in a sequencing batch reactor. *Environmental Technology*, 22(10), pp.1125-1135.
- [14] Ghalekhondabi, V., Fazlali, A. and Fallah, B., 2021. Performance analysis of four-stage rotating biological contactor in nitrification and COD removal from petroleum refinery wastewater. *Chemical Engineering and Processing - Process Intensification*, 159, p.108214.
- [15] Safa, M., Alemzadeh, I. and Vossoughi, M., 2014. Biodegradability of oily wastewater using rotating biological contactor combined with an external membrane. *Journal of Environmental Health Science and Engineering*, 12(1), p.117.
- [16] Palmer, L.L., Beyer, A.H. and Stock, J., 1981. Biological Oxidation of Dissolved Compounds in Oilfield Produced Water by a Field Pilot Biodisk. *Journal of Petroleum Technology*, 33(6), pp.1136-1140.
- [17] Tellez, G.T. and Nirmalakhandan, N., 1992. Bioreclamation of Oilfield Produced Wastewaters: Characterization and Feasibility Study. In: J.P. Ray and F.R. Engelhardt, eds. *Produced Water: Technological/Environmental Issues and Solutions*. Boston, MA: Springer US. pp.523-533.
- [18] Ng, H., Ong, S.-L. and Ng, J., 2005. Effects of Sodium Chloride on the Performance of a Sequencing Batch Reactor. *Journal of Environmental Engineering*, 131(12), pp.1659-1667.
- [19] Kargi, F. and Dincer, A.R., 1996. Effect of salt concentration on biological treatment of saline wastewater by fed-batch operation. *Enzyme and Microbial Technology*, 19(7), pp.529-537.
- [20] Kunjiraman, S., et al., 2024. Immobilized microbial consortia: An eco-friendly and sustainable solution for aquaculture waste management. *The Microbe*, 4, p.100100.
- [21] Zhao, X., et al., 2006. Oil field wastewater treatment in Biological Aerated Filter by immobilized microorganisms. *Process Biochemistry*, 41(7), pp.1475-1483.
- [22] Yamagishi, T., et al., 2001. Simultaneous removal of phenol and ammonia by an activated sludge process with cross-flow filtration. *Water Research*, 35(13), pp.3089-3096.
- [23] Fakhru'l-Razi, A., Pendashteh, A., Abdullah, L.C., Biak, D.R.A., Madaeni, S.S. and Abidin, Z.Z., 2009. Review of technologies for oil and gas produced water treatment. *Journal of Hazardous Materials*, 170(2), pp.530-551.
- [24] Mahruki, A., Alloway, B. and Patzelt, H., 2006. *The Use of Reed-Bed Technology for Treating Oil-Production Waters in the Sultanate of Oman*. Vol. 2. Technical Report.
- [25] Gurden, C. and Cramwinckel, J., 2000. Application of Reedbed Technology in Production Water Management. In: *SPE International Conference on Health, Safety and Environment in Oil and Gas Exploration and Production*. Stavanger, Norway, 26-28 June 2000. Society of Petroleum Engineers.
- [26] Chen, Y., Lin, J. and Chen, Z., 2017. Remediation of water contaminated with diesel oil using a coupled process: Biological degradation followed by heterogeneous Fenton-like oxidation. *Chemosphere*, 183, pp.286-293.
- [27] Azubuike, C.C., Chikere, C.B. and Okpokwasili, G.C., 2016. Bioremediation techniques-classification based on site of application: principles, advantages, limitations and prospects. *World Journal of Microbiology and Biotechnology*, 32(11), p.180.
- [28] Imron, M.F., et al., 2020. Future challenges in diesel biodegradation by bacteria isolates: A review. *Journal of Cleaner Production*, 251, p.119716.
- [29] Goyal, A., et al., 2014. Flax and flaxseed oil: an ancient medicine & modern functional food. *Journal of Food Science and Technology*, 51(9), pp.1633-1653.
- [30] Kargi, F. and Dinçer, A., 2000. Use of Halophilic Bacteria in Biological Treatment of Saline Wastewater by Fed-Batch Operation. *Water Environment*

*Research*, 72(2), pp.170-174.

[31] Saum, S.H. and Müller, V., 2008. Regulation of

osmoadaptation in the moderate halophile *Halobacillus halophilus*: chloride, glutamate and switching osmolyte strategies. *Saline Systems*, 4, p.4.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Amini Rad, M.A., Amini Rad, H. and Yousefi Kebria, D., 2026. An Experimental Evaluation of Biodegradation Gasoline. *Modares Civil Engineering journal*, 26(4), pp.35-45.







# Investigating the performance of back-to-back mechanically stabilized earth walls as railway embankments using physical and numerical modeling

Majid Yazdandoust<sup>1\*</sup>, Faezeh Daftari<sup>2</sup>

1. Assistant professor, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran.
2. MS student, Department of Civil and Architecture Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

## Abstract

Back-to-back mechanically stabilized earth walls (BBMSEWs) are important derivative structures that are widely used for roadway ramps and bridge approaches. This type of MSE wall is typically used for railway embankments and consists of two opposing reinforced masses in a back-to-back configuration. The behavior of the BBMSEWs is significantly dependent on the horizontal distance between the opposing reinforced masses and reinforcement arrangement. Despite this dependence and the use of different types and arrangements of reinforcements in back-to-back MSE walls, the combined effect of these two factors on the performance of BBMSEWs, especially those used to support the railway tracks, remains unknown. Therefore, an extensive experimental and numerical investigation on 12 small-scale BBMSEW physical models reinforced by metal-strips and geogrid and 12 numerical ones reinforced by polymer strips and geotextile to assess the effect of reinforcement type, overlap length of the reinforcements and the position of the continuous reinforcements on the behavior of back-to-back MSE walls supporting railway tracks. Six reinforcement arrangements were chosen for reinforcing the wall models. The position of the continuous reinforcements was changed in the first three arrangements to evaluate the effect of connecting the two opposing walls at different points and overlap lengths of 0, 0.3H and 0.6H were used in the last three arrangements to assess the influence of the overlapping reinforcement length. The findings indicated that the reinforcement stiffness played a more prominent role in improving the bearing capacity than the pull-out capacity.

It was found that, although the use of extensible reinforcements increased the facing deformation and decreased the sleeper bearing capacity, it played an influential role in reducing the force mobilized in the reinforcements. The connection of two opposing walls with continuous reinforcements and the complete separation of them from each other were found to be the best and worst reinforcement arrangements, respectively, for improving the bearing capacity and reducing wall deformation in BBMSEWs. The respective use of these two arrangements mobilized the maximum and minimum forces in the reinforcements. Moreover, the creation of a proper connection between the opposing walls using continuous inextensible reinforcements or those with a sufficient overlap lengths were found to be efficient solutions to preventing the propagation of a failure plane across the back-to-back MSE walls.

## Review History

Received: Jul 14, 2025

Revised: Sep 29, 2025

Accepted: Dec 10, 2025

## Keywords

Back-to-back MSE walls

Railway embankments

Geosynthetics

Physical modeling

Numerical modeling

\* Corresponding Author Email: [M.yazdandoust@qom.ac.ir](mailto:M.yazdandoust@qom.ac.ir) - ORCID: 0000-0003-4355-118X



Copyright © 2026, TMU Press. This open-access article is published under the terms of the Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>) which permits Share (copy and redistribute the material in any medium or format) and Adapt (remix, transform, and build upon the material) under the Attribution-NonCommercial terms.

## بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت به عنوان بستر خطوط ریلی با استفاده از مدلسازی فیزیکی و عددی

مجید یزدان دوست<sup>\*۱</sup> (iD)، فائزه دفتری<sup>۲</sup>

۱. استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

۲. دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه آزاد اسلامی-واحد علوم و تحقیقات تهران، تهران، ایران.

### چکیده

### تاریخچه داوری

امروزه دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت به عنوان راه دسترسی و کوله پل‌ها بخش جدایی ناپذیر پروژه‌های راهسازی به‌شمار می‌آیند. قرارگیری دیوارها در نزدیکی یکدیگر سبب شده است که رفتار این دیوارها از پیچیدگی خاصی برخوردار باشد. با وجود وجود این پیچیدگی، در توصیه‌های ارائه شده برای تحلیل و طراحی این دسته از دیوارها، تنها تأثیر فاصله بین دو دیوار لحاظ شده و تأثیر بسیاری از عوامل موثر دیگرمانند نوع و چیدمان المان‌های تسلیح در نظر گرفته نشده است. پس در این تحقیق تلاش شد تا با بهره‌گیری از مدلسازی فیزیکی و عددی دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت، گامی موثر در شناخت تأثیر توأمان نوع و چیدمان المان‌های تسلیح بر عملکرد این سیستم پرکاربرد برداشته شود. نتایج نشان داد اگرچه استفاده از المان‌های تسلیح انعطاف‌پذیر باعث افزایش تغییر شکل‌های جانبی دیوار و کاهش ظرفیت باربری تراورس می‌شود، اما نقش موثری در کاهش نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح و همچنین تبدیل فشار تراورس به فشار افقی ایفا می‌کند. همچنین مشخص شد که اتصال مستقیم دو دیوار مقابل به یکدیگر با استفاده از المان‌های تسلیح پیوسته و جداسازی کامل آنها از یکدیگر به ترتیب بهترین و بدترین چیدمان المان‌های تسلیح برای بهبود ظرفیت باربری و کاهش تغییر شکل دیوار پشت به پشت می‌باشد. این در حالیست که استفاده از این دو چیدمان به ترتیب باعث بسیج بیشترین و کمترین نیرو در المان‌های تسلیح می‌شود.

### کلمات کلیدی

دیوار خاک مسلح پشت به پشت  
بستر خطوط ریلی  
ژئوسنتتیک‌ها  
مدلسازی فیزیکی  
مدلسازی عددی

### ۱- مقدمه

پلسازی مطرح می‌باشند. این دیوارها متشکل از دو دیوار خاک مسلح بوده که به صورت متقارن و با فاصله محدود از یکدیگر مطابق با شکل (۱) ساخته می‌شوند. عرض محدود خاکریز از یک سو و فاصله اندک بین دو دیوار که سبب تأثیر متقابل آنها روی یکدیگر می‌شود از سوی دیگر سبب بروز اختلافات فاحش بین رفتار دیوارهای پشت به پشت و دیوارهای خاک مسلح متداول شده است [1]. این امر سبب شده که در آیین‌نامه‌های طراحی، فاصله میانی دیوارها (فاصله پشت تا

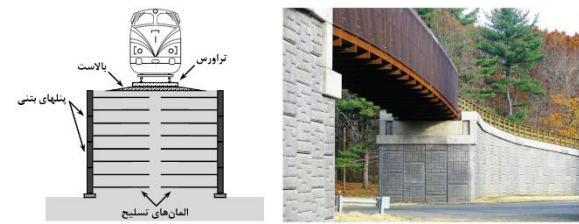
عملکرد مناسب سیستم‌های خاک مسلح و همچنین سهولت و سرعت مناسب اجرای آن در مقایسه با سایر سیستم‌های نگهدارنده سبب شده است که حوزه استفاده از آن در پروژه‌های راهسازی طی دهه‌های اخیر گسترش قابل ملاحظه‌ای یابد. در این میان، پروژه‌های پل‌سازی نیز از این قاعده جدا نبوده است به طوری‌که امروزه دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت برای ساخت راه دسترسی و کوله پل‌ها به عنوان یک بخش اصلی از یک پروژه

\* رایانامه نویسنده مسئول: M.yazdandoust@qom.ac.ir - ORCID: 0000-0003-4355-118X

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به‌صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



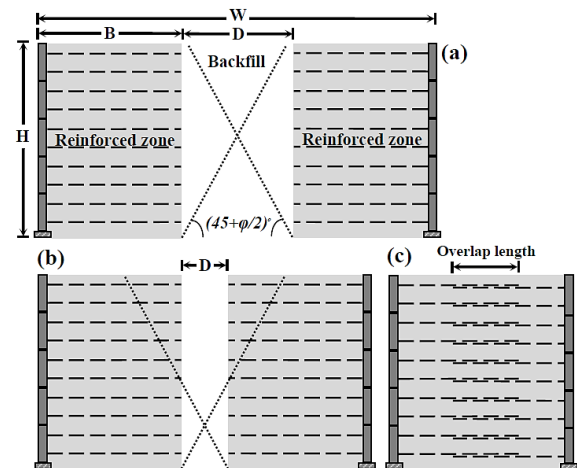
بر اساس این طبقه بندی، بیشترین پیچیدگی رفتار مربوط به گروه های ۲ و ۳ می باشد که این دو گروه بیشترین کاربرد را در صنعت راه سازی به خود اختصاص می دهند. تأثیر پذیری عملکرد دیوارهای خاک مسلح پشت به پشتاز طیف وسیعی از عوامل (از جمله جنس و آرایش المان های تسلیح، هندسه سیستم، شرایط بارگذاری و ...) از یک سو و پیچیده بودن عملکرد این سیستم به دلیل هندسه خاص آن از سوی دیگر منجر به عدم دستیابی به شناختی جامع از عملکرد این سیستم کارآمد برای ارائه دستورالعمل های طراحی شده است [1]. این امر سبب شده است که امروزه تحلیل و طراحی دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت بر اساس آیین نامه های سیستم های متداول خاک مسلح صورت گیرد. از سوی دیگر، عدم تطابق میان عملکرد دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت و سیستم های متداول، درستی استفاده از توصیه های مربوط به سیستم های متداول را برای بکارگیری دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت در هاله ای از ابهام قرار می دهد. این امر سبب شده که مطالعاتی در این حوزه با رویکردهای مختلف به انجام برسد. چائوهان<sup>۱</sup> و همکاران با انجام یک سری مطالعات عددی روی دیوارهای پشت به پشت تحت بار ثقلی، طول  $0.3H$  را به عنوان طول بهینه همپوشانی المان های تسلیح برای به حداقل رساندن فاصله دو دیوار متقابل توصیه نمودند [2]. بررسی رفتار یک دیوار پشت به پشت در معرض بارگذاری ناشی از ریل راه آهن توسط لو<sup>۲</sup> و همکاران نشان داد که اتصال دو دیوار به یکدیگر با استفاده از المان های تسلیح یکپارچه، منجر به افزایش قابل توجه نیروی المان های تسلیح می شود [3]. در تحقیقی مشابه توسط آتارا و بالونائینی<sup>۳</sup>، مشخص شد که سرعت قطار و سختی المان تسلیح دو پارامتر تأثیرگذار بر فشار جانبی و جابه جایی دیوار پشت به پشت می باشد [4]. وون و کیم<sup>۴</sup> با استفاده از آزمایشات مدل فیزیکی بزرگ مقیاس رفتار بلند مدت دیوارهای پشت به پشت مسلح شده با ژئوتکستایل را مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند در دیوارهایی که فاصله میانی بیشتر از  $0.88H$  ارتفاع باشد، هیچ برهمکنشی بین دو دیوار شکل نمی گیرد و دیوارها به طور مستقل عمل می کنند. در این شرایط بیشترین



شکل ۱. تصویر واقعی و نمایی شماتیک از یک دیوار خاک مسلح پشت به

پشت به عنوان بستر خطوط ریلی

Fig. 1. Actual image and schematic view of a back-to-back reinforced MSE wall as railway embankments



شکل ۲. تقسیم بندی دیوارهای پشت به پشت (الف: دیوارهای مستقل؛ ب)

دیوارهای وابسته بدون طول همپوشانی؛ ج) دیوارهای وابسته با طول همپوشانی

Fig. 2. The division of back-to-back MSE walls: (a) independent walls; (b) dependent walls without the overlap length of reinforcements ( $L_0$ ); (c) dependent walls with  $L_0$

پشت المان های تسلیح،  $D$  به عنوان یک پارامتر کلیدی در نظر گرفته شود و دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت بر اساس این فاصله در سه گروه به شرح ذیل طبقه بندی شوند [1]:

گروه ۱) دیوارهایی با فاصله میانی بیشتر از  $H \times \tan(45^\circ - \Phi/2)$ : در این حالت دیوارها به طور مستقل رفتار نموده و به صورت مجزا طراحی می شوند که در آن ارتفاع دیوار و  $\Phi$  زاویه اصطکاک خاک می باشد (شکل ۲-الف).

گروه ۲) دیوارهایی با فاصله میانی بین  $0$  تا  $H \times \tan(45^\circ - \Phi/2)$ : در این حالت فشار محرک پشت دیوارها بطور کامل بسیج نخواهد شد و اثر متقابل دیوارها روی یکدیگر باید در نظر گرفته شود (شکل ۲-ب).

گروه ۳) دیوارهایی بدون فاصله میانی و متشکل از طول همپوشانی المان های تسلیح ( $L_0$ ): در این حالت دیوارها بطور یکپارچه رفتار نموده و تنها گسیختگی داخلی کنترل خواهد شد (شکل ۲-ج).

<sup>1</sup> Chauhan

<sup>2</sup> Lo

<sup>3</sup> Attara and Balunaini

<sup>4</sup> Won and Kim

موضوع مهم دیگری بود که توسط راجاگوپال<sup>۸</sup> و همکاران مورد بررسی قرار گرفت. آنها نشان دادند که سختی المان تسلیح نقش چشمگیری در کاهش جابه جایی های جانبی ناشی از برقراری جریان در بدنه این دیوارها دارد [14].

بررسی تحقیقات فوق نشان می دهد که بیشتر مطالعات انجام شده روی دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت بر فاصله بین دو دیوار تمرکز دارد و تأثیر سایر پارامترها مانند نوع و چیدمان المان های تسلیح هنوز ناشناخته باقی مانده است. از این رو در این مطالعه کوشش شد تا با بهره گیری از مدلسازی فیزیکی و عددی دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت گامی موثر در شناخت تأثیر توأمان نوع و چیدمان المانهای تسلیح بر عملکرد این سیستم در قالب تغییر شکل های جانبی و قائم خاکنیز و همچنین نیروهای بسیج شده در المان های تسلیح برداشته شود. برای این منظور، با انتخاب ژئوتکستایل و تسمه پلیمری در مدل های عددی و ژئوگرید و تسمه فلزی در مدل های فیزیکی و همچنین ۶ چیدمان مختلف از المان های تسلیح متشکل از طول همپوشانی متفاوت و موقعیت مختلف اتصال دو دیوار روبرو به هم، اقدام به ساخت ۱۲ مدل عددی و ۱۲ مدل فیزیکی دیوار پشت به پشت با مقیاس ۱:۱۰ و شبیه سازی بار استاتیکی ناشی از ریل راه آهن روی آنها شد.

## ۲- مدلسازی فیزیکی

برای ساخت مدل های فیزیکی و انجام آزمایشات، از یک دستگاه بارگذاری سطحی با ظرفیت ۴۰ کیلونیوتن استفاده شد. این دستگاه شامل یک جعبه آزمایش به ابعاد ۱/۲ متر (طول) × ۰/۹ متر (ارتفاع) × ۰/۶ متر (عرض) برای ساخت مدل، یک جک الکترومکانیک برای اعمال بار قائم و یک قاب صلب برای بارگذاری در نقاط مختلف جعبه بود. برای دستیابی به شرایط کرنش صفحه ای در مدل ها، اصطکاک بین دیواره های جانبی جعبه و بدنه مدل با قرار دادن ورقه های نازک پوشیده شده با گریس به حداقل رسانده شد. علاوه بر این، برای کاهش تغییر شکل جانبی جعبه آزمایش از دو مهار جانبی متحرک استفاده شد که در طول ساخت مدل و بارگذاری روی جعبه نصب و پس از آن برداشته شد. تصویری از دستگاه بارگذاری سطحی در شکل (۳) ارائه شده است.

تغییر شکل جانبی در ارتفاع یک سوم میانی دیوار رخ می دهد [5]. این نتایج در مطالعه ای دیگر نیز توسط فرانچسکا<sup>۱</sup> حاصل شد [6]. آنوها و باسودهار<sup>۲</sup> با بررسی رفتار دیوارهای پشت به پشت تحت بار ناشی از یک فونداسیون نواری نشان دادند که افزایش تعداد ردیف های المان های تسلیح منجر به کاهش تغییر شکل های جانبی و همچنین ممانعت از توسعه صفحه گسیختگی به لایه های زیرین می شود [7]. واداداگی و چاولا<sup>۳</sup> با بررسی دیوارهای پشت به پشت مسلح شده با ژئوگرید نشان دادند که اثر همپوشانی ژئوگریدها در کاهش جابه جایی جانبی دیوارهای پشت به پشت بیشتر از اتصال مستقیم دو دیوار به یکدیگر است [8]. هان و لشنسکی<sup>۴</sup> با استفاده از آنالیز تعادل حدی نشان دادند که در دیوارهایی بدون فاصله میانی، نادیده گرفتن فشار جانبی خاک در ناحیه مسلح شده منجر به طراحی نایمن می شود. آنها همچنین ادعا کردند که استفاده از المان های تسلیح پیوسته برای اتصال دو دیوار مقابل به یکدیگر می تواند راه حل مناسبی برای دستیابی به یک طراحی اقتصادی باشد [9]. در مطالعه ای مشابه، ژنگ<sup>۵</sup> و همکاران نشان دادند که دستورالعمل های FHWA فشار جانبی خاک در پشت ناحیه مسلح شده و حداکثر نیروی کششی المان های تسلیح را به ترتیب کمتر و بیشتر از واقعیت برآورد می کند [10]. سروانام<sup>۶</sup> و همکاران ضمن تأیید این یافته نشان دادند که فشار فعال پشت ناحیه مسلح شده با کاهش فاصله بین دو دیوار به طور قابل توجهی کاهش می یابد [11]. در مطالعه ای دیگری توسط سروانام و همکاران مشخص شد که فرض شرایط سکون برای تحلیل دیوارهای پشت به پشت با المان های تسلیح پیوسته می تواند منجر به طراحی بسیار محافظه کارانه شود [12]. در مطالعه ای مشابه توسط ژو<sup>۷</sup> و همکاران گزارش شد که استفاده از المان های تسلیح پیوسته در دیوارهای پشت به پشت می تواند ظرفیت باربری فونداسیون های نواری واقع بر آنها را بهبود بخشد، به ویژه زمانی که این المان ها در ردیف های بالایی استفاده شوند [13]. عملکرد دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت در هنگام بارندگی شدید

<sup>1</sup> Frankowska

<sup>2</sup> Anubhav and Basudhar

<sup>3</sup> Vadavadagi and Chawla

<sup>4</sup> Han and Leshchinsky

<sup>5</sup> Benmebarek

<sup>6</sup> Sravanam

<sup>7</sup> Xu

<sup>8</sup> Rajagopal

پروژه کوچک سازی اجزاء مدل اولین و مهمترین گام در یک مدلسازی فیزیکی است. این پروژه که مبتنی بر انتخاب ضریب مقیاس (N) و روابط آنالیز ابعادی می باشد، نقش چشمگیری در کیفیت نتایج ایفا می کند. پس در این تحقیق، از ضریب مقیاس ۱:۱۰ و روابط آنالیز ابعادی توصیه شده توسط وود<sup>۱</sup> که در جدول (۱) ارائه شده است، استفاده شد [15].

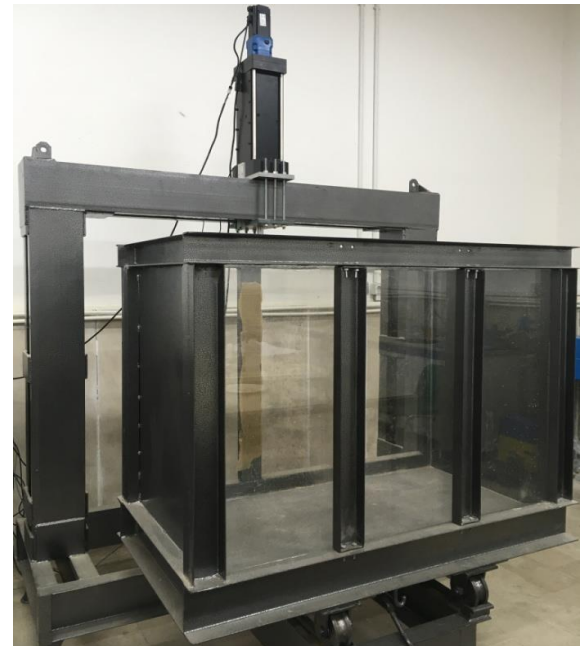
## ۲-۱- هندسه مدل

هندسه دیوار (ارتفاع و فاصله بین دو دیوار مقابل) یکی از پارامتر تأثیرگذار بر عملکرد دیوارهای پشت به پشت می باشد. بررسی پروژه های راهسازی نشان می دهد که با توجه به کاربرد دیوارهای پشت به پشت (راه دسترسی و کوله پل ها)، ارتفاع آنها بین ۵ تا ۷ متر محدود می شود [10-12]. بنابراین یک دیوار به ارتفاع ۶ متر می تواند نماینده مناسبی برای دیوارهای پشت به پشت باشد. بر اساس این ارتفاع و ضریب مقیاس انتخاب شده، ارتفاع مدل ها برابر با ۰/۶ متر انتخاب شد. از سوی دیگر، از آنجا که رفتار گروه های دوم و سوم دیوارهای پشت به پشت از پیچیدگی خاصی برخوردار است [1] و تحقیقات محدودی نیز روی این گروه از دیوارها انجام شده است، پس با انتخاب فاصله دیوارها از یکدیگر برابر با ۰/۶ متر، تلاش شده تا مدل ها در دسته این گروه از دیوارهای پشت به پشت قرار گیرند.

## ۲-۲- اجزاء مدل

از آنجا که نوع خاک مورد استفاده در دیوارهای خاک مسلح باید در چارچوب توصیه های دستورالعمل های طراحی انتخاب شود [1]، از ماسه ۱۶۱ فیروزکوه با دانسیته نسبی ۸۵ درصد ( $Dr > 85\%$ ) به عنوان یک خاک دانه ای بر اساس توصیه FHWA استفاده شد. آزمایشات انجام شده روی این خاک نشان داد که در این دانسیته نسبی، این خاک زاویه اصطکاک در محدود زاویه اصطکاک خاک های توصیه شده در FHWA تولید می کند. پارامترهای فیزیکی و مکانیکی این خاک که توسط آزمایشات سه محوری تعیین شده است در جدول (۲) ارائه شده است.

المان رویه، پارامتر تأثیرگذار دیگری بر عملکرد دیوارهای خاک مسلح می باشد. اما از آنجا که انتخاب آن بر اساس نوع المان تسلیح صورت می گیرد، باید المانی برای رویه دیوارها انتخاب شود که برای تمامی المان های تسلیح انتخاب شده در این تحقیق قابل



شکل ۳. نمای از دستگاه بارگذاری سطحی

Fig. 3. View of the surface loading device

جدول ۱. روابط آنالیز ابعادی

Table 1. Similitude rules [15]

| Description                                                | Parameter    | Scaling factor (Prototype/Model) |
|------------------------------------------------------------|--------------|----------------------------------|
| Length (m)                                                 | L            | N                                |
| Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )                           | $\rho$       | 1                                |
| Stress (kN/m <sup>2</sup> )                                | $\sigma$     | N                                |
| Soil strain (-)                                            | $\epsilon_s$ | $N^{1-\alpha}$                   |
| Soil stiffness (kN/m <sup>2</sup> )                        | $E_s$        | $N^\alpha$                       |
| Reinforcement strain (-)                                   | $\epsilon_r$ | 1                                |
| Reinforcement tensile stiffness per unit wall width (kN/m) | J            | $N^2$                            |
| Pullout resistance per unit wall width (kN/m/m)            | $P_R$        | N                                |
| Flaxtural resistance per unit width (kN.m/m)               |              | $N^3$                            |

جدول ۲. مشخصات خاک مورد استفاده در مدل های فیزیکی

Table 2. Properties of soil used in physical models

| Physical parameters  | Value | Shear strength parameters | Value   |
|----------------------|-------|---------------------------|---------|
| Max. void ratio, [-] | 0.786 | Cohesion, [kPa]           | 4       |
| Min. void ratio, [-] | 0.571 | Peak friction angle, [°]  | 44-47   |
| Specific gravity [-] | 2.66  | Ulti. friction angle, [°] | 38-41   |
| Cu, [-]              | 2.655 | Dilation angle, [°]       | 8-9     |
| Cc, [-]              | 1.147 | Secant modulus [MPa]      | 2.1-5.5 |

<sup>1</sup> Wood



جدول ۳. پارامترهای المان‌های تسلیح در مقیاس مدل

Table 3. Properties of reinforcement element at model Scale

| Index properties                                                        | Metal strip     | Geogrid       |
|-------------------------------------------------------------------------|-----------------|---------------|
| Material                                                                | Phosphor Bronze | Polypropylene |
| Thickness [mm]                                                          | 0.4             | 0.90          |
| Longitudinal and transverse rib width, $b_l$ , $b_t$ [mm]               | 5.0, ---        | 0.90, 0.6     |
| Longitudinal and transverse opening size, $s_l \times s_t$ [mm]         | ---             | 7.5×7.5       |
| Elongation at ultimate tensile load, $\epsilon_u$ [%]                   | 0.46            | 6.28          |
| Secant tensile stiffness per unit wall width at $\epsilon_u$ , J [kN/m] | 356.8           | 19.56         |
| Pullout resistance under, $P_R$ [kN/m/m]                                | 0.93            | 14.75         |



شکل ۴. تصاویری از رویه بتنی صلیبی به همراه المان‌های تسلیح

Fig. 4. Reduced scale cruciform concrete panels with reinforcement elements

## ۲-۳- چیدمان المان‌های تسلیح

از آنجا که طول همپوشانی و موقعیت المانهای تسلیح پیوسته در دیوار دو پارامتر تأثیر گذار بر عملکرد دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت می‌باشند [8, 13]، شش چیدمان مختلف از المان تسلیح برای بررسی این دو پارامتر انتخاب شد.

همان‌طور که در شکل (۵) ارائه شده است، در ۳ چیدمان اول (مدل‌های ۱، ۲ و ۳ مسلح شده با تسمه فلزی و مدل‌های ۷، ۸ و ۹ مسلح شده با ژئوگرید)، با تغییر موقعیت المان‌های تسلیح پیوسته امکان بررسی تأثیر محل استفاده از المان‌های پیوسته (اتصال مستقیم دو دیوار به هم با المان‌های تسلیح پیوسته) فراهم می‌شود و در ۳ چیدمان دوم (مدل‌های ۴، ۵ و ۶ مسلح شده با تسمه فلزی و مدل‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ مسلح شده با ژئوگرید)، با تغییر طول همپوشانی، امکان بررسی تأثیر این پارامتر مهیا خواهد شد. لازم به ذکر است که بر اساس توصیه FHWA، فاصله قائم بین لایه المان‌های تسلیح و فاصله افقی بین تسمه‌ها برابر با ۰/۰۷۵ متر انتخاب شدند [1].

کاربرد باشد. پانل‌های بتنی پیش‌ساخته یکی از محدود المان‌هاست که بر اساس تحقیق صورت گرفته توسط باترست<sup>۱</sup>، هم برای المانی‌های تسلیح منفرد (تسمه‌ها) و هم برای المان‌های تسلیح صفحه‌ای (ژئوگریدها، ژئوتکستایل‌ها، شبکه‌های فلزی) قابل استفاده است. از اینرو، پانل بتنی پیش‌ساخته صلیبی به ابعاد ۱۵۰×۱۵۰ میلی‌متر به عنوان المان رویه مدل‌ها انتخاب شد. برای انتخاب جایگزین پانل‌های بتنی در مدل‌های کوچک مقیاس، از معیار سختی خمشی و قانون تشابه حاکم بر آن استفاده شد. برای این منظور، با انجام یک سری آزمایش تعیین ظرفیت خمشی سه نقطه‌ای روی یک پنل بتنی واقعی و تکرار این آزمایش روی صفحات ساخته شده از ملات‌هایی با طرح اختلاط‌های مختلف در سن ۲۸ روزه‌گی، کوشش شده به طرح اختلاطی دست یافته شود که معیار تشابه ظرفیت خمشی را ارضاء نماید. این هدف در پنلی متشکل از یک شبکه فلزی با قطر مفتول ۰/۶ میلیمتر و ابعاد چشمه ۱۰×۱۰ میلی‌متر که توسط ملات سیمان به ضخامت ۱۰ میلی‌متر پوشانده شده بود، تحقق یافت. این ملات با نسبت آب به سیمان ۰/۵، عیار سیمان ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و محتوای ماسه ۱۵۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب ساخته شده بود.

همان‌طور که پیش از این نیز اشاره شد، تسمه فلزی و ژئوگرید به ترتیب به عنوان نماینده المان‌های انعطاف ناپذیر و انعطاف پذیر برای تسلیح مدل‌ها در نظر گرفته شد. به منظور شبیه‌سازی این دو المان تسلیح در مقیاس ۱:۱۰، از دو معیار سختی کششی و ظرفیت بیرون کشیدگی استفاده شد. در این راستا، سختی کششی و ظرفیت بیرون کشیدگی یک تسمه فلزی و یک ژئوگرید واقعی با استفاده از آزمایشات مربوطه تعیین و سپس تلاش شد تا با انجام این آزمایشات روی المانهای کوچک مقیاس با جنس، سطح ظاهری و هندسه مختلف، المانهایی انتخاب شوند که سختی و ظرفیت بیرون کشیدگی‌شان معیارهای تشابه را ارضاء نمایند. در نهایت، یک تسمه صاف از جنس فسفر برنز به عرض ۵ میلیمتر و ضخامت ۰/۴ میلیمتر و یک مش از جنس پلی‌پروپیلن با ابعاد چشمه ۷/۵×۷/۵ میلیمتر توانستند معیار سختی کششی و ظرفیت بیرون کشیدگی معادل تسمه فلزی و ژئوگرید را ارضاء نمایند. پارامترهای فیزیکی و مکانیکی تسمه فلزی و ژئوگرید در مقیاس مدل در جدول (۳) و همچنین، تصویری از پانل صلیبی کوچک مقیاس به همراه المان‌های تسلیح انتخاب شده در شکل (۴) ارائه شده است.

<sup>1</sup> Bathurst





شکل ۷. نمایی از ابزار دقیق‌های نصب شده روی دیوار مدل

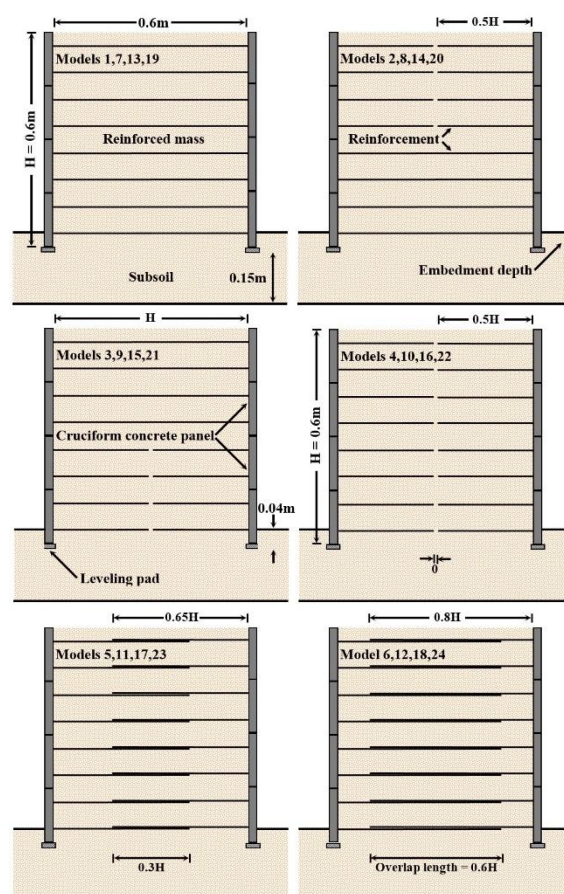
Fig. 7. View of instrumentations mounted on the model

## ۲-۴- ساخت مدل، ابزار گذاری و بار گذاری

پروژه ساخت هر مدل با ساخت یک پی به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر به روش کوبش مرطوب و کنترل حجم آغاز شد. این ناحیه امکان وقوع نشست‌های احتمالی را برای مدل‌ها فراهم می‌ساخت. پس از اتمام ساخت پی، ۲ عدد نوار پیش‌ساخته بتنی<sup>۱</sup> به ضخامت ۱ سانتی‌متر، عرض ۵ سانتی‌متر و طولی برابر با عرض جعبه آزمایش به عنوان سطوح ترازکننده بلوک‌های رویه به گونه‌ای روی پی و در محل احداث رویه‌ها قرار داده می‌شدند که سطح فوقانی آنها هم‌تراز با سطح تمام‌شده پی واقع شود. پس از نصب نوارهای مذکور، ساخت بدنه مدل‌ها با نصب اولین ردیف بلوک و اجرای اولین لایه خاک به ضخامت ۳/۷۵ سانتی‌متر و نصب اولین ردیف المان‌های تسلیح روی آن آغاز شد. ساخت بدنه مدل با تکرار این روند تا رسیدن با ارتفاع ۶۰ سانتی‌متر ادامه یافت. استقرار المان‌های تسلیح در برخی از مدل‌ها در شکل (۶) نشان داده شده است.

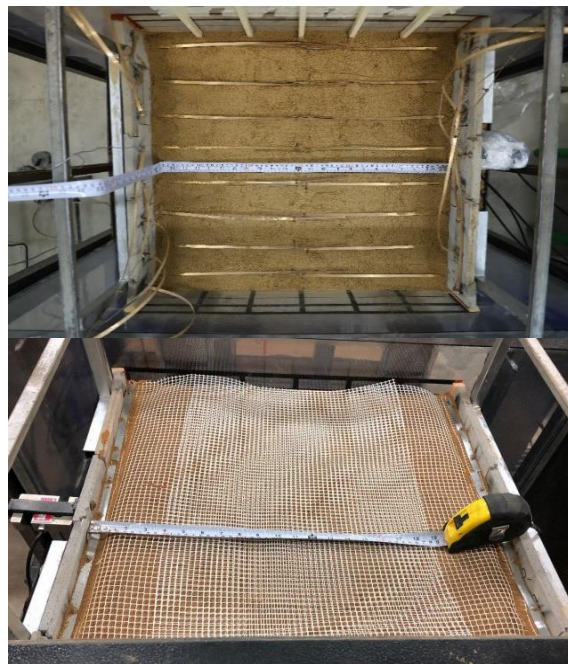
پس از تکمیل پروژه ساخت مدل‌ها، ابزار گذاری مدل‌ها به ترتیب با نصب ۶ و ۴ جابه‌جایی سنج برای اندازه‌گیری تغییر شکل‌های افقی دیوار و قائم سطح خاکریز و همچنین ۴ نیروسنج برای تعیین نیروی بسیج شده در رأس المان‌های تسلیح واقع شده در ردیف‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ انجام شد. شکل (۷) موقعیت ابزار دقیق‌های نصب شده روی وجه چپ مدل را نشان می‌دهد.

پس از ابزار گذاری مدل‌ها، بار گذاری آنها با شبیه سازی ریل و تراوس بر روی خاکریز مدل‌ها دنبال می‌شد. برای این منظور، مطابق



شکل ۵. چیدمان المان‌های تسلیح در مدل‌های مختلف

Fig. 5. Arrangement of reinforcement elements in different models



شکل ۶. نمایی از استقرار المان‌های تسلیح در مدل‌های دیوار

Fig. 6. Placement of reinforcement in wall models

<sup>1</sup> Leveling pad

با شرایط واقعی و بر اساس قوانین تشابه، ابتدا یک لایه بالاست به ضخامت ۱/۵ سانتیمتر اجرا و سپس نوارهای چوبی به طول، عرض و ضخامت ۲۴، ۲/۵ و ۱/۵ سانتیمتر و به فواصل ۵/۵ سانتیمتر روی لایه بالاست قرار داده می‌شد. این نوارهای چوبی که معادل تراورس‌های چوبی واقعی بودند، به دو پروفیل فلزی موازی با طول معادل عرض باکس و فاصله ۱۵ سانتیمتر از یکدیگر متصل می‌شدند که نمایندگان ریل آهنی بودند. در انتها، بار قائم از طریق این دو ریل به تراورسها و نهایتاً به مدلها اعمال و پاسخ آن در قالب تغییر شکل‌های افقی و قائم و همچنین نیروهای بسیج شده در المان‌های تسلیح ثبت شد.

### ۳- مدلسازی عددی

به منظور انجام فاز مطالعات عددی، از نسخه ۸/۲ نرم افزار PLAXIS-2D استفاده شد. به دلیل وجود المان مجزای ژئوسنتتیک و همچنین امکان ایجاد آسان لایه‌های خاکی در این نرم افزار، مدلسازی دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت با دقت و سرعت بالایی به انجام رسید. در PLAXIS-2D از المان‌های مثلثی که دارای ۱۵ گره و ۱۲ نقطه تنش می‌باشند استفاده می‌شود، چرا که المان ۱۵ گره‌ای، المانی دقیق‌تر برای دستیابی به نتایج بهتر در مسائل پیچیده می‌باشد.

### ۳-۱- فرایند ساخت مدل‌ها

به منظور انجام تحلیل‌های عددی در شرایطی مشابه با مدل‌های فیزیکی، مدل‌های عددی با هندسه‌ای مشابه با مدل‌های فیزیکی در محیط PLAXIS شبیه‌سازی شدند. برای این منظور، دیوارهای پشت به پشت با عرض و ارتفاع ۰/۶ متر روی یک پی به عرض و ضخامت ۰/۱۵ و ۱/۲۰ متر ساخته شدند. برای شبیه‌سازی شرایط مرزی این ناحیه، از تکیه‌گاه‌های غلتکی در مرزهای جانبی و از تکیه‌گاه مفصلی در مرز تحتانی استفاده شد. این امر امکان نشست‌های احتمالی ناحیه پی را فراهم می‌ساخت. مانند مدل‌های فیزیکی، مدلسازی عددی دیوارها به صورت ساخت مرحله‌ای انجام شد به این شکل که در پایان اجرای هر مرحله، تحلیل برای توزیع واقعی تنش در مدل انجام شد. مدلسازی عددی هر دیوار با ساخت یک پی به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر آغاز می‌شد و پس از اتمام ساخت ناحیه پی، با جایگذاری ۲ المان تیر<sup>۱</sup> در سطح ناحیه پی و در زیر اولین ردیف المان‌های رویه هر

دیوار، تلاش می‌شد تا مانند مدل‌های فیزیکی، فونداسیون‌های تنظیم مدل شود. همان‌طور که در مدل‌های فیزیکی نیز شرح داده شده است، اجرای این فونداسیون‌های تنظیم مانع از تمرکز تنش ناشی از وزن رویه بر روی پی می‌شد. پس از تعریف المان‌های تیر، ساخت بدنه مدل‌ها با نصب اولین ردیف بلوک و اجرای اولین لایه خاک به ضخامت ۳/۷۵ سانتی‌متر و نصب اولین ردیف المان‌های تسلیح روی آن آغاز شد. برای مدلسازی بلوک‌ها از المان تیر با رفتار الاستوپلاستیک و با سختی خمشی ۰/۳۹ کیلونیوتن-متر بر متر استفاده شد. این سختی برابر بود با آنچه برای المان‌های بلوک در مدل‌های فیزیکی اندازه‌گیری شده بود. اتصال بین المان‌های تیر معادل المان‌های رویه به یکدیگر و همچنین اتصال بین المان‌های تیر معادل اولین ردیف رویه با فونداسیون تنظیم به ترتیب به صورت اتصال مفصلی و اتصال غلتکی مدل شد. برای در نظر گرفتن اندرکنش بین خاک و المان‌های تیر، از المان سطح مشترک استفاده شد. این المان که از یک سو به المان تیر و از دیگرسو به شبکه خاک متصل می‌شود، اندرکش را با استفاده از یک ضریب، موسوم به "زاویه اصطکاک المان سطح مشترک"، شبیه‌سازی می‌نماید. این زاویه برابر با دو سوم زاویه اصطکاک خاک در نظر گرفته شد [2, 3, 13]. همچنین، برای مدلسازی المان‌های تسلیح، بطور همزمان از المان ژئوگرید با رفتار الاستوپلاستیک و المان سطح مشترک استفاده شد. به دلیل آنکه مدل‌های فیزیکی مسلح شده با ژئوگرید برای درستی آزمایشی مدل‌های عددی انتخاب شدند، پس در مدل‌های عددی اولیه از ژئوگریدهایی با سختی کششی ۱۹/۵۶ کیلونیوتن بر متر و مقاومت کششی ۱/۲۵ کیلونیوتن بر متر استفاده شد (مشابه آنچه در مدل‌های فیزیکی برای ژئوگرید مورد استفاده بدست آمد). زاویه اصطکاک المان سطح مشترک به گونه‌ای با سعی و خطا انتخاب شد که رفتار مدل‌های عددی به مدل‌های آزمایشگاهی انتخاب شده تا حد ممکن نزدیک شود. این زاویه حدود سه پنجم زاویه اصطکاک بیشینه خاک تعیین شد. از مدل الاستوپلاستیک موهر-کلمب نیز برای تعریف مصالح خاکی استفاده شد. بر اساس نتایج بدست آمده از آزمایشات سه محوری روی خاک مورد استفاده در مدل‌های فیزیکی، پارامترهای مورد نیاز برای تعریف توده خاک در مدل‌های عددی مطابق جدول (۱) تعریف شد. ساخت بدنه مدل عددی با تکرار این روند تا رسیدن با ارتفاع ۰/۶ متر و تکمیل مدل ادامه یافت.

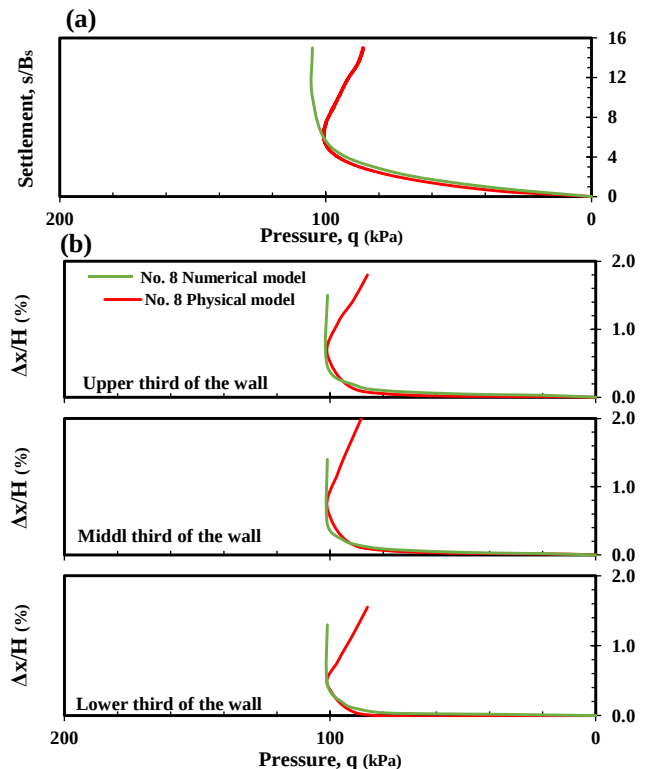
<sup>1</sup> Beam

## ۳-۲- صحت سنجی

از مدل‌های فیزیکی مسلح شده با ژئوگرید برای درستی‌آزمایی مدل‌های عددی استفاده شد. به منظور آنکه هم سازوکار سختی المان تسلیح و هم اندرکنش آن با خاک در پروسه صحت سنجی لحاظ شود، درستی‌آزمایی از مدل ۸ (مدل با ژئوگریدهای ناپیوسته در بخش فوقانی و پیوسته در بخش تحتانی) آغاز و پس از دستیابی به آن برای سایر مدل‌ها (مدل‌های ۷، ۹، ۱۰، ۱۱ و ۱۲) کنترل شد. برای این منظور، مدل عددی متناظر با مدل فیزیکی شماره ۸ آماده و سپس تحت یک بار خطی مونوتونیک به عرض ۰/۲۴ متر تا لحظه گسیختگی قرار گرفت و جابه‌جایی جانبی آن در نشست‌های قائم مختلف ثبت شد. در شکل (۸)، نمودارهای بار-نشست و بار-جابه‌جایی افقی مدل شماره ۸ عددی و فیزیکی ارائه شده‌اند.

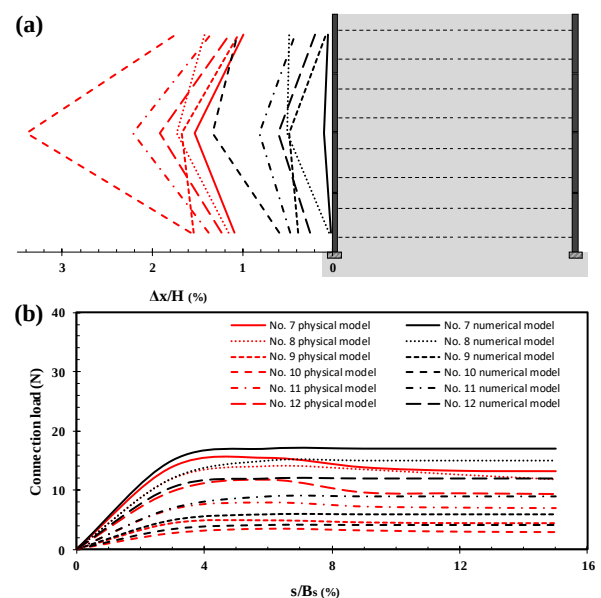
مقایسه بین نمودارهای ارائه شده در شکل (۸) حاکی از تطابق مناسب پاسخ مدل‌های فیزیکی با مدل‌های عددی قبل از تجربه فشار قائم بیشینه و در نتیجه درستی مدل عددی می‌باشد. علت تفاوت بین رفتار بار-نشست و بار-جابه‌جایی افقی در مدل‌های عددی با مدل‌های فیزیکی بعد از رسیدن به فشار قائم بیشینه، استفاده از مدل رفتاری پلاستیک کامل برای خاک و المان‌های تسلیح در مدل‌های عددی است. این امر سبب شده است که پدیده نرم شوندگی بعد از رسیدن به این فشار در مدل‌های عددی قابل مشاهده نباشد. از آنجا که فشار قائم بیشینه در نشستهای بزرگتر از نشست مجاز رخ می‌دهد و بررسی رفتار مدل‌ها بعد از تجربه این نشست مدنظر قرار نمی‌گیرد، از اینرو عدم تطابق رفتار مدل عددی با مدل آزمایشگاهی بعد از تجربه نشست بیشینه قابل چشم‌پوشی است.

پس از کسب این درستی‌آزمایی، مقایسه جابه‌جایی‌های جانبی و نیروی بسیج شده در رأس المان‌های تسلیح سایر مدل‌های عددی (مدل‌های ۷، ۹، ۱۰، ۱۱ و ۱۲) نیز با مدل‌های فیزیکی متناظر انجام شد که نشان دهنده درستی عملکرد مدل‌های عددی می‌باشد. این مقایسه در شکل (۹) ارائه شده است. در شکل (۱۰) نیز توزیع تنش قائم در مدل‌های عددی ارائه شده است.



شکل ۸. نمودارهای: (الف) بار-نشست و (ب) بار-جابه‌جایی افقی مدل شماره ۸ عددی و فیزیکی

Fig. 8. Relationships of: (a) pressure-settlement; (b) pressure- $\Delta x$  for No. 8 physical and numerical models



شکل ۹. (الف) پروفیل‌های جابه‌جایی افقی دیوار در نشست ۱۲٪ و (ب) نمودار نیروی المان تسلیح ردیف دوم در مقابل نشست فونداسیون

Fig. 9. (a) Normalized profiles of lateral wall movements at 12% settlement; (b) response of connection load versus footing settlement for 2th reinforcement layer



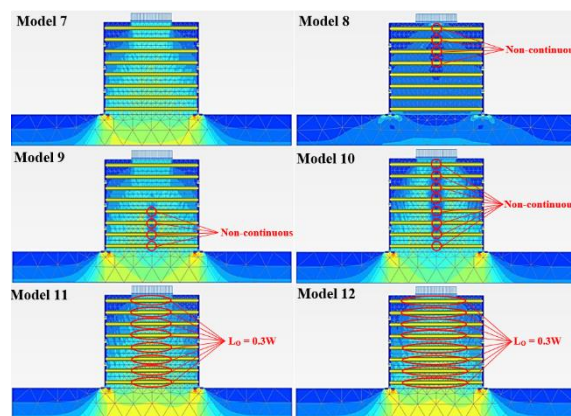
مدلهای عددی جدید با این دو المان تسلیح شد. مدل‌های عددی ساخته شده با تسمه پلیمری (مدل‌های ۱۳ تا ۱۸) و ژئوتکستایل (مدل‌های ۱۹ تا ۲۴) در ۶ آرایش مختلف، مانند مدل‌های فیزیکی، تحت بار خطی مونوتونیک تا لحظه گسیختگی قرار گرفت و پاسخ هر یک در قالب نمودارهای فشار-نشست، تغییر شکل‌های افقی رویه، تغییر شکل‌های قائم خاکریز و نیروی بسیج شده در رأس المان‌های تسلیح ثبت شد. پارامترهای مکانیکی تسمه پلیمری و ژئوتکستایل مورد استفاده که بر اساس مدل واقعی [16, 17] و روابط آنالیز ابعادی بدست آمده است، در جدول (۴) ارائه شده است.

#### ۴- نتایج و بحث

##### ۴-۱- رفتار بار-نشست

به منظور بررسی تأثیر نوع و چیدمان المان‌های تسلیح بر رفتار بار-نشست تراورس‌های چوبی واقع بر دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت، نمودارهای بار-نشست ( $q-s/B_s$ ) حاصل از مطالعات آزمایشگاهی و عددی در شکل (۱۱) ارائه شده‌اند، که در آن  $q$ ،  $s$  و  $B_s$  به ترتیب فشار قائم، نشست و عرض تراورس است. همان‌طور که در منحنی‌های  $q-s/B_s$  مدل‌های مسلح شده با ژئوگرید دیده می‌شود، ظرفیت باربری به صورت غیرخطی افزایش می‌یابد تا زمانی که به ظرفیت باربری نهایی ( $q_u$ ) برسد و سپس تا رسیدن به حالت پایدار کاهش می‌یابد. این روند، که توسط آنوباو و باسودار<sup>۱</sup> برای دیوارهای مسلح شده پشت به پشت گزارش شده است، نشان دهنده رفتار شکننده دیوارهای مسلح شده با ژئوستتیک‌ها تحت بارگذاری قائم می‌باشد [7]. این رفتار می‌تواند به دلیل بیرون کشیده شدن المان‌های ناپيوسته با طول همپوشانی کوتاه باشد و یا به دلیل پارگی المان‌های پیوسته یا المان‌هایی با طول همپوشانی بلند. این رفتار در مدل‌های عددی مسلح شده با ژئوتکستایل و تسمه پلیمری به آن دلیل دیده نشد که رفتار الاستو-پلاستیک کامل برای المان‌های تسلیح در نظر گرفته شده بود.

کاهش ظرفیت باربری پس از تجربه  $q_u$  ضمن استفاده از طول همپوشانی در دیوار برجسته‌تر شد و زمانی که دیوارهای مقابل با استفاده از تقویت‌کننده‌های پیوسته به طور کامل به هم متصل شدند به حداکثر رسید. از این رو، انتظار می‌رود که در دیوارهای مسلح



شکل ۱۰. توزیع تنش قائم در مدل‌های عددی ۷ تا ۱۲

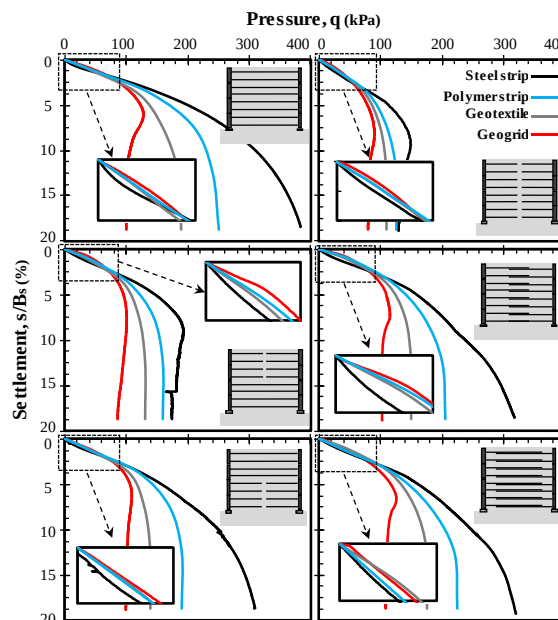
Fig. 10. Vertical stress distribution in No. 7 to 12 numerical models

جدول ۴. پارامترهای فیزیکی و مکانیکی المان‌های تسلیح مورد استفاده در

مدل‌های عددی [16, 17]

Table 4. Properties of reinforcements in numerical models [16, 17]

| Index properties                                                        | Polymer strip | Geotextile |
|-------------------------------------------------------------------------|---------------|------------|
| Ultimate tensile strength, $T_u$ [%]                                    | 3.00          | 1.23       |
| Secant tensile stiffness per unit wall width at $\epsilon_u$ , J [kN/m] | 40.0          | 19.56      |
| Pullout resistance under, $P_R$ [kN/m/m]                                | 15.0          | 14.75      |



شکل ۱۱. منحنی‌های بار-نشست برای مدل‌های مختلف

Fig. 11. Pressure-settlement relationships for different models

##### ۳-۳- ساخت مدل‌های عددی با تسمه پلیمری و ژئوتکستایل

پس از درستی آزمایشی مدل‌های عددی، اقدام به تغییر المان‌های تسلیح از ژئوگرید به تسمه پلیمری و ژئوتکستایل و ساخت

<sup>1</sup> Anubhav and Basudhar

و خاک سبب می شود که در مقادیر نشست کمتر، ژئوگریدها وارد سازوکار ظرفیت باربری شوند و نقششان مشخص شود. این موضوع می تواند به عنوان یک مزیت برای ژئوگریدها در نظر گرفته شود.

نکته دیگری که در شکل (۱۱) برای تمامی انواع المان تسلیح مشاهده می شود، تأثیر آرایش المان های تسلیح بر ظرفیت باربری است که این تأثیر در مدل های تقویت شده با نوار فلزی پر رنگتر است. همان طور که در شکل (۱۱) و جدول (۵) مشاهده می شود، بیشترین و کمترین مقدار  $q_u$  به ترتیب مربوط به مدل هایی است که در آنها دیوارهای مقابل به طور کامل متصل و جدا شده اند. این امر که برای هر چهار المان تسلیح مشاهده شد، نشان می دهد که اتصال دیوارهای مقابل با المان های پیوسته و جداسازی کامل آنها از یکدیگر به ترتیب بهترین و بدترین آرایش المان های تسلیح برای بهبود ظرفیت باربری دیوارهای پشت به پشت است. همانطور که دیده می شود، مقدار  $q_u$  در مدل هایی که در آنها از المان های تسلیح غیرپیوسته با طول همپوشانی صفر در نیمه فوقانی دیوار استفاده شده بود، به شدت کاهش یافت. کاهش  $q_u$  در چیدمان دوم مدل های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید به ترتیب ۴۰ و ۲۰ درصد بود. این کاهش به قدری زیاد بود که می توان آن را دومین چیدمان نامناسب برای بهبود ظرفیت باربری دیوارهای پشت به پشت معرفی نمود. کاهش ظرفیت باربری هنگام استفاده از المانهای ناپیوسته در نیمه تحتانی دیوار نیز مشاهده شد. این کاهش در چیدمان سوم مدل های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید به ترتیب ۱۸ و ۱۲ درصد بود که تقریباً نصف میزان مشاهده شده در مدل های دارای المان ناپیوسته فوقانی می باشد. این بدان معناست که تأثیر المان های تسلیح فوقانی در دیوارهای پشت به پشت برای بهبود ظرفیت باربری بیشتر از المان های تسلیح تحتانی است. این را می توان به افزایش سهم المانهای تسلیح نزدیک به تراورس ها در تامین فشار جانبی مورد نیاز برای تولید ظرفیت باربری در خاک زیر آنها نسبت داد. وابستگی ظرفیت باربری نهایی و نشست مورد نیاز برای رسیدن به آن به طول همپوشانی نکته دیگری بود که در تمامی مدل ها مشاهده شد. برای درک بهتر این وابستگی، روند تغییرات  $q_u$  در مقابل طول همپوشانی ( $L_0$ ) در شکل (۱۲) ارائه شده است.

شده با ژئوگرید، هنگامی که از المان های تسلیح پیوسته و طول همپوشانی بیشتر استفاده شود، دیوارها در مقابل فشار قائم به شیوه ای شکننده تر رفتار کنند. چنین روندی تنها در چیدمان دوم و چهارم مدل های مسلح شده با تسمه فلزی مشاهده شد و هیچ فشار بیشینه مشخصی در سایر چیدمان های مدل های مسلح شده با تسمه فلزی شکل نگرفت. این را می توان به کم بودن احتمال پارگی نوارهای فلزی پیوسته و نوارهایی که طول همپوشانی قابل توجه دارند نسبت داد. همانطور که برای چیدمان های اول، سوم، پنجم و ششم در مدل های مسلح شده با تسمه فلزی مشاهده می شود، یک تغییر شیب در منحنی های  $q-s/B_s$  در محدوده نشستهای بین ۴٪ تا ۱۲٪ ظاهر شد. در این نوع منحنی ها که معمولاً هنگام استفاده از المان های تسلیح با سختی و طول قابل توجه حاصل می شود، مقدار ظرفیت باربری نهایی ( $q_u$ ) را می توان از تقاطع دو خط مماس ترسیم شده در امتداد قسمت اولیه و آخر منحنی تعیین نمود [18-20].

مقایسه منحنی های  $q-s/B_s$  دیوارهای مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید نشان می دهد که استفاده از تسمه فلزی به جای ژئوگرید، علاوه بر افزایش  $q_u$  نشست مورد نیاز برای رسیدن به ظرفیت باربری نهایی ( $(s/B_s)_u$ ) را نیز افزایش می دهد. اگرچه افزایش ظرفیت باربری نهایی یک مزیت بشمار می رود، اما افزایش  $(s/B_s)_u$  می تواند یک نقطه ضعف باشد زیرا اگر  $(s/B_s)_u$  خارج از محدوده نشست مجاز باشد،  $q_u$  نمی تواند برای طراحی مورد استفاده قرار گیرد. این نکته مهمی است که هنگام انتخاب نوع المان تسلیح برای دیوارهای پشت به پشت باید در نظر گرفته شود. با این حال، مقدار بیشتر  $q_u$  در دیوارهای تقویت شده با نوار فلزی نسبت به دیوارهای تقویت شده با ژئوگرید به این معنی است که نقش سختی المان تسلیح در افزایش ظرفیت باربری برجسته تر از اندرکنش خاک-المان تسلیح بوده است زیرا سختی تسمه فلزی ۱۸ برابر ژئوگرید و اندرکنش آن با خاک ۱/۱۸ برابر اندرکنش ژئوگرید با خاک بود. همانطور که در شکل (۱۱) دیده می شود، در مقادیر نشست های کوچک، نقش ژئوگرید در بهبود ظرفیت باربری به مراتب پررنگتر از تسمه های فلزی است. این به دلیل سریع تر فعال شدن اندرکنش خاک با المان تسلیح در مدل های مسلح شده با ژئوگرید در حین بارگذاری است. به عبارت دیگر، جابه جایی مورد نیاز کمتر ژئوگرید در خاک برای فعال شدن اندرکنش بین آن

جدول ۵. ظرفیت باربری مدل‌ها

Table 5. Bearing capacity of models

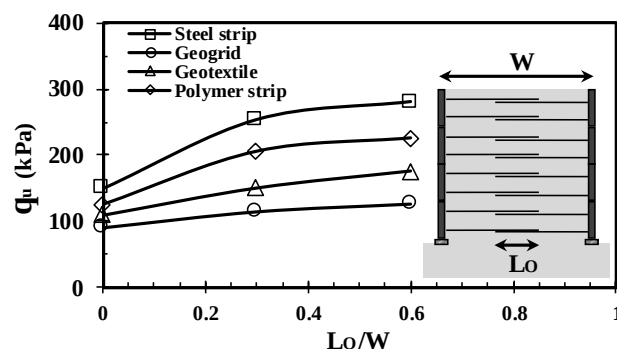
|               | Model | $q_u$ (kPa) | Model | $q_u$ (kPa) |
|---------------|-------|-------------|-------|-------------|
| Steel strip   | 1     | 325         | 7     | 127         |
|               | 2     | 193         | 8     | 100         |
|               | 3     | 268         | 9     | 108         |
|               | 4     | 149         | 10    | 90          |
|               | 5     | 254         | 11    | 114         |
|               | 6     | 281         | 12    | 126         |
| Polymer strip | 13    | 250         | 19    | 190         |
|               | 14    | 160         | 20    | 130         |
|               | 15    | 190         | 21    | 140         |
|               | 16    | 125         | 22    | 110         |
|               | 17    | 205         | 23    | 150         |
|               | 18    | 225         | 24    | 175         |

همانطور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، یک روند صعودی برای  $q_u$  را در مقابل طول همپوشانی برای هر چهار نوع المان تسلیح دیده می‌شود با این تفاوت که نرخ رشد در  $q_u$  در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی بسیار بیشتر است. این نرخ بیشتر را می‌توان به پایین بودن ظرفیت بیرون کشیدگی تسمه‌های فلزی نسبت داد که با افزایش طول همپوشانی جبران می‌شود. به عبارت دیگر، در المان‌هایی که اندرکنش ضعیفتری با خاک دارند، افزایش طول (طول همپوشانی) می‌تواند یک راهکار برای جبران ظرفیت بیرون کشیدگی آنها باشد، زیرا ظرفیت بیرون کشیدگی در یک المان تسلیح تابعی از طول المان و اندرکنش آن با خاک است [18-20]. روند صعودی  $q_u$  در مقابل  $L_o$  به تدریج با افزایش طول همپوشانی در هر چهار نوع المان تسلیح کاهش یافت. این نشان می‌دهد که افزایش طول همپوشانی تا یک مقدار معین در بهبود ظرفیت باربری دیوارهای پشت به پشت موثر خواهد بود و این مقدار تابعی از ویژگی‌های دیوار است.

#### ۴-۲- جابجایی جانبی دیوار

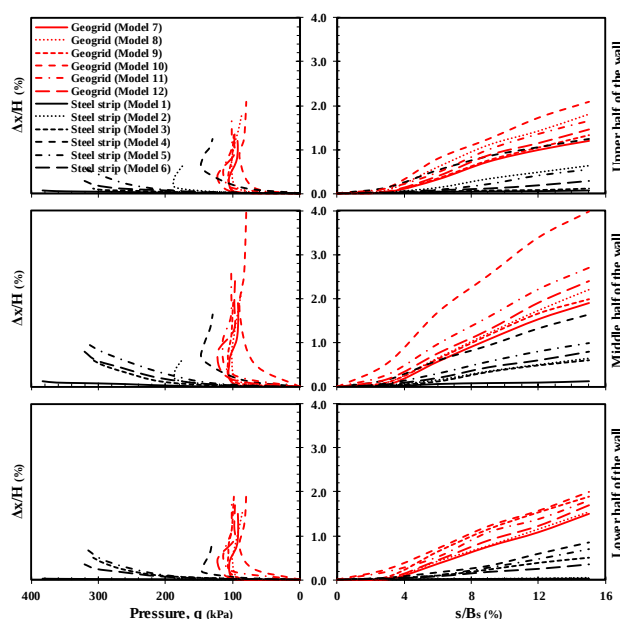
به منظور بررسی پاسخ جابه‌جایی افقی دیوار، از جابه‌جایی‌های جانبی همسنگ شده ( $\Delta x/H$ ) استفاده شد. همسنگ نمودن جابه‌جایی‌های جانبی که با استفاده از سه LVDT نصب شده روی هر دیوار در طول بارگذاری اندازه‌گیری شده بود و بی‌بعد نمودن آنها این امکان را فراهم می‌نمود که اثر مقیاس کم‌رنگ‌تر شده و مقادیر بدست آمده بتواند به دیوارهایی با سایر ارتفاع‌ها تعمیم داده شود. به منظور ارزیابی پاسخ جابه‌جایی جانبی دیوار به بارگذاری قائم، فشار تراورس و نشست آن به عنوان دو معیار انتخاب و روند تغییرات جابه‌جایی جانبی دیوار در مقابل این دو معیار تعیین شدند که در شکل (۱۳) نشان داده شده است. علاوه بر آن، پروفیل  $\Delta x/H$  نیز در چهار مقدار نشست مختلف اندازه‌گیری شد که در شکل (۱۴) ارائه شده‌اند. انتخاب این مقادیر امکان ارزیابی توزیع جابجایی جانبی در دیوارها را قبل و بعد از تجربه  $q_u$  فراهم می‌سازد.

همان‌طور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، یک وابستگی بین جابه‌جایی‌های جانبی دیوار و نشست تراورس‌ها وجود دارد. همانطور که آنوایو و باسودار برای دیوارهای پشت به پشت مسلح شده گزارش نمودند، این وابستگی به شکل یک رابطه دوخطی در منحنی‌های  $\Delta x/H-s/B_s$  برای تمامی مدل‌ها نمایان می‌شود [7]. در منحنی‌های



شکل ۱۲. روند تغییرات ظرفیت باربری در مقابل طول همپوشانی

Fig. 12. Variation of ultimate bearing pressure versus overlap length of reinforcements



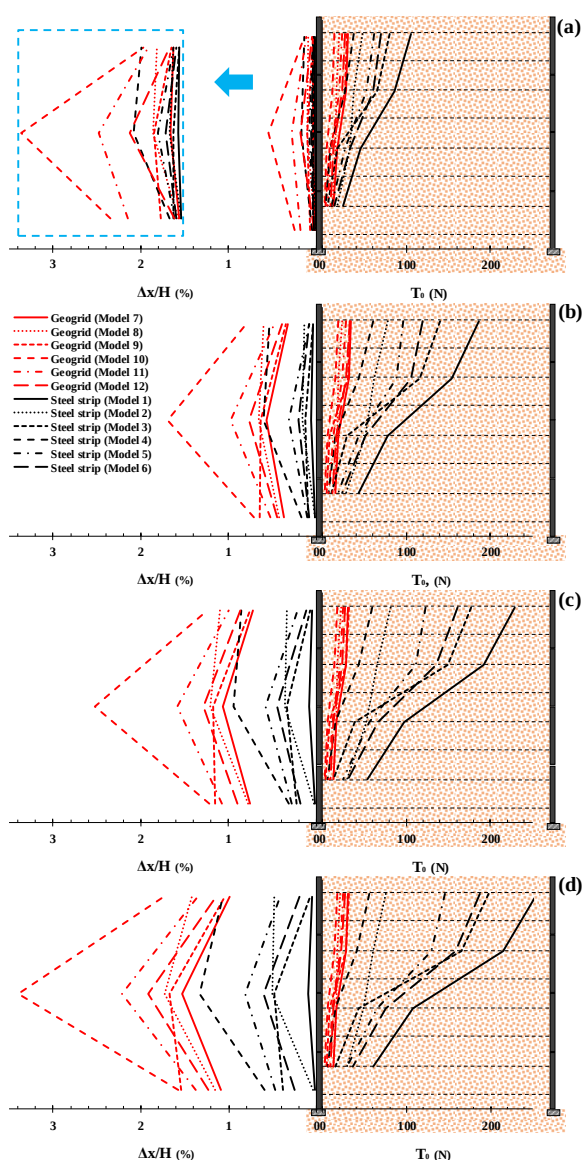
شکل ۱۳. پاسخ جابه‌جایی جانبی دیوار به نشست و فشار تراورس‌ها در سه

ارتفاع مختلف دیوار

Fig. 13. Response of lateral wall displacement versus footing pressure and footing settlement at three different elevations



بارگذاری به سمت دیوار نسبت داد. با توجه به موقعیت قرارگیری بار قائم نسبت به تاج دیوار، محدوده ناحیه پلاستیک با اندکی فاصله از تاج دیوار آغاز و بر اساس میزان عمق نفوذ تنش، با فاصله‌ای از پنجه دیوار به اتمام می‌رسد. بنابراین، همانطور که در تحقیقات پیشین نیز اشاره شده است، بیشترین تأثیر را از این جریان پلاستیک، بخش میانی دیوار می‌گیرد. انعطاف پذیر بودن رویه دیوار نیز سبب می‌شود تا بیشترین تغییر شکل‌ها در بخش میانی دیوار رخ دهد و مُد شکم دادگی به عنوان مُد اصلی تغییر شکل در این دیوارها مطرح شود.



شکل ۱۴. پروفیل تغییر شکل‌های افقی و نیروی بسیج شده در رأس المان‌های

تسلیح در نشست‌های: الف) ۳٪، ب) ۶٪، ج) ۹٪ و د) ۱۲٪.

Fig. 14. Profiles of lateral movement and connection load at different settlements: (a) 3%; (b) 6%; (c) 9%; (d) 12%.

$\Delta x/H-s/B_s$  مشاهده می‌شود که اولین ناحیه خطی با شیب کمتری نسبت به ناحیه دوم تشکیل و تغییر شیب بین دو ناحیه در نشست‌هایی که ظرفیت باربری نهایی شکل می‌گیرد، رخ می‌دهد. شکل (۱۳) نشان می‌دهد که استفاده از المان‌های تسلیح پیوسته، افزایش طول همپوشانی و استفاده از نوارهای فلزی به جای ژئوگریدها، شیب هر دو ناحیه خطی را کاهش می‌دهد. این کاهش در شیب به این معنی است که زمانی که تقویت‌کننده‌های پیوسته و مقادیر  $L/O$  بیشتر همراه با افزایش سختی المان‌ها استفاده می‌شود، بخش کوچک‌تری از نشست تراورس به جابه‌جایی جانبی تبدیل می‌شود.

عدم وابستگی جابه‌جایی جانبی دیوار به فشار تراورس دیگر یافته‌ایست که می‌توان از شکل (۱۳) استنباط نمود. همانطور که در منحنی‌های  $\Delta x/H-q$  مربوط به دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید مشاهده می‌شود، جابه‌جایی جانبی با افزایش فشار تراورس افزایش می‌یابد و این افزایش حتی بعد از زمانی که فشار تراورس به  $q_u$  می‌رسد و افت می‌کند، همچنان ادامه می‌یابد. این روند، استقلال جابه‌جایی جانبی دیوار را از فشار ناشی از تراورس‌های واقع بر دیوارهای پشت به پشت تأیید می‌نماید. دلیل این موضوع را می‌توان در شکل‌گیری سطح گسیختگی پس از رسیدن فشار تراورس به  $q_u$  و حرکت گوه لغزنده به سوی دیوار دانست. به بیان دیگر، پس از شکل‌گیری گوه لغزنده، این گوه در اثر فشار تراورس‌ها به سمت دیوارهای مقابل رانده شده و جابه‌جایی جانبی آنها را رقم می‌زند، به طوری که این رانده شدن حتی پس از رسیدن فشار تراورس‌ها به مقدار حداکثر و کاهش آن، همچنان ادامه یافته و موجب افزایش جابه‌جایی جانبی دیوارها می‌شود. افزایش جابه‌جایی جانبی دیوارها چه هنگام افزایش فشار تراورس‌ها و چه هنگام کاهش آن، نشان دهنده استقلال جابه‌جایی جانبی از فشار تراورس می‌باشد.

همانطور که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی در وسط دیوار رخ می‌دهد که ناشی از پررنگتر بودن نرخ رشد جابه‌جایی در این قسمت از دیوار نسبت به نیمه‌های تحتانی و فوقانی دیوار در طول بارگذاری است. این امر اهمیت در نظر گرفتن قسمت میانی دیوارهای پشت به پشت را تحت بارگذاری قائم برجسته می‌سازد و بر تقویت مقاومت خمشی رویه در این قسمت از دیوار تأکید می‌نماید. علت بیشتر بودن تغییر شکل در وسط دیوار را می‌توان به شکل‌گیری جریان پلاستیک از زیر سطح

۱۵ درصد در شکل (۱۵) مقایسه شد. برای هر دو نوع المان تسلیح،  $(\Delta x/H)_{\max}$  به شکل غیر خطی با افزایش  $L_0$  کاهش می‌یابد. با این تفاوت که نرخ کاهش  $(\Delta x/H)_{\max}$  در مدل‌های مسلح شده با ژئوگرید کمتر از مدل‌های تقویت شده با نوار فلزی بود. این میزان کاهش در نشست‌های مختلف متفاوت بود، اما به ترتیب برای مدل‌های دیوار تقویت شده با ژئوگرید و تسمه فلزی به ترتیب ۶۳ و ۵۶ درصد برآورد شد. با ادامه افزایش طول همپوشانی، این روند کاهش به تدریج کمرنگ شد. این امر نشان می‌دهد که ساخت دیوارهای پشت به پشت با طول همپوشانی بیشتر از یک مقدار معین که تابعی از ویژگی‌های دیوار است، باعث کاهش بیشتر جابجایی دیوار نخواهد شد.

#### ۳-۴- جابه‌جایی قائم خاکریز

نشست و برآمدگی ایجاد شده روی سطح خاکریز ناشی از بارگذاری قائم، تغییر شکل‌های ناخواسته‌ای هستند که می‌توانند بر قابلیت سرویس دهی دیوارهای پشت به پشت تأثیر منفی بگذارند. این بدان معنی است که برای به حداقل رساندن این آثار نامطلوب، لازم است پارامترهای موثر بر تغییر شکل سطح خاکریز دیوارهای پشت به پشت شناسایی شوند. برای این منظور، برآمدگی و نشست ایجاد شده روی سطح خاکریز مدل‌ها در حین بارگذاری با استفاده از چهار LVDT نصب شده در مکان‌های مختلف ثبت و سپس برای تعیین پروفیل‌های تغییر شکل سطح خاکریز در نشست‌های مختلف، مقادیر ثبت شده به عرض تراورس‌ها نرمالیزه شد. پروفیل‌های  $\Delta y/B_s$  بدست آمده در شکل (۱۶) ارائه شده‌اند که در آن تغییر شکل رو به بالا (با علامت -) و رو به پایین (با علامت +) سطح خاکریز به ترتیب به عنوان برآمدگی و نشست در نظر گرفته می‌شود.

پروفیل تغییر شکل‌ها نشان داد که تغییر شکل عمودی سطح خاکریز به طور قابل توجهی تحت تأثیر طول همپوشانی، موقعیت المانهای تسلیح پیوسته و نوع المان تسلیح قرار دارد. این تأثیر با افزایش نشست تراورس‌ها برجسته‌تر شد. همانطور که در شکل (۱۶) مشاهده می‌شود، بالازدگی در سطح خاکریز دیوارهای پشت به پشت تنها زمانی امکان پذیر است که تمام یا بخشی از دیوارهای متقابل با تسمه فلزی به هم متصل شده باشند. جلوگیری از حرکت رو به بیرون دیوار با استفاده از تسمه‌های پیوسته غیر قابل

پروفیل‌های  $\Delta x/H$  در شکل (۱۴) نشان می‌دهد که استفاده از المان‌های تسلیح سخت‌تر یک راه حل کارآمد برای کاهش جابه‌جایی‌های افقی دیوارهای متقابل است. اثربخشی این راه حل به آرایش المان‌ها وابسته بود بطوریکه این اثربخشی هنگام استفاده از المان‌های ناپیوسته و همچنین کاهش طول همپوشانی کمرنگ شد. همانطور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌شود، بیشترین اثربخشی این راه حل مربوط به اتصال کامل دیوارها با کاهش ۸۵ درصدی در جابه‌جایی جانبی است. این اثربخشی با جداسازی نیمه‌های پایین و بالایی دیوارها به ترتیب به ۷۳ و ۶۸ درصد کاهش یافت، اما با جداسازی کامل دیوارها از یکدیگر به حداقل رسید. این بدان معناست که استفاده از المان‌های تسلیح انعطاف ناپذیر برای کاهش جابه‌جایی‌های جانبی در دیوارهایی با المان‌های پیوسته کارآمدتر از دیوارهایی با طول همپوشانی مشخص‌اند.

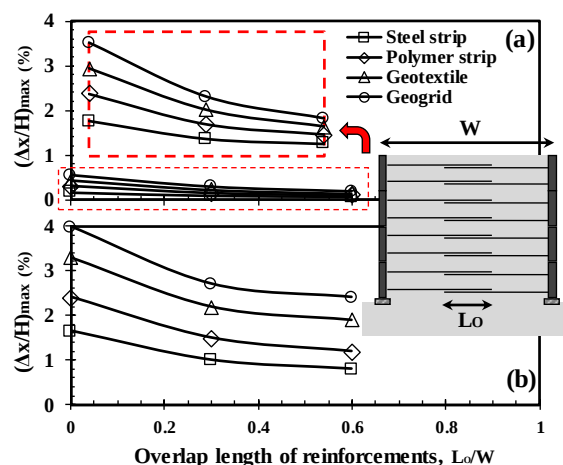
مقایسه پروفیل‌های جابه‌جایی در شکل (۱۴) نشان می‌دهد که اتصال دیوارهای متقابل به یکدیگر با استفاده از المان‌های تسلیح پیوسته می‌تواند به طور موثری جابه‌جایی‌های افقی را در دیوارهای پشت به پشت کاهش دهد. این کاهش جابه‌جایی با استفاده از المان‌های تسلیح پیوسته در تمام ردیف‌ها به حداکثر می‌رسد و در مدل‌های دهم و چهارم به ترتیب ۶۸ درصد و ۹۱ درصد اندازه‌گیری شد. با اتصال موضعی دیوارهای متقابل به یکدیگر، جابه‌جایی کاهش یافت و در دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید و نوار فلزی به ترتیب به ۶۲ و ۷۰ درصد رسید. به این معنی که استفاده از المانهای تسلیح پیوسته در برخی ردیف‌ها و اتصال دیوارهای متقابل به صورت موضعی به اندازه اتصال کامل دیوارها در کاهش جابه‌جایی جانبی مؤثر نبود. علاوه بر این، تفاوت بین نرخ کاهش در جابه‌جایی دیوار هنگام استفاده از المانهای پیوسته در مدل‌هایی با المان‌های تسلیح مختلف، نشان‌دهنده نقش برجسته‌تر آرایش اتصال دیوارهای متقابل بر روی جابه‌جایی جانبی هنگام استفاده از المان‌هایی با سختی محوری بیشتر است. این امر اهمیت در نظر گرفتن نوع المان‌های تسلیح را هنگام انتخاب آرایش اتصال دیوارهای متقابل برجسته می‌سازد.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، افزایش طول همپوشانی راه حل دیگری برای کاهش جابه‌جایی جانبی دیوارهای پشت به پشت بود. برای روشن شدن بیشتر وابستگی جابه‌جایی جانبی دیوار به طول همپوشانی، تغییرات  $(\Delta x/H)_{\max}$  در مقابل  $L_0$  در نشست‌های ۳ و

انعطاف و در نتیجه وقوع حالت مقاوم، احتمالاً از دلایل اصلی تشکیل بالازدگی در اطراف تراورس ها می باشد. بنابراین می توان نتیجه گرفت که استفاده از المان های تسلیح انعطاف پذیر و همچنین جداسازی دیوارها از یکدیگر دو راه حل برای جلوگیری بالازدگی سطح خاکریز اطراف تراورس ها می باشد. از سوی دیگر، استفاده از طول همپوشانی مناسب به عنوان یک راه حل کارآمد برای کاهش نشست در اطراف تراورس ها شناسایی شد. این مقدار برای مدل های مسلح شده با ژئوگرید و نوار فلزی به ترتیب حدود ۳۰٪ و ۲۵٪ برآورد شد که نشان می دهد این راه حل در دیوارهای پشت به پشت تقویت شده توسط ژئوگریدها موثرتر است.

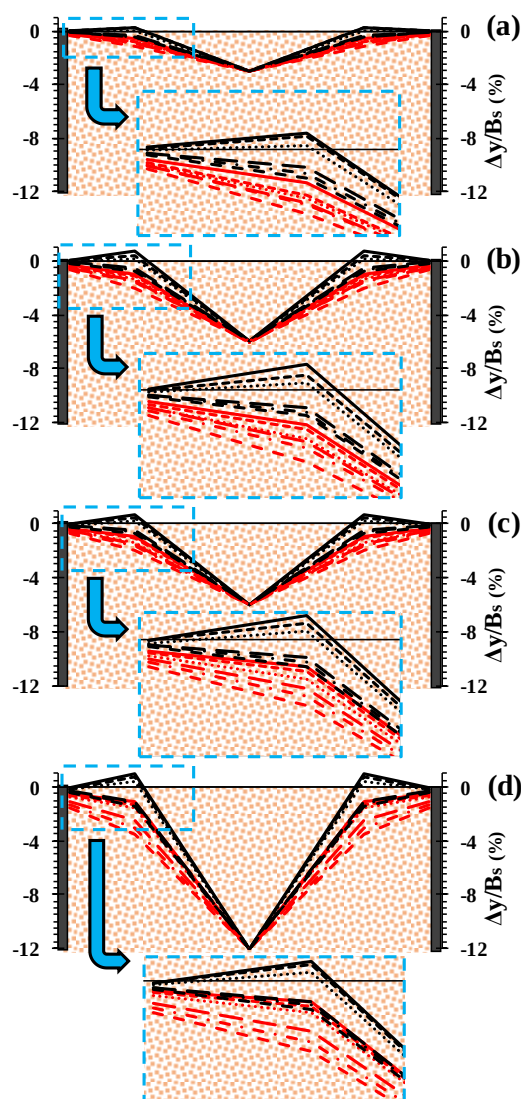
#### ۴-۴- نیروی بسیج شده در رأس المان های تسلیح

تعیین نیروی بسیج شده در محل اتصال المان های تسلیح با رویه ( $T_0$ ) اولین گام در انتخاب المان تسلیح، طراحی رویه و ارزیابی پایداری دیوار است. بنابراین، شناسایی پارامترهای مؤثر بر نیروی اتصال در دیوارهای خاک مسلح، به ویژه در دیوارهای پشت به پشت که رفتار پیچیده ای از خود نشان می دهند، ضروری است. برای این منظور، نیروی بسیج شده در رأس چهار المان تسلیح در حین بارگذاری با استفاده از نیرو سنج های تعبیه شده بین آنها و رویه اندازه گیری شد. به منظور ارزیابی آثار ترکیبی نوع و آرایش المان تسلیح و همچنین نشست تراورس بر نیروی اتصال، پروفیل های  $T_0$  برای همه مدل ها در چهار مقدار  $s/B_s$  در شکل (۱۴) ارائه شده است. وجود یک رابطه معکوس بین مقدار جابه جایی جانبی دیوارها و نیروی بسیج شده در المان های تسلیح، اولین نکته ای است که از مقایسه پروفیل های شکل (۱۳) برداشت می شود. این مقایسه نشان می دهد که با وجود شکل گیری بیشترین نیرو در بخش فوقانی دیوار، جابه جایی جانبی کمی در این بخش مشاهده می شود و این پدیده در بخش میانی بطور کاملاً معکوس نمایان می شود. علت این پدیده را می توان در عملکرد المان های تسلیح جستجو نمود. همانطور که در تحقیقات پیشین نیز اشاره شده است، تغییر شکل ها در یک دیوار خاک مسلح زمانی دچار روند افزایش می شوند که یا المان های تسلیح دچار بیرون کشیدگی شده باشند و یا دچار پارگی (کشیدگی مفرط). وقوع هر یک از این دو پدیده سبب حذف المان تسلیح از ساختار دیوار و کاهش نیروی بسیج شده در آن می شود. بنابراین می توان گفت که در



شکل ۱۵. روند تغییرات تغییر شکل های افقی دیوار با طول همپوشانی المان های تسلیح در نشست های: الف) ۳٪ و ب) ۱۵٪

Fig. 15. Variation of maximum normalized lateral displacement versus overlap length at two different footing settlements: (a) 3%; (b) 15%.



شکل ۱۶. پروفیل تغییر شکل های قائم خاکریز در نشست های: الف) ۳٪، ب) ۶٪، ج) ۹٪ و د) ۱۲٪

Fig. 16. Normalized profiles of backfill surface deformations at different settlements: (a) 3%; (b) 6%; (c) 9%; (d) 12%.

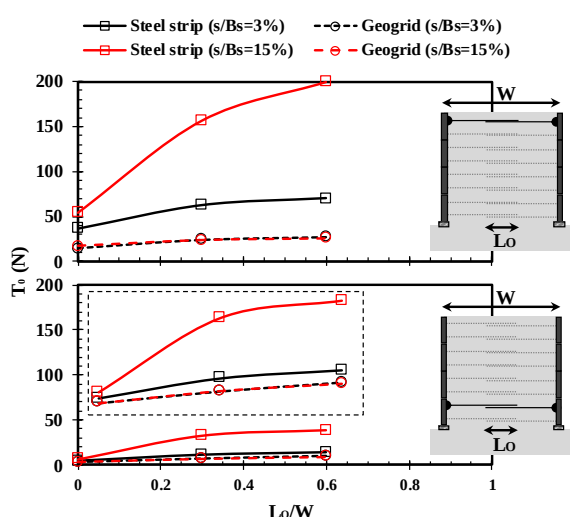
فوقانی و تحتانی المان‌های تسلیح در دو نشست مختلف در شکل (۱۷) ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، کاهش نیروی بسیج شده در رأس المان‌های تسلیح با استفاده از المان‌های انعطاف پذیر با افزایش طول همپوشانی برجسته تر می‌شود. این کاهش در المان‌های تحتانی و فوقانی دیوار با طول همپوشانی 0.6W به ترتیب به ۵۲ و ۷۳ درصد رسید.

### ۵- نتیجه گیری

بر اساس نتایج بدست آمده از این تحقیق، موارد زیر را می‌توان به عنوان یافته‌های اصلی این تحقیق ارائه نمود:

- مقایسه دیوارهای مسلح شده با المان‌های تسلیح مختلف نشان داد که نقش سختی المان تسلیح در بهبود ظرفیت باربری بیشتر از اندرکنش آن با خاک است. بنابراین، برای افزایش ظرفیت باربری باید سختی المان تسلیح به عنوان معیار به منظور انتخاب المان تسلیح مد نظر قرار گیرد.

- مشاهده شد که تأثیر المان‌های تسلیح فوقانی در دیوارهای پشت به پشت برای بهبود ظرفیت باربری بیشتر از المان‌های تسلیح تحتانی است.
- مشخص شد که اگرچه استفاده از المان‌های تسلیح انعطاف پذیر باعث افزایش تغییر شکل‌های جانبی دیوار و کاهش ظرفیت باربری تراورس‌ها می‌شود، اما نقش موثری در کاهش نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح ایفا می‌نماید.



شکل ۱۷. روند تغییرات نیروی اتصال در مقابل طول همپوشانی در نشستهای ۳

و ۱۵ درصد در المانهای ردیف: الف) هشتم، ب) دوم

Fig. 17. Variation of connection load versus overlap length for: (a) 8th reinforcement row; (b) 2th reinforcement row.

دیوارهای خاک مسلح، یک رابطه معکوس بین جابه‌جایی جانبی دیوار و نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح وجود دارد، همانگونه که در شکل (۱۴) نیز مشاهده می‌شود.

وابستگی  $T_0$  به نوع و آرایش المان‌ها و همچنین بسیج حداکثری نیروی در ردیف فوقانی المان‌های تسلیح را می‌توان در شکل (۱۴) مشاهده نمود. پروفیل‌های  $T_0$  نشان می‌دهند که نیروی بسیج شده در رأس المان‌های تسلیح به تدریج با کاهش ارتفاع کاهش می‌یابد. این روند کاهشی به ترتیب برای مدل‌های تقویت شده با تسمه فلزی و ژئوگرید به طور میانگین ۸۰ درصد و ۶۲ درصد برآورد شد که اهمیت ردیف‌های فوقانی المان تسلیح را در دیوارهای پشت به پشت تحت بارگذاری قائم نشان می‌دهد. به حداقل رسیدن نیروی بسیج شده در رأس المان‌های تسلیح در پایین ترین ردیف المانها را می‌توان به عمق مدفون تعبیه شده در جلوی پنجه دیوار نسبت داد که از لغزش دیوار و به دنبال آن بسیج نیرو در المان‌های تحتانی ممانعت می‌نماید. استفاده از المان‌های پیوسته و افزایش طول همپوشانی دو عامل دیگری بود که توزیع غیریکنواخت نیروی بسیج شده در رأس المان‌های تسلیح را در امتداد ارتفاع دیوار به خصوص دیوارهای مسلح شده با تسمه فلزی را رقم زد.

کاهش نیروی بسیج شده در رأس المان هنگام استفاده از المان‌های انعطاف پذیر و کاهش طول همپوشانی و همچنین حداکثر شدن آن هنگام استفاده از المان‌های پیوسته در تمام ردیف‌ها نکته دیگری بود که در پروفیل‌های  $T_0$  مشاهده شد. رشد چشمگیر نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح در اثر اتصال مستقیم دو دیوار متقابل با المانهای پیوسته پیش از این نیز توسط لو و همکاران برای دیوارهای پشت به پشت تحت بار ناشی از خطوط ریلی گزارش شده بود [3]. میزان کاهش نیرو حین استفاده از المان‌های انعطاف پذیر وابسته به آرایش المان‌ها بود به طوری که هنگام استفاده از المان‌های پیوسته مشهودتر می‌شد. این کاهش در ردیف‌های فوقانی محسوس تر بود به طوری که در بالاترین ردیف از المان‌های تسلیح در دیوارهایی با المان‌های کاملاً مجزا به کمترین مقدار برابر با ۶۴ درصد و در دیوارهایی با المان‌های به هم پیوسته بیشترین مقدار برابر ۸۵ درصد رسید. طول همپوشانی نیز بر این کاهش تأثیر گذار بود. برای روشن تر شدن این تأثیر، روند تغییر نیروی اتصال را در برابر طول همپوشانی برای ردیف‌های

### تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌دارند که هیچ‌گونه تعارض منافی در ارتباط با انجام این پژوهش وجود ندارد.

### سهم نویسندگان

سهم هر یک از نویسندگان در مقاله با هم برابر است.

### منابع مالی

در انجام این تحقیق از منابع مالی مشخصی استفاده نشده است.

### بیانیه هوش مصنوعی

نویسندگان اعلام می‌دارند که در تولید، نگارش و تحلیل این مقاله از هیچ‌گونه ابزار یا فناوری هوش مصنوعی استفاده نشده است.

- اتصال مستقیم دو دیوار مقابل به یکدیگر با استفاده از المان‌های تسلیح پیوسته و جداسازی کامل آنها از یکدیگر به ترتیب بهترین و بدترین چیدمان المان‌های تسلیح برای بهبود ظرفیت باربری و همچنین کاهش تغییر شکل دیوار پشت به پشت شناسایی شد. استفاده از این دو چیدمان نیز به ترتیب باعث بسیج بیشترین و کمترین نیرو در المان‌های تسلیح شد.
- مشاهده شد که هنگام استفاده از المان‌های تسلیح پیوسته و افزایش طول همپوشانی، به ویژه در نیمه بالایی دیوار، بخش بیشتری از فشار تراورس به نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح تبدیل می‌شود.

### قدردانی نویسندگان

از حمایت‌های آزمایشگاه مطالعات لرزه‌ای دانشگاه قم در راستای انجام این پژوهش قدردانی می‌شود.

### References

- [1] FHWA (Federal Highway Administration), 2009. *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*. Vols. 1 and 2. FHWA-NHI-10-024. Edited by R. R. Berg, B. R. Christopher and N. C. Samtani. Washington, DC, USA: Federal Highway Administration.
- [2] Chauhan, V.B., Srivastava, A., Jaiswal, S. and Keawsawasvong, S., 2023. Behavior of back-to-back MSE walls: interaction analysis using finite element modeling. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 10(5), pp.888-912.
- [3] Attara, S.K. and Balunaini, U., 2025. Modelling and Analysis of Back-to-Back Mechanically Stabilized Earth Walls under High-Speed Train Dynamic Loading. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 12(5), pp.1-25.
- [4] Lo, S.C.R., Li, S.Q., Gopalan, M. and Gao, Z., 1996. Analysis and design of a tied back-to-back geosynthetic reinforced soil wall. *Journal of Southeast Asian Geotechnical Society*, 27(1), pp.37-50.
- [5] Won, M.-S. and Kim, Y.-S., 2007. Internal deformation behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1), pp.10-22.
- [6] Kazimierowicz-Frankowska, K., 2005. A case study of a geosynthetic reinforced wall with wrap-around facing. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(1), pp.107-115.
- [7] Anubhav, S. and Basudhar, P.K., 2011. Numerical modelling of surface strip footings resting on double-faced wrap-around vertical reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 18(1), pp.21-34.
- [8] Vadavadagi, S.S. and Chawla, S., 2023. Effect of rail axle load on geosynthetic reinforced back-to-back mechanically stabilized earth walls: Experimental and numerical studies. *Transportation Geotechnics*, 38, p.100907.
- [9] Han, J. and Leshchinsky, D., 2010. Analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(3), pp.262-267.
- [10] Zheng, Y., Li, F., Niu, X. and Yang, G., 2023. Numerical investigation of the interaction of back-to-back MSE walls. *Geosynthetics International*, 30(4), pp.382-397.
- [11] Sravanam, S.M., Balunaini, U. and Madhav, M.R., 2019. Behavior and design of back-to-back walls considering compaction and surcharge loads. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 5(4), pp.1-17.
- [12] Sravanam, S.M., Balunaini, U. and Madhira, R.M., 2020. Behavior of connected and unconnected back-to-back walls for bridge approaches. *International Journal of Geomechanics*, 20(7), p.06020013.
- [13] Xu, P., Yang, G., Li, T. and Hatami, K., 2021. Finite element limit analysis of bearing capacity of footing on back-to-back reinforced soil retaining walls. *Transportation Geotechnics*, 30, p.100596.
- [14] Rajagopal, G. and Thiyyakkandi, S., 2022. Effect of reinforcement stiffness on response of back-to-back MSE wall upon infiltration. *Geosynthetics International*, 29(4), pp.409-425.
- [15] Wood, D.M., 2004. *Geotechnical Modelling*. Version 2.2. London: Taylor & Francis Group.



- [16] Goodarzi, S. and Shahnazari, H., 2019. Strength enhancement of geotextile-reinforced carbonate sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(2), pp.128-139.
- [17] Abdelouhab, A., Dias, D. and Freitag, N., 2010. Physical and analytical modelling of geosynthetic strip pull-out behavior. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), pp.44-53.
- [18] Consoli, N.C., Rossi, J.G., Festugato, L., Ruver, C.A., Scheuermann Filho, H.C., Foppa, D., ... and Leon, H.B., 2019. Circular-plate load tests on bounded cemented layers above weak cohesive-frictional soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(10), p.06019011.
- [19] Saha Roy, S. and Deb, K., 2018. Closely spaced rectangular footings on sand over soft clay with geogrid at the interface. *Geosynthetics International*, 25(4), pp.412-426.
- [20] Xu, Y., Yan, G., Williams, D.J., Serati, M., Scheuermann, A. and Vangsness, T., 2020. Experimental and numerical studies of a strip footing on geosynthetic-reinforced sand. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 20(5), pp.267-280.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Yazdandoust, M. and Daftari, F., 2026. Investigating the performance of back-to-back mechanically stabilized earth walls as railway embankments using physical and numerical modeling. *Modares Civil Engineering journal*, 26(4), pp.47-64.





# Presenting an intelligent vibration-based method for identifying damage in steel beams based on the smoothed pseudo Wigner-Ville distribution and artificial neural network

Erfan Hoseinzadeh Honarvar<sup>1</sup>, Hamid Reza Ahmadi<sup>2\*</sup> , Amin Rafiee<sup>3</sup>

1. M.Sc. graduate, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Maragheh, Maragheh, Iran.
2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Maragheh, Maragheh, Iran.
3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Maragheh, Maragheh, Iran.

## Abstract

Structural health monitoring (SHM) is a health assessment process that uses an automatic monitoring system to use cost-effective strategies for condition-based maintenance of structures. The number of structures is increasing, and the majority of structures have deteriorated and worn out due to the lack of use of health measurement during operation. Due to the importance of the subject, during the previous decades, detailed research in the field of vibration-based methods for health measurement of structures are increasing. In this research, a new methodology for detecting damage using signal processing in steel beams will be investigated.

In order to control the presented method, experiments were conducted in the laboratory on a steel beam which was an IPE 14 steel beam. To conduct the experiments, accelerometer sensors were installed under the steel beam. Then, an exciting load was applied to the steel beam and its vibrations were recorded with the sensors. 7 different damage scenarios were considered and damages were created in the steel beam. Similar to the healthy state, vibration-base tests were conducted on the steel beam with different damage scenarios. Considering the need for multiple data to train the artificial neural network, the steel beam was modeled in the Abaqus finite element software. In fact, the model was created completely based on the laboratory. In order to ensure the model of the model components, the results of the model analysis were evaluated and compared with the results obtained in the laboratory and the accuracy of the performance was ensured.

After ensuring the correct performance of the finite element model, 80 damage scenarios were defined. The scenarios were created in the finite element model and after analysis, the vibrations were recorded. The vibrations were processed with a Smoothed Pseudo Wigner-Ville Distribution (SPWVD). SPWVD is a time-frequency analysis tool designed to improve the readability of the classical Wigner-Ville Distribution by reducing its inherent cross-term interference while maintaining good time-frequency resolution. In fact, The SPWVD is a powerful tool for high-resolution time-frequency analysis when cross-term reduction is needed. Signal processing was performed in Matlab software. Thus, time-frequency plans were calculated. The obtained characteristics were used as input for training, evaluation and testing of the neural network.

To evaluate the error of the network used, the regression correlation diagram and the RMSE and MSE criteria were used. The results obtained from the test data and evaluation of the neural network indicate a very low error rate in damage identification and it can be concluded that the results of the calculations are very accurate and close to the expected numbers.

To identify damage in the specified locations, prediction scenarios were used and the network performance in identifying damage was evaluated under 4 scenarios. The results of this section also show that there is less than 1 percent error in identifying each damage, which is very high accuracy. In this study, the ability of the proposed method to identify multiple damages simultaneously was also evaluated. The proposed method is able to identify multiple damages simultaneously with very good accuracy. However, considering the capabilities of the proposed method, its use for detecting damage in steel beams is recommended.

## Review History

Received: Jul 17, 2025

Revised: Aug 12, 2025

Accepted: Dec 15, 2025

## Keywords

damage detection  
vibration-based  
quadratic time-frequency  
representation  
steel beam  
artificial neural network

\* Corresponding Author Email: [ahmadi@maragheh.ac.ir](mailto:ahmadi@maragheh.ac.ir) - ORCID: 0000-0003-0707-8233

## ارائه روش هوشمند ارتعاش-پایه جهت شناسایی آسیبها در تیرهای فولادی بر اساس توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده و شبکه عصبی مصنوعی

عرفان حسینزاده هنرور<sup>۱</sup>، حمیدرضا احمدی<sup>۱\*</sup> , امین رفیعی<sup>۱</sup>

۱. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مراغه، مراغه، ایران.

### چکیده

### تاریخچه داوری

در این تحقیق، یک روش جدید برای شناسایی آسیب در تیرهای فولادی بر پایه تحلیل توابع زمان-فرکانس و شبکه عصبی مصنوعی ارائه شده است. این روش با ترکیب ویژگی‌های استخراج شده از سیگنال‌های ارتعاشی در حوزه زمان-فرکانس و یادگیری یک مدل شبکه عصبی مصنوعی بنا شده است. در واقع روش پیشنهادی در این پژوهش بر پایه ارتعاش بوده که با استفاده از پردازش سیگنال‌های پاسخ با تحلیل‌های زمان-فرکانس مربعی و استفاده از نتایج بدست آمده در شبکه عصبی مصنوعی، آسیب‌ها (ترک) را شناسایی می‌نماید. در این پژوهش از توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده که از مهمترین توابع زمان-فرکانسی مربعی می‌باشد استفاده شده است. ضمناً شبکه عصبی مصنوعی به منظور شناسایی آسیب مورد استفاده قرار گرفته است. به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، آزمایش‌ها ارتعاش-پایه روی تیر فولادی صورت پذیرفت. ضمناً تیر مذکور در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل شده و با نتایج آزمایشگاهی درستی آزمایی شد. پردازش سیگنال‌ها و همچنین آموزش شبکه عصبی مصنوعی در نرم‌افزار متلب صورت پذیرفت. بر اساس نتایج بدست آمده، روش پیشنهادی توانایی شناسایی آسیبها با شدت‌های مختلف و تعیین محل آنها را با دقت بسیار بالا و خطای کمتر از ۱ درصد دارا می‌باشد. ضمناً قابلیت شناسایی چند آسیب که به صورت همزمان در تیر ایجاد شده‌اند از دیگر قابلیت‌های روش ارائه شده است.

### کلمات کلیدی

تشخیص آسیب  
ارتعاش-پایه  
تابع زمان-فرکانس مربعی  
تیرهای فلزی  
شبکه عصبی مصنوعی

### ۱- مقدمه

پایش سلامت سازه (SHM) یک فرآیند ارزیابی سلامت برای یک سازه از طریق یک سیستم نظارت خودکار است و یک عنصر کلیدی از استراتژی‌های مقرون به صرفه برای نگهداری مبتنی بر شرایط می‌باشد. پایش سلامت سازه پتانسیل بالایی برای ارائه مزایای اقتصادی و ایمنی قابل توجهی دارد. با این حال، استفاده از پایش سلامت در سازه‌های مهندسی عمران هنوز در مراحل ابتدایی است و به دلیل ماهیت پیچیده و چند شاخه آن نیازمند

پیشرفت‌هایی در زمینه‌های مختلف می‌باشد. بنابراین، برای اطمینان از بهره‌مندی مدیران زیرساخت از این فناوری نوظهور، پژوهش‌های گسترده‌ای در این زمینه مورد نیاز است. شناسایی آسیب در سازه‌های فولادی، به ویژه تیرها، یکی از موضوعات حیاتی در حفظ ایمنی و دوام سازه‌ها محسوب می‌شود. این نوع آسیب‌ها که ممکن است ناشی از خستگی، بارگذاری مداوم، زلزله یا بلایای طبیعی باشند، اغلب بدون علائم ظاهری قابل تشخیص پیشرفت کرده و منجر به کاهش عملکرد یا حتی فروپاشی سازه می‌شوند. روش‌های سنتی شناسایی آسیب، مانند آزمایش‌های غیرمخرب

\* رایانامه نویسنده مسئول: ahmadi@maragheh.ac.ir - ORCID: 0000-0003-0707-8233

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



(التراسونیک یا تحلیل مودال)، با وجود دقت بالا، محدودیت‌هایی از قبیل نیاز به تجهیزات پیچیده، هزینه‌های زیاد، و ناتوانی در شناسایی دقیق آسیب‌های کوچک و گسترده دارند. در دهه‌های اخیر، پیشرفت در تحلیل سیگنال‌های ارتعاشی و ابزارهای یادگیری ماشین فرصت‌های نوینی را برای شناسایی سریع‌تر و دقیق‌تر آسیب فراهم کرده است. تحلیل سیگنال‌های ارتعاشی در حوزه زمان-فرکانس می‌تواند تغییرات غیرعادی در رفتار دینامیکی تیرهای فولادی را شناسایی کرده و اطلاعات مهمی درباره شدت و محل آسیب ارائه دهد. در این میان، شبکه‌های عصبی مصنوعی به دلیل توانایی فوق‌العاده در تحلیل داده‌های پیچیده و غیرخطی، به ابزاری کارآمد برای شناسایی و پیش‌بینی آسیب تبدیل شده‌اند. یک روش مبتنی بر ارتعاش، با استفاده از اولین مود ارتعاش، برای پیش‌بینی و ارزیابی محل آسیب‌ها و شدت آسیب‌های ایجاد شده در تیرهای فولادی که از اجزای سازه‌ای مهم در ساختمان‌ها و پل‌ها هستند، ارائه شد. در روش ارائه شده، شاخص خسارت مبتنی بر انرژی کرنش و همچنین شبکه عصبی مصنوعی مورد استفاده قرار می‌گیرد [1]. وینستین و همکاران یک رویکرد مبتنی بر داده برای ارزیابی عملکرد پل‌ها برای ایجاد سیستم پایش سلامت سازه‌ای را معرفی نمودند. ایشان برای ارزیابی رویکرد پیشنهادی از داده‌های پل ماساچوست استفاده نمودند [2]. تان و همکاران، با استفاده از مشخصات ارتعاشات و شبکه عصبی مصنوعی (ANN)، روشی را برای شناسایی آسیب پیشنهاد نمودند. آنها برای ارزیابی روش ارائه شده، آزمایشاتی را روی یک دال بتن مسلح و سه تیر آهن فولادی انجام دادند. در روش پیشنهادی از شبکه عصبی همراه با شاخص خسارت ناشی از انرژی کرنش برای تعیین مکان و تعیین کمیت آسیب در تیرهای فولادی استفاده شده است [3]. بر اساس تحقیقات انجام شده توسط نیک و همکاران، در تکنیک‌های شناسایی آسیب مبتنی بر ارتعاش از تغییراتی که در ویژگی‌های معین سازه‌ها به دست می‌آید، برای آسیب‌ها استفاده می‌شود. با این حال، نتایج این روش‌ها در سیگنال‌های آغشته به پارازیت قابل اعتماد نیستند. بنابراین، لازم است مشخص شود که کدام روش در شرایط ندارای پارازیت به خوبی عمل می‌کند. این محققین، سه روش تشخیص آسیب شامل شاخص آسیب مبتنی بر انرژی کرنش مودال، انعطاف پذیری مودال و انحنای مودال را برای تشخیص آسیب با نویز و بدون نویز مورد استفاده قرار دادند. نتایج این

تحقیق نشان داد که هر سه روش قادر به شناسایی آسیب در غیاب پارازیت بودند لیکن تنها روش انعطاف پذیری مودال می‌تواند آسیب‌ها را با وجود پارازیت تعیین کند. در نهایت ایشان، یک روش برای سیگنال‌های آلوده به پارازیت با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی (ANN) و روش انعطاف پذیری ارائه داده‌اند [4]. نیک و همکاران یک روش شناسایی آسیب دو مرحله‌ای را برای تعیین و برآورد خسارت در پل‌های عرشه فولادی ارائه نمودند. عملکرد و امکان پذیری روش پیشنهادی با استفاده از چندین سناریوی آسیب تک و چندگانه در یک مدل المان محدود معتبر پل ارزیابی شد. در این تحقیق از شبکه عصبی برای تخمین شدت آسیب استفاده شده است. نتایج نشان دهنده دقت مناسب شبکه عصبی برای تخمین میزان آسیب و همچنین عملکرد مناسب روش پیشنهادی است [5]. احمدی و همکارانش یک روش جدید مبتنی بر تابع زمان-فرکانس تبدیل فوریه کوتاه و همچنین شاخص آسیب جدید برای شناسایی آسیب در پایه‌های بتنی پل‌ها پیشنهاد نمودند. شاخص آسیب ارائه شده بر اساس الگوریتم لونبرگ-مارکوارت تعریف شده که ترک‌ها و آسیب‌ها را در پایه‌های بتنی با دقت بالا شناسایی می‌نماید [6]. ژائو و همکاران الگوریتم جدیدی برای شناسایی آسیب در تیرهای فولادی پل‌ها پیشنهاد دادند [7]. این الگوریتم از تحلیل داده‌های دامنه زمان-فرکانس برای شناسایی آسیب‌ها استفاده می‌کند. روش پیشنهادی موقعیت آسیب‌ها را با دقت بالا پیش‌بینی نموده و البته قابلیت اجرای آن در محیط‌های عملیاتی واقعی نیز مورد بررسی قرار گرفته است. لی و همکاران، شاخص انعطاف‌پذیری تعمیم‌یافته برای شناسایی آسیب در تیرهای فولادی را پیشنهاد دادند [8]. نتایج نشان داد که این روش می‌تواند به‌طور موثر ترک‌های کوچک را در سازه‌های فولادی شناسایی کند. این رویکرد به دلیل سادگی و دقت مورد توجه قرار گرفت. اسمیت و همکاران از مدل‌های یادگیری ماشین برای شناسایی ترک‌ها و تحلیل مود شکل در تیرهای فولادی استفاده نمودند [9]. مطابق با نتایج این تحقیق، مدل‌های یادگیری ماشین می‌توانند با دقت بالا آسیب در تیرهای فولادی را پیش‌بینی نمایند. همچنین در این پژوهش، الگوریتم‌های جدید برای بهبود سرعت پردازش معرفی شده‌اند. لو و همکاران در تحقیقی، استفاده از روش‌های تحلیل مودال، تغییرات فرکانسی ناشی از ترک‌ها در تیرهای فولادی را مورد بررسی قرار دادند [10]. در این پژوهش از روش آزمایش چکشی و شبیه‌سازی

باعث می شود این توابع به طور مستقیم مرتبط با انرژی سیگنال باشند. برای یک سیگنال  $u(t)$  توزیع مربعی به صورت رابطه ۱ تعریف می شود:

$$|U(t, f)|^2 \alpha T(t, f) \quad (1)$$

که در آن  $U(t, f)$  نمایش زمان-فرکانس سیگنال  $u(t)$  است. این توابع اطلاعات دقیقی در هر دو حوزه فراهم می کنند، اما وضوح آن ها ممکن است به دلیل پدیده تداخل کاهش یابد.

در برخی توابع مانند اسپکتروگرام، مقادیر همواره غیر منفی هستند. اما در توابعی مانند توزیع ویگنر-ویل، به دلیل وجود تداخل ها، مقادیر منفی نیز ممکن است مشاهده شوند.

توزیع ویگنر-ویل (Wigner-Ville Distribution) یکی از بنیادی ترین و پرکاربردترین توزیع های زمان-فرکانس، توزیع ویگنر-ویل است. این توزیع برای تحلیل سیگنال های ساده و تک فرکانس عملکرد عالی دارد. اما در حضور چند سیگنال یا سیگنال های پیچیده، تداخل های متقابل ایجاد می شود که تفسیر آن را دشوار می کند.

$$WD_u(u, f) = F_{\tau \rightarrow f} \left\{ u\left(t + \frac{\tau}{2}\right) u^*\left(t - \frac{\tau}{2}\right) \right\} \quad (2)$$

که  $u(t)$  سیگنال اصلی در حوزه زمان،  $u^*(t)$  مزدوج مختلط سیگنال،  $f$  فرکانس و  $\tau$  پارامتر تاخیر می باشد.

در رابطه ۲،  $u\left(t + \frac{\tau}{2}\right) u^*\left(t - \frac{\tau}{2}\right)$  در واقع تابع خود همبستگی لحظه ای می باشد و تبدیل فوریه آن به خاطر متقارن بودن در فضای هرمیتی، حقیقی است. با این تفاسیر توزیع ویگنر یک سیگنال، حقیقی می باشد [13]. لازم به ذکر است توزیع ویگنر-ویل همان تابع ویگنر است با این تفاوت که به جای محاسبه توزیع سیگنال اصلی، توزیع سیگنال تحلیلی متناظر با آن محاسبه می شود. با این وجود توزیع ویگنر-ویل به صورت زیر بازنویسی می شود:

$$WD_u(t, \tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_u(t, \tau) e^{-j\omega\tau} d\tau = \int_{-\infty}^{+\infty} u\left(t + \frac{\tau}{2}\right) u^*\left(t - \frac{\tau}{2}\right) e^{-j\omega\tau} d\tau \quad (3)$$

که در رابطه بالا  $R$  بیانگر تابع خود همبستگی می باشد. علاوه بر آن، توزیع ویگنر-ویل متقابل دو سیگنال با تابع زمانی دیگر بر حسب تابع خود همبستگی متقابل نیز قابل تعریف بوده که به صورت زیر می باشد:

عددی برای ارزیابی شدت و موقعیت آسیب استفاده شد. روش پیشنهادی نتایج دقیقی در شناسایی آسیب ها ارائه داده است. آگنریا و همکاران، تحقیقی برای شناسایی آسیب در قاب های فولادی انجام دادند [11]. در این تحقیق از یک روش محاسباتی با حداقل داده های ارتعاشی (تنها سه مود ارتعاش) استفاده شده که نیاز به تجهیزات گران قیمت را کاهش می دهد. روش پیشنهاد شده توسط این محققین، آسیب های تک گانه و چندگانه را با دقت ۱۰۰٪ برای مکان یابی و ۸۰٪ برای شدت آسیب شناسایی نموده است. احمدی و همکاران در سال ۲۰۲۴، یک متدولوژی و نشانه آسیب جدید بر اساس تحلیل های زمان-فرکانس و روش تطابقی همبستگی برای شناسایی آسیب در شاهتیرهای فولادی پل ها ارائه نمودند [12]. به منظور ارزیابی روش و نشانه آسیب پیشنهادی، پل حافظ تهران مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان دهنده قابلیت روش پیشنهادی در شناسایی آسیب ها حتی با شدت کم می باشد. در این تحقیق، یک روش نوین ترکیبی ارائه می شود که با استفاده از تحلیل زمان-فرکانس، ویژگی های کلیدی سیگنال های ارتعاشی را استخراج کرده و از شبکه عصبی مصنوعی برای شناسایی دقیق و سریع آسیب استفاده می کند. هدف اصلی این روش، بهبود دقت و کارایی در شناسایی آسیب در تیرهای فولادی و ارائه مدلی قابل اجرا در محیط های واقعی است. نتایج این پژوهش می تواند کاربردهای گسترده ای در مدیریت سلامت سازه ها، کاهش هزینه های نگهداری، و افزایش ایمنی عمومی داشته باشد.

## ۲- پردازش سیگنال های پاسخ توابع زمان-فرکانس مربعی (Quadratic Time-Frequency Representations)

ابزارهای ریاضیاتی قدرتمندی هستند که برای تحلیل سیگنال ها در هر دو حوزه زمان و فرکانس به طور همزمان استفاده می شوند. این توابع به ویژه برای سیگنال های غیرایستا (Non-stationary) که ویژگی های طیفی آن ها با زمان تغییر می کند، مناسب هستند. در واقع این توابع بر اساس توزیع های زمان-فرکانس تعریف می شوند که اطلاعات دامنه فرکانس و زمان را در یک سطح دوبعدی نمایش می دهند. یکی از معروف ترین دسته بندی های این توابع، توزیع های ویگنر-ویل (Wigner-Ville Distribution) و تعمیم یافته های آن است. مقدار توزیع زمان-فرکانس مربعی از توان دوم سیگنال به دست می آید. این خاصیت

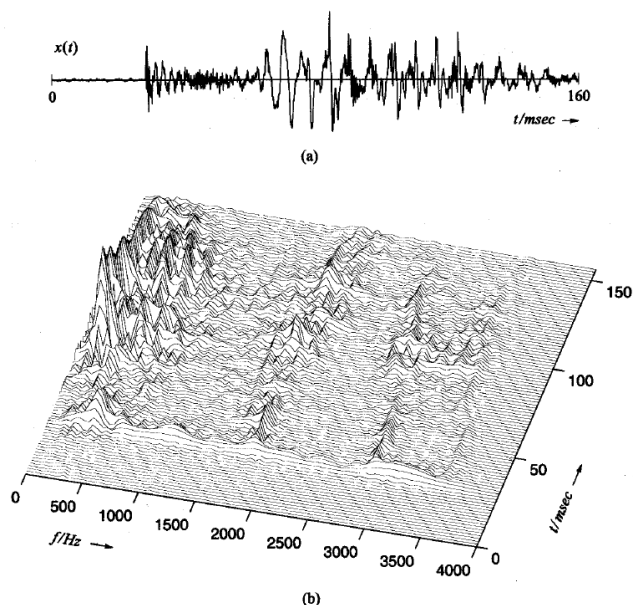
مصنوعی می‌باشد.

شبکه‌های عصبی از عناصر ساختاری ساده‌ای تشکیل شده که برای یادگیری، به صورت تطبیقی عمل می‌نماید. بدین صورت که با پردازش داده، دانش یا قانون نهفته در ورای داده‌ها را به ساختار شبکه انتقال می‌دهد و آموزش خود را بر اساس داده‌های موجود تکمیل می‌نماید. بنابراین می‌توان یک ساختار مصنوعی به تبعیت از شبکه‌های طبیعی ساخت و با تنظیم مقادیر هر اتصال، چگونگی ارتباط بین اجزای آن را تعیین نماییم. حوزه‌های کاربردی شبکه عصبی مصنوعی بسیار گسترده می‌باشند که از جمله طبقه بندی این کاربردها را می‌توان به تشخیص الگو، پردازش سیگنال، پیش‌بینی و درون‌یابی اشاره نمود.

ساختار یک شبکه عصبی مصنوعی به طور کلی شامل سه نوع

لایه است:

- لایه ورودی (Input Layer): وظیفه دریافت داده خام را بر عهده دارد.
- لایه‌های پنهان (Hidden Layers): وظیفه پردازش و استخراج ویژگی‌ها را دارند.



شکل ۱. تاریخچه زمانی یک سیگنال و پلان زمان-فرکانس مربوط به آن با

استفاده از توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده [18]

**Fig. 1.** Time-history diagram of a signal and its corresponding time-frequency plot using the smoothed pseudo Wigner-Veil distribution [18]

- لایه خروجی (Output Layer): وظیفه ارائه نتایج نهایی را دارد.

$$R_{u,g}(t, \tau) = u(t + \frac{\tau}{2})g^*(t - \frac{\tau}{2}) \quad (4)$$

$$WD_{u,g}(t, \tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{u,g}(t, \tau) e^{(-j\omega\tau)} d\tau = \int_{-\infty}^{+\infty} u(t + \frac{\tau}{2})g^*(t - \frac{\tau}{2}) e^{(-j\omega\tau)} d\tau \quad (5)$$

توزیع ویگنر-ویل رزولوشن بسیار زیادی در هر دو حوزه زمان و فرکانس را ایجاد می‌کند. اگرچه توزیع ویگنر-ویل همزمان تفکیک پذیری زمانی و فرکانسی بالایی دارد ولی در حذف عبارات متقاطع خارجی بین مؤلفه‌های فرکانسی مثبت سیگنال و عبارات متقاطع داخلی ناتوان است. شایان ذکر است ایجاد جملات متقاطع خارجی، شناسایی مشخصه‌های مورد نظر را به خصوص در سیگنال‌های چند مؤلفه‌ای دشوار و یا غیر ممکن می‌سازد. از جمله اشکالاتی و یا نقطه ضعف‌هایی که برای روش ویگنر-ویل می‌توان نام برد تولید جملات متقاطع می‌باشند [14].

با توجه به مشکلات توزیع ویگنر-ویل [15-17]، در این تحقیق از توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده استفاده شد. از جمله مشکلاتی که در توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده، مرتفع شده، کاهش اثر جملات متقابل است. این جملات موجب نمایش نادرست توزیع انرژی سیگنال در هر دو حوزه فرکانس و زمان می‌شوند. در توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده با اعمال دو پنجره هموار کننده این مشکل تا حد قابل توجهی مرتفع شده است. در واقع در این توزیع، هموار نمودن توزیع ویگنر-ویل در دو حوزه زمان و فرکانس و با دو پنجره مورد نظر قرار می‌گیرد. با این وجود، توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده به صورت رابطه ۶ تعریف می‌شود:

$$SPWD_u^{h,H}(\tau, f) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau)H(f)u(t + \frac{\tau}{2})u^*(t - \frac{\tau}{2})e^{-j\omega\tau} d\tau \quad (6)$$

که  $H(f)$  و  $g(\tau)$  به ترتیب پنجره هموار کننده در حوزه زمان و پنجره هموار کننده در حوزه فرکانس می‌باشند. در شکل (۱) نمایی از دیاگرام زمان-فرکانس حاصل از پردازش با توزیع شبه ویگنر-ویل هموار شده نشان داده شده است.

شبکه عصبی مصنوعی در طول چندین سال اخیر پژوهشگران، دانشمندان، ریاضی دانان و پزشکان در جستجوی این بوده‌اند که با ایده گرفتن از محیط طبیعی اطراف از جمله سیستم عصبی بدن انسان بتوانند روش‌ها و الگوریتم‌هایی را مطرح کنند که به وسیله آن بتوان داده‌های پیچیده را تحلیل نمود. یکی از روش‌هایی که توسط پژوهشگران در سال‌های گذشته مطرح شده، شبکه عصبی



میانگین خطای مربعات MSE یا ریشه دوم میانگین خطای کمترین مربعات RMSE ارزیابی نمود. که  $y_i$  مقدار برای داده های واقعی و  $y_p$  مقدار برای داده های پیش بینی شده می باشد. در این صورت رابطه میانگین خطای مربعات به صورت رابطه ۸ می باشد.

$$MSE = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - y_p)^2}{n} \quad (8)$$

RMSE معیاری است که معمولاً برای تفاوت بین مقادیر پیش بینی شده توسط یک مدل و مقادیر واقعی مورد استفاده قرار می گیرد. RMSE نشان دهنده جذر میانگین درجه دوم اختلاف بین داده های پیش بینی شده با داده های واقعی می باشد. مقدار RMSE همواره غیر منفی بوده و البته مقدار صفر نمی پذیرد. هرچه مقدار RMSE کمتر و نزدیک به صفر باشد یعنی مدل پیش بینی کننده عملکرد بهتری داشته است. به دلیل اینکه این معیار جذر میانگین توان دوم اختلاف داده های پیش بینی شده با داده های واقعی می باشد از این رو تاثیر هر خطا متناسب با اندازه مربع خطا است پس خطاهای بزرگ تاثیر زیادی روی RSME می گذارد در نتیجه این معیار به موارد پرت بسیار حساس است. رابطه ۹ که  $y_i$  مقدار برای داده واقعی و  $y_p$  مقدار داده پیش بینی شده می باشد.

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

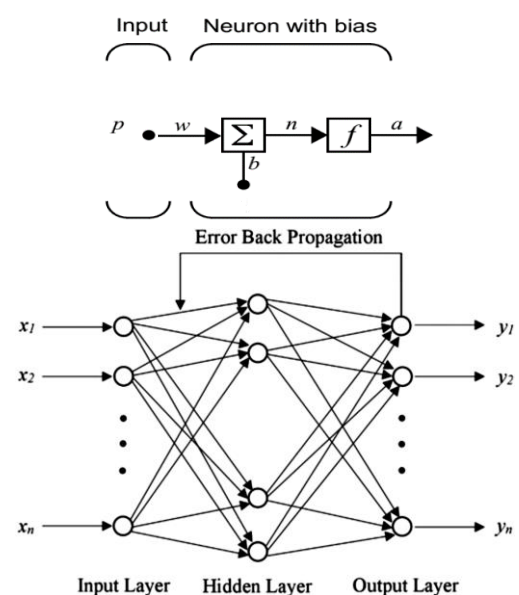
### ۳- آزمایش ارتعاش پایه تیر فولادی

در این پژوهش برای ارزیابی و کنترل روش جدید ارائه شده برای شناسایی آسیب، یک تیر فولادی به طول ۱/۵ متر در آزمایشگاه به صورت ارتعاش-پایه مورد آزمایش قرار گرفت. در جدول (۱) مشخصات تیر آهن مورد استفاده در این پژوهش بیان شده است. به منظور ثبت ارتعاشات تیر، از پنج حسگر شتاب سنج استفاده شد. در شکل (۴) نمایی از تیر فولادی و حسگرهای نصب شده قابل مشاهده می باشند. همچنین در شکل (۴) چگونگی قرارگیری حسگرها همراه با شماره گذاری آنها نمایش داده شده است. حسگرها در فواصل ۲۵ سانتی متری از یکدیگر و کاملاً قرینه نسبت به میانه تیر نصب شده اند. لازم به ذکر است که این سنسورها در تمامی مراحل ثبت شتاب در جای خود ثابت بوده و تغییراتی در محل سنسورها روی نداده است.

در شکل (۳)، نمایی ساده از شبکه عصبی مصنوعی نشان داده شده است. دایره ها و خطوط در این شکل به ترتیب بیانگر نرون ها و اتصالات وزندار می باشند.

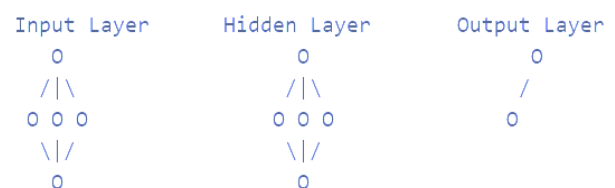
نرون های مصنوعی بر اساس نرون های واقعی مدل شده اند. کارکرد هر نرون بدین صورت است که هر نرون از یک بردار ورودی که آن را  $p$  می نامیم، تشکیل شده است. نرون ها هر یک در  $w$  ضرب شده و وزن دار شده و سپس همگی با یکدیگر جمع می شوند. لازم به ذکر است که با اضافه کردن پارامتر  $b$  نرون ها بایاس دار می شوند. سر انجام حاصل جمع این مقادیر به دست آمده را به عنوان ورودی نرون در شبکه عصبی مصنوعی در نظر می گیریم. سپس تابع  $f$  روی آن اعمال شده که خروجی نرون را شکل می دهند. این فرایند در شکل (۲) و رابطه ۷ نشان داده شده است.

$$a = f(wp + b) \quad (7)$$



شکل ۱. اجزای یک نرون و لایه ها در یک شبکه عصبی مصنوعی [19]

Fig. 2. Components of a neuron and layers in an artificial neural network [19]



شکل ۳. نمایی ساده از شبکه عصبی مصنوعی

Fig. 3. A simple view of an artificial neural network

اثر بخشی مدل های رگرسیون خطی را می توان با روش سنجش



جدول ۱. مشخصات مکانیکی تیر فولادی

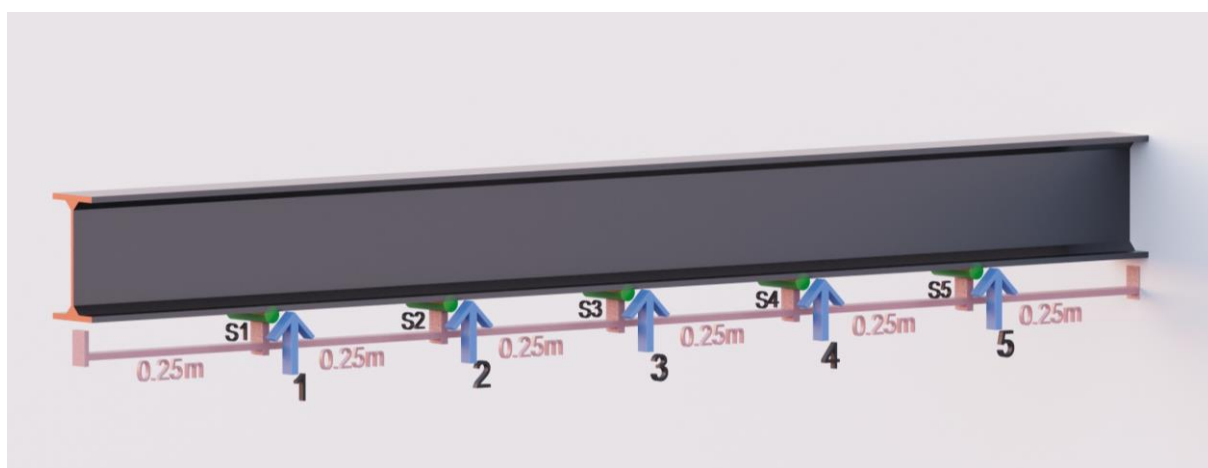
Table 1. Mechanical properties of steel beam

| Steel type | Height (mm) | Flange width (mm) | Web thickness (mm) | Flange thickness (mm) | Elastic modulus (mm) | Density (kg/m <sup>3</sup> ) | Poisson's ratio |
|------------|-------------|-------------------|--------------------|-----------------------|----------------------|------------------------------|-----------------|
| IPE 14     | 14          | 73                | 4.7                | 6.8                   | 2.1E10               | 7850                         | 0.3             |



(a)

(الف)



(b)

(ب)

شکل ۴. الف) نصب سنسورها در تیر فولادی ب) شماره گذاری سنسورها و فواصل آنها از یکدیگر

Fig. 4. a) Installing sensors in steel beam b) Numbering sensors and their distances from each other

سناریوهای آسیب در نظر گرفته شده بدین صورت بوده که حالت سالم به عنوان سناریوی صفر نامگذاری شده است. در سناریوی آسیب ۱، آسیب به مقدار ۵٪ دقیقاً در قسمت میانی تیر ایجاد شده است. در واقع به مقدار ۵٪ از ارتفاع کل تیر آسیب ایجاد شده است. در سناریوی ۲، آسیب میانی به ۱۰٪ افزایش یافته و همچنین در طرفین آن، ۲ آسیب با شدت ۵٪ ایجاد شده است. در سناریوی ۳، آسیب‌های طرفین به اندازه ۱۵٪ و آسیب در میانه تیر به اندازه ۲۰٪ افزایش یافته‌اند. برای سناریوی شماره ۴، آسیب در میانه تیر به اندازه ۲۵٪ و آسیب‌های طرفین به اندازه ۲۰٪ در نظر گرفته

لازم به ذکر است نیرو به صورت بار ضربه‌ای اعمال شده است. بدین صورت که یک وزنه ۱ کیلوگرمی را از ارتفاعی ۴ سانتی‌متری رها کرده و پاسخ تیر تحت اثر این نیرو ثبت شده است. در واقع ارتعاشات تیر ناشی از اعمال بار توسط شتاب‌سنجها اندازه‌گیری و با دیتالاگر ۱۶کاناله دینامیکی در رایانه ثبت می‌شود. در اولین آزمایش، حالت تیر فولادی بدون آسیب مورد نظر قرار گرفت. سپس مطابق با سناریوهای آسیب در نظر گرفته شده، آسیب‌هایی در تیر مورد نظر ایجاد و آزمایشات به صورت گفته شده انجام پذیرفت.

فرکانس شبه ویگنر-ویل هموار شده و شبکه عصبی مصنوعی برای شناسایی آسیب در تیرهای فولادی پیشنهاد شده است. با این وجود لاجرم تربیت شبکه عصبی بسیار قابل توجه می‌باشد. بدیهی است تربیت شبکه تنها با هشت سناریوی آسیب معرفی شده در بخش پیشین میسر نبوده و دقت مناسبی برخوردار نخواهد بود. از این رو و با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی، مدل اجزای محدود کاملاً مشابه با تیر فولادی و شرایط آزمایشگاهی در نرم‌افزار آباکوس ایجاد شد. نمایی از مدل ساخته شده در شکل (۶) قابل

شده‌اند. در سناریو شماره ۵، آسیب‌های طرفین همان ۲۰٪ حفظ شده لیکن آسیب در میانه تیر به اندازه ۳۰٪ شده است. در سناریوی ۶، آسیب‌های طرفین به اندازه ۲۵٪ در نظر گرفته شده و آسیب مانی نیز ۳۰٪ لحاظ شده است. در سناریوی شماره ۷، هر سه آسیب به اندازه ۳۰٪ در نظر گرفته شده‌اند. لازم به ذکر است آسیب‌ها توسط سنگ فرز و به صورت عمود بر محور طولی تیر و به ضخامت ۳ میلی‌متر ایجاد شده‌اند که شکل (۵) نمایانگر این مطلب می‌باشد.

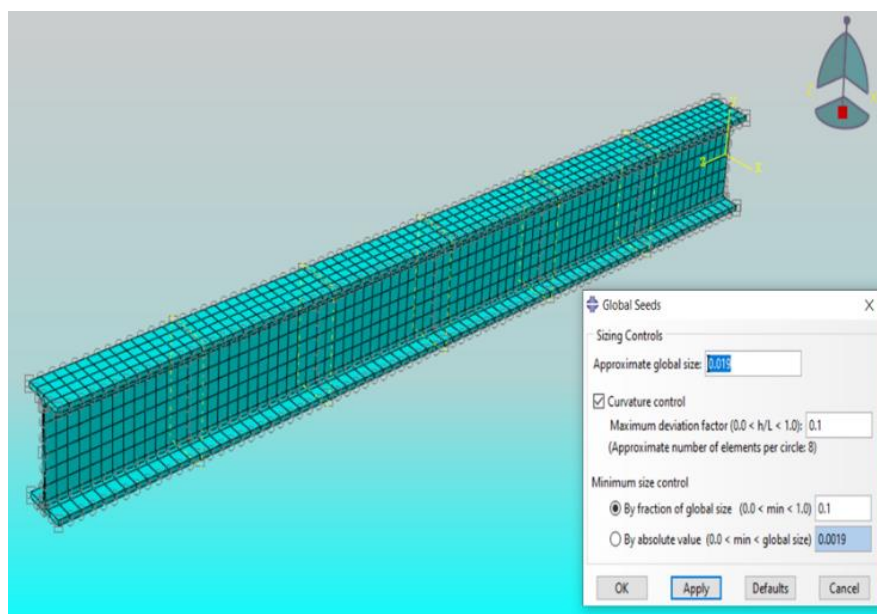
#### ۴- ساخت مدل اجزا محدود و صحت سنجی آن

در این پژوهش یک روش جدید بر پایه کاربرد تابع زمان-



شکل ۵. نمایی از آسیب‌های ایجاد شده در تیر فولادی

Fig. 5. A view of the damages caused in the steel beam



شکل ۶. مش بندی مدل اجزای محدود ساخته شده از تیر فولادی در نرم‌افزار آباکوس

Fig. 6. Meshing a finite element model made of a steel beam in Abaqus software

پس از اتمام مراحل مدل سازی، لازمست از درستی عملکرد مدل اطمینان حاصل شود. به منظور اطمینان از درستی عملکرد مدل، پاسخ های مدل اجزای محدود با پاسخ های بدست آمده در آزمایشگاه مورد مقایسه قرار گرفت. در واقع درستی عملکرد مدل اجزای محدود منوط به نزدیکی پاسخ های آن با پاسخ های حاصل از آزمایشگاه می باشد. بدین منظور ۳ مود اول ارتعاشی در آزمایشگاه با سه مود اول ارتعاشی در مدلی تحلیلی مقایسه شد. نتایج در جدول زیر نشان داده شده است. همان طور که در جدول (۲) مشاهده می شود، اختلاف نتایج مابین مدل آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود کمتر از ۵ درصد می باشند و بنابراین مدل قابل اطمینان است.

پس از درستی آزمایشی مدل و اطمینان از عملکرد آن، سناریوهای آسیب متعدد و مختلفی در مدل ایجاد و پس از تحلیل، نتایج ثبت شد. در این پژوهش تعداد ۷۹ سناریوی آسیب مختلف تعریف شد. از این تعداد ۳۱ سناریو آسیب به صورت آسیب تکی در یک محل آسیب با شدت های ۵٪، ۱۵٪، ۲۰٪، ۲۵٪، ۳۰٪ در نظر گرفته شد. علاوه بر آن در ادامه سه محل آسیب ۲ و ۳ و ۴ را با شدت های ۴۰٪ و ۵۰٪ از ارتفاع کل تیر آسیب دادیم. در مجموع ۲۵ آسیب تکی که همگی دارای درصدهای ۵٪، ۱۵٪، ۲۰٪، ۲۵٪، ۳۰٪ از ارتفاع کل تیر و ۶ آسیب در محل آسیب های ۲، ۳ و ۴ که شدت آسیب های ۴۰٪ و ۵۰٪ از ارتفاع کل تیر دارند. برای این که آموزش عمیق تری داشته باشیم و بتوانیم قابلیت این روش را برای شناسایی چندین آسیب با شدت های مختلف را بسنجیم ۴۲ سناریو دیگر به همراه سناریو بدون آسیب به تعداد سناریوهای ترکیبی آزمایشگاه اضافه کردیم. علاوه بر سناریوهای ذکر شده مورد ۸۰ نیز سناریوی بدون آسیب برای تیر فولادی خواهد بود که در شکل (۷) نشان داده شده است.

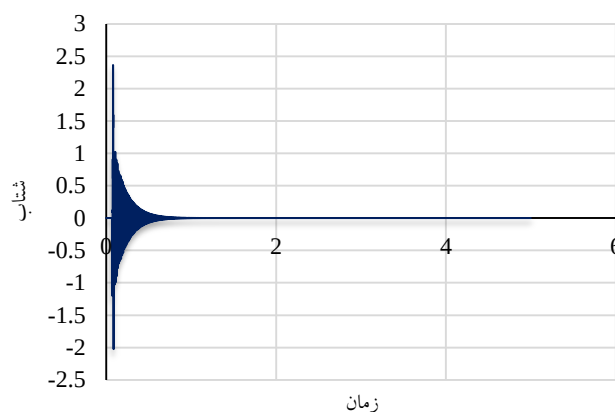
#### ۵- پردازش سیگنال با استفاده از روش شبه ویگنر- ویل هموار شده

مشخصه های دینامیکی که از حسگرهای شتاب سنج به دست می آیند را نمی توان مستقیماً برای شناسایی آسیب به شبکه عصبی مصنوعی معرفی نمود. این سیگنال ها باید پردازش شده تا بتوان اطلاعات و ویژگی های حساسی که مربوط به پارامترهای سازه ای برای فرآیند شناسایی خسارت هستند را از آن ها استخراج نمود. سیگنال های زمانی یا همان تاریخچه های پاسخ تیر به منظور تفسیر بیشتر مشخصات ارتعاشی، اغلب توسط روش های متنوعی که هر

جدول ۲. مقایسه فرکانس های حاصل از مدل تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی در سه مود اول ارتعاش

Table 2. Comparison of frequencies obtained from the analytical model and experimental results in the first three vibration modes

| PERIOD<br>-<br>MODEL  | MOD 1<br>(HZ) | MOD2<br>(HZ) | MOD3<br>(HZ) |
|-----------------------|---------------|--------------|--------------|
| Analytical model      | 12.59         | 28.10        | 66.3         |
| Laboratory model      | 12.41         | 28.89        | 65.91        |
| Percentage difference | 1.42%         | 2.81%        | 0.58%        |



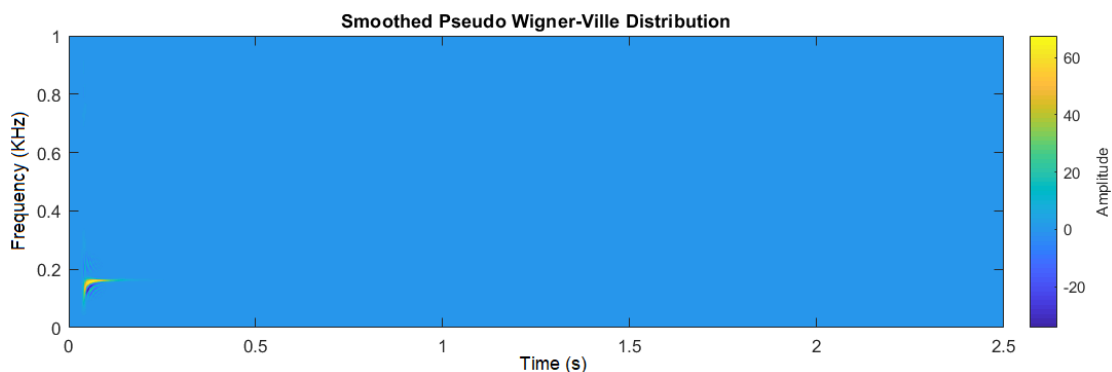
شکل ۷. پاسخ ارتعاشات ثبت شده در سنسور S1 تحت سناریو بدون آسیب

Fig. 7. Vibration response recorded in sensor S1 under no-damage scenario

مشاهده است. در این پژوهش از آباکوس نسخه ۶،۱۴ استفاده شده است. در ادامه به صورت موجز چگونگی مدل سازی و نیز چگونگی اعمال نیرو در تیر مدل سازی شده و دقت ثبت تاریخچه های زمانی محاسبه شده، اشاره شده است. سپس در قسمت مش بندی که به تقسیم بندی تیر مورد نظر می پردازیم. آسیب در تیر را طبق سناریو آسیب مورد نظر آسیب داده و تاریخچه زمانی ها را ثبت می کنیم که چند مورد از سناریوها را مورد بررسی قرار می دهیم.

#### ۴-۱- درستی آزمایشی مدل اجزاء محدود

در این پژوهش، تحلیل های مودال و دینامیکی روی مدل انجام پذیرفت. بار اعمالی نیز کاملاً مشابه با شرایط آزمایشگاهی، به صورت بار ضربه ای مدلسازی شد. اندازه بهینه مش بندی نیز با انجام سعی و خطا بدست آمد. در واقع با انجام چندین سعی و خطا و بررسی نتایج به دست آمده از اندازه های مختلف مش بندی، این نتیجه حاصل شد که بهینه ترین اندازه برای مش بندی تیر مورد نظر، سائز ۰/۰۱۹ متر می باشد.



شکل ۸. پلان زمان-فرکانس مربوط به سیگنال ثبت شده در سنسور ۳ در حالت بدون آسیب  
Fig. 8. Time-frequency plot of the signal recorded in sensor 3 in the undamaged state

است. بدیهی است چنانچه نیروی محرک تغییر نماید، پلان زمان-فرکانس نیز تغییر خواهد نمود.

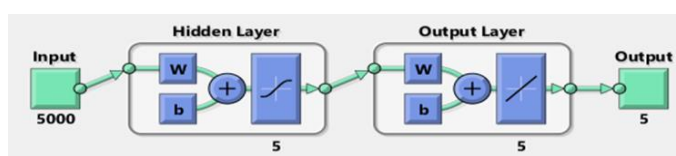
#### ۶- شناسایی آسیب

با اطلاعات حاصل از پردازش سیگنال‌های پاسخ در حوزه زمان-فرکانسی و بدست آوردن مشخصه‌های دینامیکی ۸۰ سناریو در هر یک از ۵ سنسور، فرایند تربیت شبکه عصبی صورت می‌پذیرد. در این پژوهش از یک شبکه عصبی دو لایه پیشرو با نرون‌های مخفی سیگموئید و نرون‌های خروجی خطی که قابلیت مرتبط ساختن مسائل چند بعدی را دارد استفاده شده است. لایه مخفی شبکه از ۵ نرون بهره می‌برد. در شکل (۹) نمایی از شبکه عصبی مورد استفاده، نشان داده شده است.

همانطور که گفته شد، داده‌های ورودی شبکه عصبی، داده‌های پردازش شده در حوزه زمان-فرکانسی می‌باشند که برای هر یک از سنسورها در هر سناریو از یک ماتریس  $1000 \times 1000$  تشکیل شده است. برای آموزش از ۸۰ درصد داده‌ها برای آموزش شبکه، ۱۰ درصد برای ارزیابی (validation) و ۱۰ درصد برای تست استفاده شده است. بنابراین ۶۴ سناریو برای آموزش شبکه، ۸ سناریو برای ارزیابی و ۸ سناریو برای تست شبکه به کار گرفته شده است.

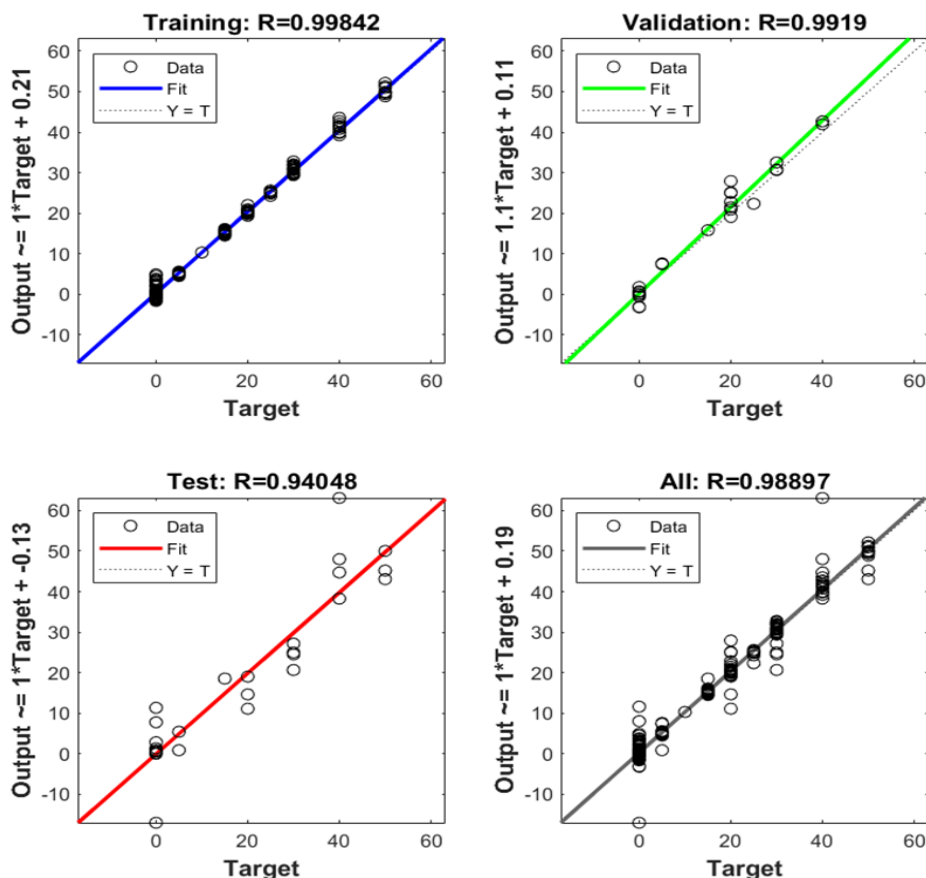
الگوریتم بکار گرفته شده برای آموزش شبکه لونبرگ مارکوارت (Levenberg-Marquardt) می‌باشد. مقادیر خروجی، مقدار درصد آسیب می‌باشند. درصدهای خروجی بیانگر وجود یا عدم وجود آسیب و همچنین شدت آسیب به درصد می‌باشند.

معیار مورد نظر برای ارزیابی شبکه از بین معیارهای ارزیابی که برای ارزیابی شبکه استفاده می‌شود، R، MSE و RMSE می‌باشد. همچنین با استفاده از نمودار اشتباه (Error) می‌توان مقدار خطای موجود را سنجید.



شکل ۹. ترکیب شبکه عصبی مصنوعی  
Fig. 9. Artificial neural network composition

یک از این روش‌ها مزیت‌هایی نسبت به روش‌های دیگر دارند، به حوزه‌های دیگر انتقال می‌یابند. همانطور که گفته شد در این تابع شبه ویگنر-ویل هموار شده با کاهش جملات تداخلی، ماتریس‌های زمان-فرکانسی که وضعیت سازه را با دقت بالا مشخص می‌نماید را ارائه می‌دهد. با کاربرد توابع شبه ویگنر-ویل هموار شده، پلان‌های زمان-فرکانس محاسبه می‌شوند. به عنوان نمونه در شکل (۸) پلان زمان-فرکانس مربوط به سیگنال ثبت شده در سنسور ۳ در حالت بدون آسیب نشان داده شده است. در این شکل پلان زمان-فرکانس حاصل از تابع شبه ویگنر-ویل هموار شده، تغییرات محتوای فرکانسی و تاریخچه زمانی پاسخ قابل مشاهده می‌باشد. همان‌طور که مشخص است عمده انرژی سیگنال در یکدهم ثانیه ابتدایی رصد شده است. نیروی اعمالی به صورت ضربه در نظر گرفته شده است. از سوی دیگر سازه مورد نظر دارای یک سری ویژگی‌های ذاتی می‌باشد. در واقع سازه دارای محتوای فرکانسی مخصوص به خود است. بنابراین تحت اثر نیروی اعمالی، ضربه با فرکانس مشخص به سازه با محتوای فرکانسی معین اعمال شده و متناسب با ضربه اعمالی، فرکانس میرا یا تشدید می‌شود. با این وجود در خصوص پلانهای زمان-فرکانس نشان داده شده که فرکانس غالبش در بازه ۱۰۰-۲۰۰ هرتز و در بازه زمانی تقریبی یکدهم ثانیه ابتدایی اتفاق افتاده، بدین معناست که پیک نیروی اعمالی در این بازه اتفاق افتاده



شکل ۱۰. محاسبه ضریب همبستگی برای آموزش، اعتبارسنجی، آزمایش و حالت کلی

Fig. 10. Calculating correlation coefficients for training, validation, testing, and overall mode

همچنین RMSE نیز این اعداد هر چه به صفر نزدیکتر باشند، بیانگر دقت بالاتر شبکه می‌باشند. شایان ذکر است در این پژوهش از این معیارهای ارزیابی استفاده شده است. در شکل (۱۰) نمودارهایی از محاسبه ضریب همبستگی برای آموزش، اعتبارسنجی، آزمایش و حالت کلی نشان داده شده است. ضمناً در جداول (۳ و ۴)، مقادیر محاسبه شده برای MSE و RMSE نشان داده شده است.

همان‌طور که پیشتر بیان شد R یا همان ضریب همبستگی یک معیار سنجش می‌باشد. زمانی که داده‌های پیش‌بینی شده با داده‌های حاصل مطابقت داشته باشند یعنی به عدد یک نزدیکتر باشند، شبکه عصبی طراحی شده عملکرد دقیق‌تری دارد. همچنین هر چه اختلاف بیشتر باشد و به عدد صفر نزدیکتر باشد، دارای عملکرد ضعیف‌تری خواهد بود. در خصوص MSE یا همان میانگین خطای مربعات و

جدول ۳. نتایج RMSE داده‌ها

Table 3. Data RMSE results

| NUMBER-T,V      | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| TEST            | 0.90 | 0.38 | 0.27 | 0.82 | 0.84 | 0.62 | 1.58 | 1.32 |
| VALIDATION      | 0.44 | 0.54 | 0.79 | 1.21 | 0.58 | 0.21 | 0.92 | 0.52 |
| MAIN AMOZESH    |      |      |      | 0.38 |      |      |      |      |
| MAIN TEST       |      |      |      | 0.84 |      |      |      |      |
| MAIN VALIDATION |      |      |      | 0.65 |      |      |      |      |
| MAIN TOTAL      |      |      |      | 0.75 |      |      |      |      |

جدول ۴. نتایج MS داده ها

Table. 4. Data MSE results

| NUMBER-T,V      | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| TEST            | 0.82 | 0.14 | 0.07 | 0.67 | 0.71 | 0.39 | 2.51 | 1.75 |
| VALIDATION      | 0.19 | 0.29 | 0.63 | 1.47 | 0.34 | 0.04 | 0.85 | 0.27 |
| MAIN AMOZESH    |      |      |      | 0.16 |      |      |      |      |
| MAIN TEST       |      |      |      | 0.88 |      |      |      |      |
| MAIN VALIDATION |      |      |      | 0.51 |      |      |      |      |
| MAIN TOTAL      |      |      |      | 0.70 |      |      |      |      |

است. شناسایی این آسیبها و تعیین محل آنها برای هر روش شناسایی آسیب بسیار مشکل و کاملاً چالشی می‌باشد. بنابراین روش پیشنهادی به هدف از نوشتن سناریو اول شناسایی دو آسیب با درصدهای یکسان و خارج از درصدهای موجود در سناریوهای آموزشی در محل‌های کنار هم در قسمت وسط تیر و عدم وجود آسیب در محل آسیب‌های نزدیک به تکیه گاه و نیز یکی از محل‌های نزدیک به محل آسیب می‌باشد. سایر سناریوها نیز بدین گونه هر کدام برای شناسایی برای وجود یا عدم وجود ۲ آسیب در کنارین و محل‌های نزدیک به تکیه گاه و سایر ۳ آسیب با درصدهای خارج از سناریو آسیب را دنبال می‌کند.

نتایج محاسبات شامل پیش‌بینی آسیب توسط روش پیشنهادی و مقدار مورد انتظار در جدول (۵) نشان داده شده است. همانطور که در جدول قابل ملاحظه است.

در سناریوی T1 برابر شکل (۱۰)، دو آسیب با شدت‌های ۲۵٪ در مجاورت حسگرهای ۳ و ۴ در نظر گرفته شده است. روش پیشنهادی در صورت درستی عملکرد باید بتواند ضمن شناسایی آسیب‌ها، شدت آنها و همچنین محل آنها را تعیین نماید. نتایج محاسبات در شکل (۱۱) قابل مشاهده است. مقادیر محاسبه شده توسط روش پیشنهادی در حسگرهای ۱ الی ۵ به ترتیب برابر با ۰/۵٪، ۱٪، ۲۴٪، ۲۶٪ و ۰/۴٪ می‌باشند. این مقادیر در واقع شدت آسیب شناسایی شده توسط روش پیشنهادی می‌باشند. در حسگرهای ۱، ۲ و ۵، شدت آسیب محاسبه شده بسیار اندک بوده که مشخصاً نشان دهنده عدم وجود آسیب در آن نواحی است. علاوه بر آن شدت آسیب محاسبه شده در محل حسگرهای ۳ و ۴ بسیار مناسب و با اختلاف بسیار جزئی از مقدار آسیب واقعی است.

جدول ۵. سناریوهای پیش‌بینی آسیب

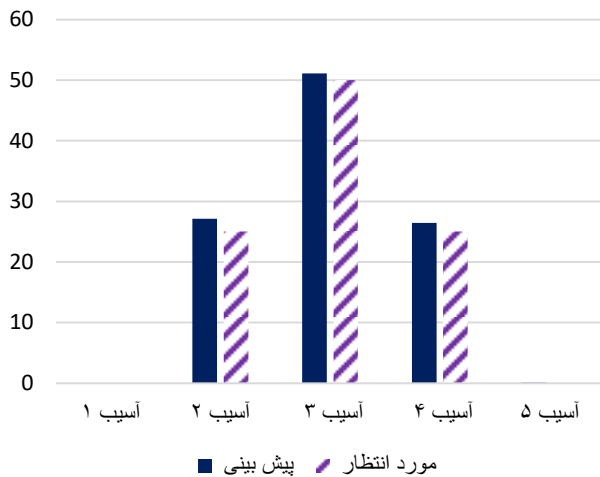
Table.5. Damage prediction scenarios

| NUMBER SENARIO(%) | 1 | 2  | 3  | 4  | 5 |
|-------------------|---|----|----|----|---|
| T1                | 0 | 0  | 25 | 25 | 0 |
| T2                | 0 | 30 | 25 | 15 | 0 |
| T3                | 0 | 15 | 40 | 25 | 0 |
| T4                | 0 | 25 | 50 | 25 | 0 |

پس از آموزش و تست‌های شبکه، از رگرسیون‌های خطی و همچنین معیارهای RMSE و MSE برای ارزیابی استفاده شد. با توجه به توضیحات ارائه شده و همان‌گونه که پیشتر نیز اشاره شد برای آزمایش شبکه به منظور پیش‌بینی مقادیر آسیب و نشان دادن قابلیت شبکه به صورت شهودی از ۴ سناریوی آسیب دیگر استفاده شد. در واقع به منظور ارزیابی جامع، از ۴ سناریوی آسیب متفاوت از سناریوهای مورد استفاده در آموزش شبکه عصبی استفاده شد. لازم به ذکر است استفاده از این ۴ سناریو برای آموزش شبکه نیز امکان‌پذیر بود. در این صورت تغییر در درصد تخصیص داده‌ها برای آزمایش و ارزیابی در فرایند شبکه صورت می‌پذیرد. لیکن از آنجایی که این ۴ سناریو متفاوت از سایر سناریوها بوده و تخصیص شبکه به صورت تصادفی بوده و احتمال استفاده از این ۴ سناریو برای آزمایش کم می‌باشد، در نتیجه با استفاده از پرسش از شبکه عصبی برای پیش‌بینی هر ۴ سناریو اقدام شد. در جدول (۵) به این سناریوها اشاره شده است.

همانطور که در جدول (۵) نشان داده شده، برای ارزیابی جامع روش پیشنهادی، سناریوهای آسیب به صورت چالشی در نظر گرفته شده‌اند. در واقع در هر یک از سناریوها چند آسیب به صورت همزمان لیکن در محل‌های متفاوت در نظر گرفته شده





شکل ۱۴. پیش‌بینی آسیب تحت سناریو آسیب T4

Fig. 14. Damage prediction under T4 damage scenario

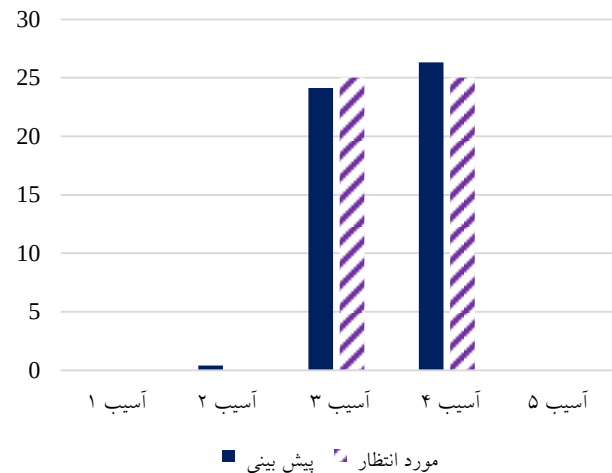
در سناریوی T2 مقدار آسیب در نظر گرفته شده در محل حسگرهای ۱ الی ۵ به ترتیب برابر با ۰٪، ۳۰٪، ۲۵٪، ۱۵٪ و ۰٪ می‌باشند. نتایج بدست آمده با استفاده از روش پیشنهادی در دیاگرام شکل (۱۲) نمایش داده شده است. همانطور که در دیاگرام موصوف مشاهده می‌شود، نتایج بسیار مطلوب می‌باشند. با وجود اینکه در این سناریو ۳ آسیب به صورت همزمان و همچنین شدت‌های متفاوت در نظر گرفته شده، آسیب‌ها، محل آنها و حتی شدت آنها با دقت بسیار بالا تشخیص داده شده است.

در سناریوی آسیب T3 مجدداً ۳ آسیب در محل حسگرهای ۲، ۳ و ۴ با شدت‌های ۱۵٪، ۴۰٪ و ۲۵٪ لحاظ شده است. نتیجه روش پیشنهادی در شکل (۱۳) قابل مشاهده است. در این سناریو نیز عملکرد روش پیشنهادی خیره‌کننده می‌باشد. آسیب‌ها با دقت بسیار بالا و با کمترین خطا شناسایی شده‌اند.

در سناریوی T4 سه آسیب در محل حسگرهای ۲ الی ۴ به ترتیب با شدت‌های ۲۵٪، ۵۰٪ و ۲۵٪ در نظر گرفته شده است. همانطور که از دیاگرام نمایش داده شده در شکل (۱۴) قابل استخراج است روش پیشنهادی در محل حسگرهای ۱ الی ۵، آسیبه‌ها را به ترتیب با شدت‌های ۰٪، ۲۷٪، ۵۱٪، ۲۶٪ و ۰٪ پیش‌بینی نموده است.

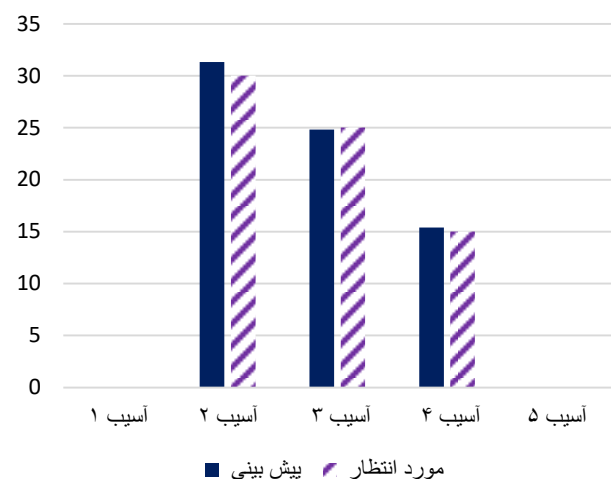
با این وجود روش ارائه شده آسیب‌ها را شناسایی نموده، محل آنها را به درستی شناسایی کرده و شدت آنها را نیز با دقت بسیار مطلوب تخمین زده است.

با توجه به نتایج به دست آمده، روش ارائه شده با دقت بسیار



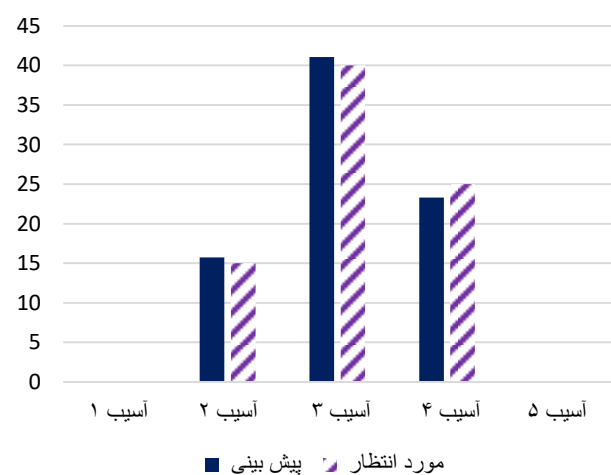
شکل ۱۱. پیش‌بینی آسیب تحت سناریو آسیب T1

Fig. 11. Damage prediction under T1 damage scenario



شکل ۱۲. پیش‌بینی آسیب تحت سناریو آسیب T2

Fig. 12. Damage prediction under T2 damage scenario



شکل ۱۳. پیش‌بینی آسیب تحت سناریو آسیب T3

Fig. 13. Damage prediction under T3 damage scenario

از سناریوهای مورد استفاده برای آموزش شبکه در نظر گرفته شدند. ضمناً در سناریوها، چند آسیب به صورت همزمان و حتی با شدت‌های مختلف تعریف شد. بر اساس نتایج بدست آمده، روش پیشنهادی به درستی آسیب‌ها (ترک) را شناسایی نمود. همچنین محل آسیب‌ها را با دقت بالا شناسایی کرده و با خطای کمتر از ۱٪، شدت آسیب‌ها را تشخیص داده است. با این وجود، روش پیشنهادی با دقت بسیار مطلوب قادر به شناسایی آسیب‌ها با شدت‌های مختلف در محل‌های متفاوت بوده و از این رو برای تشخیص آسیب در تیرهای فولادی پیشنهاد می‌شود.

### قدردانی نویسندگان

نویسندگان از حمایت‌های مادی و معنوی گروه مهندسی عمران دانشگاه مراغه قدردانی می‌نمایند.

### تعارض منافع

برای نویسندگان این مقاله تعارض منافی جهت انتشار آن وجود ندارد.

### سهم نویسندگان

این مقاله از پایان نامه آقای عرفان حسین‌زاده هنرور که تحت راهنمایی آقای دکتر حمیدرضا احمدی و با مشاوره آقای دکتر امین رفیعی انجام پذیرفته، استخراج گردیده است.

### منابع مالی

در این پژوهش از منابع مالی استفاده نشده است.

### بیانیه هوش مصنوعی

در این مقاله از ابزارهای هوش مصنوعی به غیر از آنچه درون مقاله به آن‌ها اشاره شده، استفاده نگردیده است.

مطلوب قادر به شناسایی آسیب، تعیین محل و تخمین شدت آسیب‌ها می‌باشد. این روش حتی وجود چند آسیب به صورت همزمان را با عملکرد فوق‌العاده تشخیص داده است. بنابراین، استفاده از روش ارائه شده برای شناسایی آسیب در تیرها پیشنهاد می‌شود.

### ۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش یک روش جدید برای شناسایی آسیب در تیرهای فولادی ارائه شده است. روش پیشنهادی، ارتعاش-پایه بوده و بر اساس کاربرد تابع شبه ویگنر-ویل هموار شده و همچنین شبکه عصبی مصنوعی بنا شده است. تابع شبه ویگنر-ویل هموار شده از توابع توانمند و کاربردی در تحلیل‌های زمان-فرکانس بوده که قادر به پردازش انواع سیگنال‌ها و استخراج مشخصات دینامیکی آنها می‌باشد. نتایج حاصل از پردازش سیگنال‌ها به شبکه عصبی معرفی می‌شوند. به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، یک تیر فولادی در آزمایشگاه مورد آزمایش ارتعاش-پایه قرار گرفت. برای ثبت پاسخ‌های تیر فولادی از ۵ شتاب‌سنج، یک دیتالاگر ۱۶کاناله دینامیکی و یک لپ‌تاپ استفاده شد. علاوه بر آن، مدل تیر مورد نظر با شرایطی کاملاً مشابه با آزمایشگاه در نرم افزار اجزای محدود آباکوس ساخته شد و از درستی عملکرد آن اطمینان حاصل شد. ۸۰ سناریوی آسیب مختلف تعریف و مورد نظر قرار گرفت. پاسخ‌های تیر فولادی در سناریوهای آسیب مختلف ثبت شده و پس از پردازش با تابع شبه ویگنر-ویل هموار شده، به شبکه عصبی معرفی شد. آموزش شبکه عصبی، با استفاده از ضریب همبستگی و همچنین فاکتورهای RMSE و MSE مورد ارزیابی قرار گرفت. سپس برای بررسی چگونگی عملکرد شبکه عصبی به منظور شناسایی آسیب، از چهار سناریوی آسیب برای آزمایش شبکه استفاده شد. سناریوهای در نظر گرفته شده، متفاوت

### References

- [1] Tan, Z. X., Thambiratnam, D. P., Chan, T. H. T. and Abdul Razak, H., 2017b. Detecting damage in steel beams using modal strain energy based damage index and Artificial Neural Network. *Engineering Failure Analysis*, 79, pp.253–262. doi: 10.1016/j.engfailanal.2017.04.035.
- [2] Weinstein, J. C., Sanayei, M. and Brenner, B. R., 2018. Bridge Damage Identification Using Artificial Neural Networks. *Journal of Bridge Engineering*, 23(11), p.04018084.
- [3] Tan, Z. X., Thambiratnam, D. P., Chan, T. H. T. and Abdul Razak, H., 2017a. Detecting damage in steel beams using modal strain energy based damage index and Artificial Neural Network. *Engineering Failure Analysis*, 79, pp.253–262. doi: 10.1016/j.engfailanal.2017.04.035.
- [4] Nick, H. and Aziminejad, A., 2021. Vibration-Based Damage Identification in Steel Girder Bridges Using Artificial Neural Network Under Noisy Conditions. *Journal of Nondestructive Evaluation*, 40(1). doi: 10.1007/s10921-020-00744-8.

- [5] Nick, H., Aziminejad, A., Hamid Hosseini, M. and Laknejadi, K., 2021. Damage identification in steel girder bridges using modal strain energy-based damage index method and artificial neural network. *Engineering Failure Analysis*, 119, p.105010. doi: 10.1016/j.engfailanal.2020.105010.
- [6] Ahmadi, H. R., Mahdavi, N. and Bayat, M., 2021. A novel damage identification method based on short time Fourier transform and a new efficient index. *Structures*, 33, pp.3605–3614. doi: 10.1016/J.ISTRUC.2021.06.081.
- [7] Zhao, M., et al., 2022. Time-Frequency Domain Analysis for Damage Detection in Steel Bridges. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 182, p.109306.
- [8] Lee, P., et al., 2023. Generalized Flexibility Index for Damage Localization in Steel Beams. *International Journal of Mechanical Sciences*, 217, p.107033
- [9] Smith, A., et al., 2023. Modal Analysis for Crack Detection in Steel Structures. *Structural Control and Health Monitoring*, 30(5), pp.1203-1217.
- [10] Luu, T. T., et al., 2024. Fatigue Damage Quantification for Structural Health Monitoring of Steel Beams. *Journal of Engineering Science and Technology*, 19(2), pp.709-715.
- [11] Alegría, F., Martínez, E., Cortés-García, C., Estrada, Q., Blanco-Ortega, A. and Ponce-Silva, M., 2024. Efficient Structural Damage Detection with Minimal Input Data: Leveraging Fewer Sensors and Addressing Model Uncertainties. *Mathematics*, 12(21), p.3362.
- [12] Ahmadi, H.R., Momeni, K. and Jasemnejad, Y., 2024. A new algorithm and damage index for detection damage in steel girders of bridge decks.
- [13] Boashash, B., 2003. *Time Frequency Analysis*. Gulf Professional Publishing.
- [14] Wigner, E., 1932. On the Quantum Correction For Thermodynamic Equilibrium. *Physical Review*, 40, pp.749-759.
- [15] Ahmadi, H. R., Haddadi, V. and Bayat, M., 2024. Presenting a new method and X-index based on Choi-Williams distribution and matrix density methods to detect damage in concrete beams. *Steel and Composite Structures*, 53(6), pp.739-747.
- [16] Boashash, B., Touati, S., Flandrin, P., Hlawatsch, F., Tauböck, G., Oliveira, P. M., ... and Akan, A., 2016. *Advanced Time-Frequency Signal and System Analysis*.
- [17] Pyayt, A. L., Kozionov, A. P., Mokhov, I. I., Lang, B., Meijer, R. J., Krzhizhanovskaya, V. V. and Sloot, P. M., 2014. Time-frequency methods for structural health monitoring. *Sensors*, 14(3), pp.5147-5173.
- [18] Aliyan Nejadi, M. M. and Hassanpour, H., 2016. Signal analysis and processing using time-frequency methods. *Journal of Computer Science*, 2(1), pp.1-17. (in persian)
- [19] Beheshti aval, S. B., Ahmadian, V. and Darvishan, E., 2018. Damage detection of structures using signal processing and artificial neural networks. *Journal of Modeling in Engineering*, 16(52), pp.253-265. doi: 10.22075/jme.2018.2939. (in persian)

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Hosseinzadeh Honarvar, E., Ahmadi, H.R. and Rafiee, A., 2026. Presenting an intelligent vibration-based method for identifying damage in steel beams based on the smoothed pseudo Wigner-Ville distribution and artificial neural network. *Modares Civil Engineering journal*, 26(4), pp.65-79.





# Improving the Hydraulic Performance of a Composite Perforated Caisson Breakwater by Changing the Front Face Geometry

Omid Karbasi<sup>1</sup>, Hassan Akbari<sup>2\*</sup> 

1. PhD student in Coastal, Ports and Marine Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.
2. Associate Professor, Department of Coastal, Ports, and Marine Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

## Abstract

Breakwaters, as port protection structures, are of considerable importance in creating a calm basin and preventing damage to equipment and structures in the port. Depending on the water depth and project conditions, the use of various breakwaters is recommended, including the use of composite caisson breakwaters in deep waters. In these structures, a rubble mound under the caisson provides a reliable setting for the caisson, while the vertical caisson faces the waves directly. The hydraulic performance of composite caisson breakwaters can be improved by creating some holes in their front face to absorb and dissipate wave energy in an efficient way. In the present study, in addition to creating holes in the front face of the caisson, the geometry of this face has also been changed to find an optimum hydraulic performance of these structures. For this purpose, FLOW3D, a well-known numerical model, is employed and the model is at first validated by comparing the results with the measured results in the experimental study performed by Lara et al. (2008). The time series of the simulated surface elevation as well as the calculated pressure spectra show good compatibility with the measured data that confirms the ability of the utilized numerical model in well prediction of the hydraulic performance of composite caisson breakwaters. In total, five breakwater models with different geometries based on both the hole and the front face shapes were considered in this study by considering the limitations of construction activities. These cases were then subjected to seven different wave conditions. In addition, irregular waves with different wave heights and periods were simulated in the models, and the effects of water depth on the calculated overtopping rates were also investigated. To capture wave irregularities and random occurrence of high waves, the cumulative wave overtopping discharge in addition to the mean overtopping value was reported and investigated during the simulations. According to the results obtained from numerical modeling, making the two proposed changes altogether i.e. using holes besides the face modification simultaneously improves the performance of the caisson more than when one of these is applied. Based on the calculated overtopping rate, reflection coefficient and applied wave pressures on the caisson, it can be concluded that the proposed modifications can significantly improves the hydraulic performance of these structures. Among the studied geometries, the best performance was finally obtained for the new proposed caisson with trapezoidal teeth and holes on its front face. Once the holes dissipate wave energy through penetrating to the porous breakwater, the toothed shape improves the wave reflection through phase lags. Based on the results, the optimal model can reduce the cumulative overtopping by 50% to 70%, the maximum overtopping by 20% to 70%, the reflection coefficient by 17%, and the average maximum pressure in the three pressure gauges investigated by 15.5, 6.9, and 0.8% compared to the simple vertical caisson without any hole. Since the investigated models are compatible with the construction limitations, (providing the required weights for satisfying the sliding and overturning stability of caisson breakwaters), the outcomes of this study can efficiently help coastal engineers to design structures satisfying the required hydraulic performance with an optimum cost.

## Review History

Received: Aug 19, 2025

Revised: Nov 23, 2025

Accepted: Dec 10, 2025

## Keywords

Composite Caisson  
Breakwater  
Hydraulic Response  
Overtopping  
Irregular Wave  
Reflection Coefficient  
FLOW-3D

\* Corresponding Author Email: [akbari.h@modares.ac.ir](mailto:akbari.h@modares.ac.ir) - ORCID: 0000-0002-9881-8710



Copyright © 2026, TMU Press. This open-access article is published under the terms of the Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>) which permits Share (copy and redistribute the material in any medium or format) and Adapt (remix, transform, and build upon the material) under the Attribution-NonCommercial terms.

## بهبود عملکرد هیدرولیکی موج شکن کیسونی مرکب حفره دار با تغییر هندسه وجه پیشانی

امید کرباسی<sup>۱</sup>، حسن اکبری<sup>۲\*</sup> 

۱. دانشجوی دکتری مهندسی سواحل، بنادر و سازه‌های دریایی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

۲. دانشیار گروه مهندسی سواحل، بنادر و سازه‌های دریایی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

### چکیده

### تاریخچه داوری

موج شکن‌ها به عنوان سازه‌های محافظت از بنادر، اهمیت قابل توجهی در ایجاد حوضچه آرامش دارند و مانع از آسیب رسیدن به تجهیزات و سازه‌های موجود در بندر می‌شوند. با توجه به عمق آب و شرایط پروژه، استفاده از موج شکن‌های مختلفی توصیه می‌شود که از جمله آن‌ها به استفاده از موج شکن کیسونی مرکب در آب‌های عمیق می‌توان اشاره کرد. عملکرد هیدرولیکی موج شکن‌های کیسونی را می‌توان با ایجاد حفره در وجه جلویی آن‌ها بهبود داد. در پژوهش حاضر علاوه بر ایجاد حفره در وجه جلویی، هندسه این وجه با ایجاد دندانه‌های دوزنقه‌ای شکل عمودی تغییر داده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از مدل‌سازی‌های عددی، ایجاد این دو تغییر به صورت هم‌زمان عملکرد کیسون را بیشتر از زمانی که یکی از این موارد اعمال شود، بهبود می‌بخشد. در مدل‌سازی از موج نامنظم استفاده شده است. در مجموع، پنج مدل موج شکن با استفاده از ایجاد حفره و تغییر هندسه وجه جلویی با در نظر گرفتن ملاحظات اجرایی، تعریف و تحت هفت شرایط موجی مورد بررسی قرار گرفتند که در نهایت موج شکن کیسونی حفره دار با دندانه‌های دوزنقه‌شکل در وجه جلویی آن، به عنوان مدل بهینه معرفی شد. این مدل روگذری تجمعی را نسبت به مدل ساده از ۵۰ تا ۷۰ درصد، بیشینه روگذری را از ۲۰ تا ۷۰ درصد، ضریب انعکاس را ۱۷ درصد و میانگین بیشینه فشار در ۳ فشارسنج بررسی شده را ۱۵،۵، ۶،۹ و ۰،۸ درصد کاهش می‌دهد.

### کلمات کلیدی

موج شکن کیسونی مرکب

پاسخ هیدرولیکی

روگذری

موج نامنظم

ضریب انعکاس

FLOW-3D

### ۱- مقدمه

بر پژوهش‌های صورت گرفته روی کیسون‌های بدون حفره انجام شود. میسرا و همکاران با اضافه کردن تاج (فراسازه) روی قسمت جلویی کیسون عملکرد هیدرولیکی را مورد بررسی قرار دادند [2]. مدل‌های ساخته شده با لحاظ کردن ارتفاع یکسان برای موج شکن با فراسازه و بدون فراسازه ایجاد شده‌اند. نتایج به دست آمده از روگذری و نیروی وارده نشان داد که روگذری تجمعی و نیروی وارد شده برای کیسونی ساده‌ای که در یک تراز ارتفاعی با کیسون با فراسازه قرار دارد، مقادیر کمتری را ارائه کرده است. توفانی و همکاران با بررسی تغییرات  $R_c$  تغییرات روگذری و جریان از

بررسی پاسخ هیدرولیکی موج شکن‌های کیسونی به عنوان متغیری تاثیرگذار در طراحی این نوع موج شکن‌ها، موضوعی مهم برای پژوهش‌گران به شمار می‌رود. برای اولین بار جارلان ایده استفاده از کیسون‌های حفره دار را مطرح کرد [1]. در مدل پیشنهادی جارلان، با ایجاد حفره در دیوار جلویی یک کیسون قائم، متغیرهایی چون ضریب انعکاس امواج و روگذری نسبت به کیسون ساده با کاهش همراه شد. این نتیجه باعث شد تا در سالیان بعد از آن، پژوهش‌های مختلفی درباره کیسون‌های حفره دار علاوه

\* رایانامه نویسنده مسئول: akbari.h@modares.ac.ir - ORCID: 0000-0002-9881-8710

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.





موج شکن کیسونی ساده را گزارش کرده‌اند [3]. هیو و وینه با قرار دادن ساختارهای متخلخل در برابر دیوار عمودی درصدهای بهینه برای عملکرد مطلوب این ساختارها را ارائه کردند [4]. لویز و همکاران با بررسی عملکرد موج شکن‌های LOWREB به این نتیجه رسیدند که مقادیر ضریب انعکاس امواج از ۷۰ تا ۴۰ درصد کاهش می‌یابند [5]. دی‌لائورو و همکاران ساختار بهبودیافته‌ای ارائه کردند که در آن علاوه بر امکان استفاده از مبدل‌های انرژی، روگذری و ضریب انعکاس کاهش یافته است [6]. همچنین موج شکن کیسونی پیشنهادی از کیسون‌های ساده پایدارتر است. فن‌خنت (۲۰۲۱) در پژوهش خود زاویه امواج برخوردی در بدنه و پیشانی موج شکن کیسونی را مورد بررسی قرار داده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که دبی عبوری از پیشانی موج شکن بیش از دبی عبوری از بدنه‌ی موج شکن می‌باشد [7].

سوه و پارک با استفاده از امواج نامنظم به بررسی عملکرد موج شکن کیسونی حفره‌دار پرداختند [8]. ایشان با تغییر عرض محفظه جلویی این نوع کیسون روند تغییرات ضریب انعکاس را گزارش کرده‌اند که این تغییرات به صورت کاهشی و افزایشی است. قاسمی‌زاده و کتابداری در پژوهش خود به بررسی اثر شکل حفرات در پاسخ هیدرولیکی موج شکن‌های کیسونی حفره‌دار پرداخته‌اند [9]. در این پژوهش چهار نوع حفره دایره‌ای، مربعی، مستطیلی عمودی و افقی مورد بررسی گرفته است. همچنین مدل‌های این پژوهش با چهار درصد تخلخل ۱۵، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ ساخته شده‌اند. نتایج این پژوهش نشان‌دهنده‌ی این موضوع هستند که در هر درصد تخلخل، نوع خاصی از حفرات عملکرد مطلوب را ارائه می‌کنند. امیرآبادی و قاسمی در پژوهش خود با ایجاد تغییرات در هندسه موج شکن‌های کیسونی متغیرهایی مختلف مانند میدان سرعت ذرات و روگذری موج را مورد بررسی قرار دادند [10]. مطابق نتایج گزارش شده با افزایش ارتفاع و دوره تناوب موج، دبی روگذری نیز افزایش می‌یابد. همچنین از مقایسه نتایج می‌توان دریافت که مقدار دبی روگذری به عرض حفره وابسته است و با افزایش این عرض به صورت کلی می‌توان گفت دبی روگذری روند کاهشی دارد. کیوکان و همکاران با مطالعه در خصوص موج شکن‌های کیسونی LOWREB نشان دادند که سرریزهای داخلی این موج شکن و همچنین نوع چینش تیغه‌ها در عملکرد آن‌ها نقش مهمی دارند [11]. لیو و همکاران با انجام

مطالعه‌ای آزمایشگاهی برای موج شکن‌های کیسونی حفره‌دار تاثیر متغیرهای مختلفی مانند شکل حفره‌ها، میزان تخلخل،  $R_c$ ، عرض نسبی محفظه موج و عمق آب را مورد بررسی قرار دادند [12]. لیو و همکاران برای درصد تخلخل‌های مختلف ضرایب انعکاس، روگذری موج، انرژی روگذری موج و اتلاف انرژی را مورد بررسی قرار دادند [13]. ژوآ، سون و ووه با تغییر عرض محفظه‌ی جلویی موج شکن‌های کیسونی حفره‌دار ضرایب انعکاس و نیروی وارده به کیسون‌ها را با یکدیگر مقایسه کرده‌اند [14].

قاسمی و همکاران با ایجاد فضای خالی در مرکز موج شکن کیسونی متغیرهای مختلف را اندازه‌گیری کرده و آن‌ها را با موج شکن‌های کیسونی ساده مقایسه کردند [15]. این تغییر باعث بهبود عملکرد موج شکن‌ها در مواردی مانند روگذری امواج، ضریب بازتاب، سرعت سیال روی بدنه موج شکن، مقدار فشار روی بدنه و فشار بالابرنده شده است. به عنوان نمونه برای دو مدل ساخته شده فشار بالابرنده کیسون‌ها ۴۰ و ۶۰ درصد کاهش یافته است. لیو و همکاران در پژوهش خود برهم‌کنش میان امواج منفرد و موج شکن‌های کیسونی حفره‌دار را مورد بررسی قرار داده و مدل بهینه‌ای ارائه کرده‌اند [16]. لی و همکاران در پژوهش خود تاثیر تعداد دیوارهای وجه جلویی کیسون‌های حفره‌دار را مورد بررسی قرار دادند [17]. نتایج پژوهش نشان می‌دهد که هنگامی که دو دیوار در برابر کیسون قرار گیرد، بهترین عملکرد حاصل می‌شود. همچنین حضور دو دیوار باعث پایداری بیشتر در چینش آرمورهای موج شکن مرکب می‌شود. مانه، رائو و هگده در پژوهش خود با ایجاد حفره بر یک موج شکن ربع دایره‌ای دریافتند که وجود حفره در این موج شکن‌ها باعث کاهش روگذری و نیروی وارد شده بر آن می‌شود [18].

پژوهش‌های پیشین در زمینه موج شکن‌های کیسونی نشان می‌دهد که اصلاح ساختار این سازه‌ها با هدف بهبود عملکرد هیدرولیکی، محور اصلی مطالعات بوده است. از ایده‌ی اولیه جارلان در ایجاد حفره در دیواره جلویی تا مدل‌های پیشرفته با تاج، دیوارهای مضاعف و ساختارهای متخلخل، همگی منجر به کاهش ضریب انعکاس، روگذری و نیروهای وارد شده‌اند. تاثیر متغیرهایی مانند شکل و عرض حفره، درصد تخلخل، ارتفاع موج، و زاویه برخورد امواج بررسی شده و نشان داده شده است که طراحی‌های بهینه می‌توانند پایداری و کارایی موج شکن‌های

کیسونی را به طرز قابل توجهی افزایش دهند. تحقیق حاضر به صورت خاص به تغییر در هندسه ی وجه جلویی کیسون به همراه ایجاد حفره بر روی این وجه می پردازد و تاثیر این مورد را در عملکرد موج شکن ها مورد مطالعه قرار می دهد.

## ۲- مشخصات مدل سازی عددی

مدلسازی عددی با رفع محدودیت های مطالعات آزمایشگاهی، امکان ایجاد نمونه های متعدد را برای پژوهش گران فراهم آورده است. در حل ریاضی میدان جریان، دو روش حل تحلیلی و عددی می تواند مورد استفاده قرار گیرد. گام هایی که برای حل عددی میدان جریان باید طی شود عبارت است از انفصال میدان، گسسته سازی معادلات حاکم و تبدیل به معادلات جبری و در نهایت حل معادلات جبری در نقاط خاص. حل عددی میدان جریان امکان شبیه سازی مدل های مختلف را فراهم می کند. این روش نسبت به مطالعات آزمایشگاهی هزینه مالی و صرف زمان کمتری را نیاز دارد. همچنین می توان با این روش مدل هایی را مورد آزمایش قرار داد که در ساخت آن ها در آزمایشگاه چالش های فراوانی دارد. در این پژوهش از نرم افزار Flow-3D به عنوان نرم افزاری قدرتمند در زمینه مدل سازی جریان سیالات استفاده شده است. در پژوهش حاضر از دستگاه مختصات دکارتی استفاده شده است. معادلات حاکم بر جریان سیال از قوانین بقای جرم (پیوستگی) و حرکت (تکانه) به دست آمده و به صورت معادلات دیفرانسیل جزئی هستند. معادلات اصلی برای مدل سازی جریان سه بعدی، چهار معادله دیفرانسیل شامل روابط پیوستگی و اندازه حرکت در جهات  $x$ ،  $y$  و  $z$  هستند. معادلات حاکم بر سیال لزج در حالت آشفته توسط معادلات ناویر-استوکس متوسط شده زمانی رینولدز بیان می شوند. معادله عمومی بقای جرم در نرم افزار به صورت زیر است.

$$V_F \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u A_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v A_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w A_z) = 0 \quad (1)$$

در معادله ۱ متغیر  $V_F$  کسر حجمی فضای باز به جریان و  $\rho$  چگالی سیال است.  $u$ ،  $v$  و  $w$  سرعت در راستای  $x$ ،  $y$  و  $z$  است. معادلات اندازه حرکت در سه جهت مختصات مورد استفاده قرار می گیرند که در ادامه معادله مورد استفاده در جهت  $x$ ، به عنوان نمونه ارائه می شود. این معادله با ساختاری مشابه در سایر جهت ها

نیز برقرار است.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y \frac{\partial u}{\partial y} + w A_z \frac{\partial u}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + G_x + f_x \quad (2)$$

در معادله ۲ متغیر  $G_x$  شتاب کالبدی،  $P$  فشار و  $f_x$  شتاب ناشی از لزجت هستند. با توجه به مدل سازی محیط متخلخل در محدوده سنگی موج شکن مرکب، مقاومت ناشی از حضور این محیط در معادله اندازه حرکت به صورت تابعی از سرعت سیال و مشخصات محیط متخلخل وارد می شود. همچنین در این نرم افزار از روش های تکراری برای حل معادلات ضمنی سرعت-فشار استفاده می شود.

در پژوهش حاضر از موج نامنظم به عنوان موج ورودی استفاده شده است. یک موج نامنظم به عنوان برهم نهی از تعدادی موج خطی با دامنه ها، تناوب ها و فازهای اولیه مختلف است. در نرم افزار FLOW-3D طیف انرژی موج برای معرفی موج استفاده می شود. در این پژوهش از طیف جانسون آپ برای فایل ورودی طیف انرژی و از مدل دو معادله ای نرمال شده (RNG) با توجه به عملکرد مناسب آن استفاده شده است.

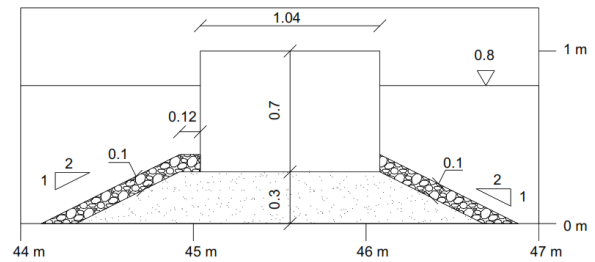
## ۳- درستی آزمایشی

به منظور اطمینان از درستی نتایج مدل سازی عددی به درستی آزمایشی آن با یک پژوهش آزمایشگاهی پرداخته می شود. به این منظور، مطالعه آزمایشگاهی شبیه سازی برهم کنش امواج و موج شکن های توده سنگی کم ارتفاع با استفاده از مدل RANS که توسط لارا، لوسادا و گوانچه (۲۰۰۸) انجام شده است، انتخاب شد [19]. از نتایج روگذری، تراز سطح آب و مقدار فشار در فشارسنج های مختلف برای درستی آزمایشی مدل عددی استفاده شده است. همچنین در این بخش حساسیت سنجی مربوط به شبکه بندی نیز انجام می شود تا در مدل سازی از تنظیمات بهینه استفاده شود.

## ۳-۱- مشخصات مدل آزمایشگاهی

فلوم مورد استفاده در مطالعه آزمایشگاهی به طول ۶۰/۵ متر، عرض ۲ متر و ارتفاع ۲ متر است. ابعاد مدل استفاده شده در شکل (۱) آورده شده است. مصالح استفاده شده در بستر سنگریزه بوده که درصد تخلخل و قطر متوسط آن ها در جدول (۱) نشان داده شده است.

مشخصات آزمایشگاهی استفاده شده است. تعریف شرایط مرزی، اولین گام مهم در تنظیمات مدل عددی است. در تعریف شرایط مرزی، مرحله‌ی اول تعریف مدل در نرم‌افزار است. به منظور اعمال شرایط مرزی باید با شناخت ویژگی‌های هر مرز در مطالعه آزمایشگاهی و نرم‌افزار، مرز مناسب انتخاب شود. به این منظور مرز ابتدایی در راستای X که در مطالعه آزمایشگاهی موج از آن تولید می‌شود، شرط مرزی موج و مرز انتهایی به علت ثابت بودن فشار از نوع شرط مرزی فشار خاص تعریف شده است. به منظور تعریف شرط مرزی موج یک فایل ورودی اکسل با پسوند CSV، تهیه شد. به منظور ساخت فایل اکسل از طیف موج جانسوآپ با استفاده از مشخصه‌های موج مورد نظر استفاده شده است. در راستای Y یکی از مرزها با توجه به این که در مطالعه آزمایشگاهی دیوار قرار دارد، از شرط مرزی دیوار استفاده شده است. در راستای دیگر به منظور استفاده بهینه از حافظه‌ی رایانه و همچنین مقارن بودن هندسه از مرز مقارن استفاده شده است و عرض فلوم از ۲ به ۱ متر کاهش داده شده است. در راستای Z نیز مرز بستر از شرط مرزی دیوار و در مرز بالایی فلوم، با توجه به این مورد که ابعاد شبکه به صورتی انتخاب شده است که پاسخ‌گوی تغییرات تراز سطح آب باشد و آب موجود در هیچ شرایطی به انتهای شبکه مشخص شده نزدیک نشود، از شرط مرزی مقارن استفاده شده است. تمامی شروط مرزی مش داخلی نیز باید شرط مرزی مقارن باشد. ابعاد حوزه مورد بررسی یک فلوم به طول ۶۰ متر، عرض ۱ متر و ارتفاع ۲ متر است. مدت زمان انجام آزمایش مشابه با آزمایش لارا و همکاران، ۲۰۰ ثانیه است. ضریب تخلخل لایه‌های هسته و فیلتر مطابق با موارد گزارش شده در مطالعه‌ی لارا و همکاران که در جدول شماره (۱) گزارش شده است مقدار ۰٫۵ برای لایه فیلتر و مقدار ۰٫۴۸ برای لایه هسته قرار داده شده است. همچنین مطابق با پیشنهاد ارائه شده در بخش تنظیمات مدل عددی و کالیبراسیون مطالعه ایشان از مقادیر  $\alpha = 200$  و  $\beta = 0.8$  برای لایه هسته و مقادیر  $\alpha = 200$  و  $\beta = 1.1$  برای لایه فیلتر استفاده شده است. به منظور جلوگیری از بازتاب‌های مصنوعی و ورود مجدد امواج بازتاب شده به ناحیه به بخش فعال دامنه موج، یک لایه اسفنجی به عنوان جاذب موج در ناحیه‌ای که موج از آن به سمت موج‌شکن تابیده می‌شود، تعریف شده است.



شکل ۱. مشخصات مدل - لارا، لوسادا و گوانچه (۲۰۰۸)

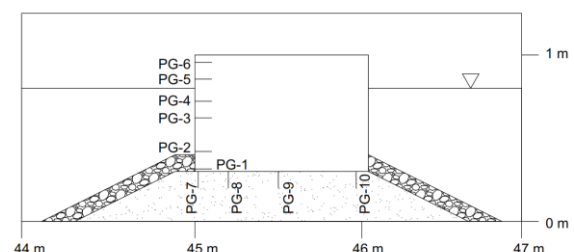
Fig. 1. Model specifications -- Lara, Losada and Guanche (2008)

جدول ۱. مشخصات سنگدانه‌های مورد استفاده

Table 1. Properties of the used materials

| value | Parameter                             |
|-------|---------------------------------------|
| 3.5   | D <sub>n50</sub> of filter layer (cm) |
| 0.5   | Porosity of filter layer              |
| 0.035 | D <sub>n50</sub> of core layer (cm)   |
| 0.48  | Porosity of core layer                |

به منظور ثبت مقادیر فشار و تراز سطح آب در این مدل آزمایشگاهی به ترتیب ۱۰ فشارسنج و ۱۳ ترازسنج سطح آب قرار داده شده است. قرارگیری فشارسنج‌ها به گونه‌ای است که بخش زیرین کیسون، بخشی که در مجاورت دائمی با آب قرار دارد و بخشی که در صورت تغییر سطح آب تغییر فشار خواهد داشت، مورد سنجش قرار گیرند. در خصوص قرارگیری ترازسنج‌ها نیز سعی بر آن بوده است که در اطراف کیسون که تغییرات بیشتر است، تعداد بیشتری ترازسنج برای ثبت دقیق‌تر اطلاعات قرار داده شده و در قسمت‌های دورتر از کیسون با پراکندگی بیشتری ترازسنج‌ها نصب شده‌اند. چگونگی قرارگیری فشارسنج‌ها در شکل (۲) نشان داده می‌شود.



شکل ۲. محل قرارگیری فشارسنج‌ها - لارا، لوسادا و گوانچه (۲۰۰۸)

Fig. 2. Location of pressure gauges -- Lara, Losada and Guanche (2008)

### ۲-۳- تنظیمات مدل عددی

به منظور مدل‌سازی عددی از ابعاد تعریف شده در

جدول ۲. ابعاد شبکه بندی های مورد استفاده

Table 2. Dimensions of the utilized mesh

| Mesh No. | Dimensions of the main mesh (cm) | Dimensions of the secondary mesh (cm) | No. of the Cells |
|----------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------|
| 1        | 8                                | 4                                     | 300'000          |
| 2        | 6                                | 3                                     | 650'000          |
| 3        | 5                                | 2.5                                   | 1'176000         |

جدول ۳. مقادیر تجمعی روگذری برای سه شبکه بندی مختلف

Table 3. Cumulative overtopping for three different meshes

| model        | Cumulative overtopping (m3/s/m) |
|--------------|---------------------------------|
| Experimental | 0.260                           |
| Mesh 1       | 0.371                           |
| Mesh 2       | 0.242                           |
| Mesh 3       | 0.285                           |

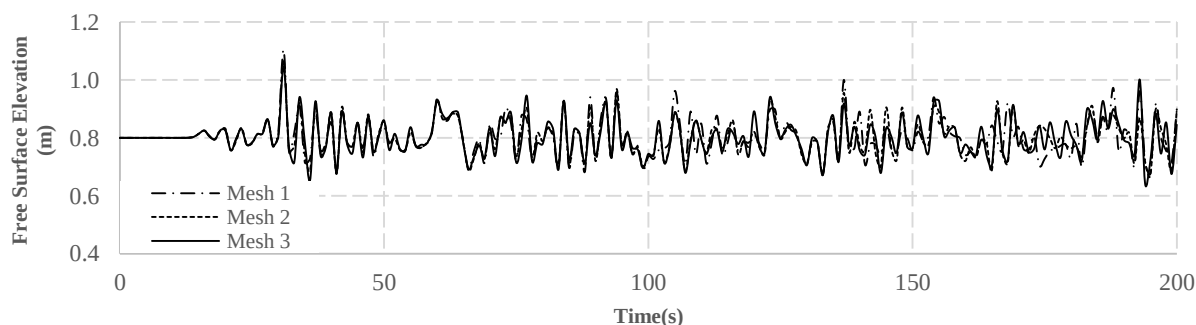
روگذری یکی از مهم ترین پاسخ های هیدرولیکی موج شکن است که برای مقایسه عملکرد آن ها می تواند مورد استفاده قرار بگیرد. با این حساب اگر نتایج روگذری یک مدل عددی مطابقت قابل قبولی با نتایج مدل آزمایشگاهی داشته باشد، آن مدل عددی می تواند مورد اطمینان واقع شود. به منظور مقایسه نتایج مدل سازی با نتایج مطالعه ای لارا و همکاران از موج نمونه با ارتفاع مشخصه ۰٫۱۸ متر، دوره تناوب ۵ ثانیه و تراز اولیه سطح آب ۰٫۸ متر استفاده است. در بررسی نتایج، اختلاف شبکه بندی شماره ۱ با مطالعه آزمایشگاهی قابل توجه بود اما نتایج مربوط به شبکه بندی ۲ خطای مقدار تجمعی روگذری حدود ۶٫۹ درصدی و شبکه بندی ۳ با خطای ۹٫۶ درصدی را به نمایش گذاشتند. همین طور با مشاهده روند تغییرات از شبکه بندی ۳ به ۲ و ۱ می توان مشاهده کرد که خطای روگذری تجمعی در حال کاهش است که این موضوع نشانه ای از روند همگرایی مدل است. با توجه به این که تعداد سلول های شبکه ۳ حدود دو برابر شبکه ۲ است، به منظور استفاده بهینه از حافظه و صرفه جویی در مدت زمان تحلیل، شبکه ۲ به عنوان شبکه بهینه انتخاب شد. همچنین می توان به این نکته اشاره نمود که کفایت شبکه انتخاب شده برای مدل سازی کیسون حفره دار مورد مطالعه، پیش تر در مطالعه قاسمی و همکاران (۲۰۲۳) نیز تایید شده بود [15]. نتایج روگذری تجمعی برای سه شبکه بندی معرفی شده و نتایج مطالعه آزمایشگاهی در ادامه در جدول شماره (۳) نشان داده می شود.

با توجه به نامنظم بودن موج، تاریخچه های زمانی مختلفی با یک شرایط ثابت ارتفاع مشخصه و دوره تناوب بیشینه، قابل بازتولید است. در مقایسه نتایج، از شرایط تجمعی روگذری و همچنین مشخصات طیفی برای ارزیابی عملکرد مدل استفاده شده است. اگرچه تاریخچه زمانی روگذری های اتفاق افتاده با توجه به تصادفی بودن موج، می تواند متفاوت باشد، برای تحلیل دقیق تر نتایج، تعداد امواج موثر، تعداد امواجی که منجر به روگذری شده اند، از مدل صحت سنجی استخراج شد. بر اساس این نتایج، در زمان ۲۰۰ ثانیه، تعداد ۱۶ موج منجر به روگذری شده اند. با این حال با توجه به نامنظم و تصادفی بودن امواج، میانگین زمانی روگذری تجمعی به دست آمده در انتهای طوفان می تواند معیار مناسبی را برای کاربردهای مهندسی ارائه دهد. تراز سطح آب یکی دیگر از مواردی است که می تواند دقت مدل سازی را مشخص

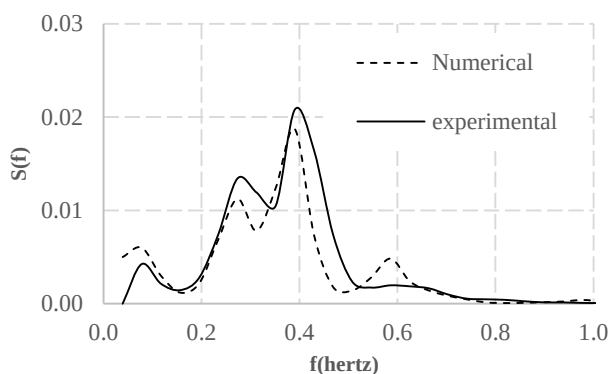
از مهم ترین موارد مطرح در بحث حساسیت سنجی محاسبات به روش اویلری، تعیین ابعاد شبکه بندی مدل است. هر چه شبکه بندی مورد استفاده ابعاد درشت تری داشته باشد، گرادیان تغییرات افزایش یافته و دقت نتایج کاهش می یابد. با ریزتر کردن ابعاد سلول های شبکه، دقت نتایج افزایش یافته اما مدت زمان تحلیل و حافظه مورد نیاز هم افزایش می یابند. به منظور یافتن شبکه بندی بهینه نیاز است تا متغیرهای مختلفی را در شبکه بندی های مختلف با هم مقایسه کرد و با توجه به دقت جواب، زمان محاسبات و حجم حافظه استفاده شده در این خصوص تصمیم گرفت. به این منظور دو متغیر روگذری و تراز سطح آب برای مقایسه شبکه بندی ها در نظر گرفته شد. به منظور بررسی حساسیت نسبت به شبکه بندی علاوه بر تعیین متغیر مورد بررسی نیاز است تا شبکه بندی های مختلفی نیز تعریف شود تا مقایسه میان آن ها صورت گیرد. در این پژوهش به منظور افزایش دقت محاسبات در محدوده موج شکن از شبکه بندی متداخل استفاده شده است. با توجه به اهمیت هندسه کیسون و ناحیه اطراف آن در استخراج نتایج، شبکه فرعی به گونه ای تعریف شده است که هندسه کیسون را به صورت کامل پوشش دهد. برای تعیین ابعاد سلول های شبکه بندی، محدودیت نسبت ۱ به ۲ میان شبکه اصلی و شبکه فرعی وجود دارد. به عنوان نمونه اگر شبکه محلی یا فرعی اندازه ۴ سانتی متری داشته باشد، ابعاد شبکه ی سراسری یا اصلی نمی تواند از ۸ سانتی متر بیش تر باشد. با این توضیح سه شبکه بندی با ابعاد ذکر شده در جدول (۲) انتخاب شده است.

روگذری تجمعی در قالب نمودار نشان داده خواهد شد. با توجه به تطابق قابل قبول دو نمودار و نتیجه نهایی آن‌ها، می‌توان مدل‌سازی عددی را در این مورد قابل قبول خواند. در شکل شماره (۵) طیف تراز سطح آب در یکی از ترازسنج‌های موجود، واقع در فاصله‌ی ۴۱ متری از ابتدای فلوم و در فاصله ۴ متری از وجه جلویی کیسون، با نتایج مطالعه آزمایشگاهی در قالب نمودار مقایسه می‌شود. همان‌طور که در شکل (۵) قابل مشاهده است نتایج سطح تراز آب به صورت قابل قبولی منطبق بر نتایج آزمایشگاهی است. در نهایت نیز مقادیر طیف فشار در دو فشارسنج در قالب نمودار با همدیگر مقایسه خواهد شد. مختصات  $(x, z)$  فشارسنج شماره ۱ و فشارسنج شماره ۴ به ترتیب  $(۰, ۰, ۳۱۵)$  و  $(۰, ۰, ۷۲۲)$  است.

همان‌طور که در شکل‌های (۶ و ۷) قابل مشاهده است نتایج فشارسنج‌های مدل‌سازی عددی به صورت قابل قبولی منطبق بر نتایج آزمایشگاهی است. در ادامه مقایسه میان متغیرهای مورد بحث در قالب جدول شماره (۴) ارائه شده است.



شکل ۳. مقایسه تراز سطح آب در ایستگاه WG6  
Fig. 3. Comparison of water level at station WG6



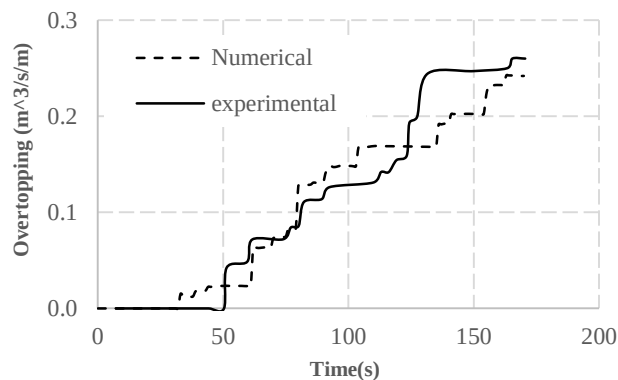
شکل ۵. مقایسه نمودار طیفی سطح تراز آب در ترازسنج ۶ (WG6)  
Fig. 5. Comparison of spectral diagrams of water level in WG6

نماید. به این منظور در یک ترازسنج در ناحیه نزدیک به کیسون، واقع در فاصله‌ی ۴۱ متری از ابتدای فلوم و در فاصله‌ی ۴ متری از وجه جلویی کیسون، ترازهای سطح آب به دست آمده با یکدیگر مقایسه شدند. همان‌طور که در نمودار موجود در شکل (۳) مشخص است نتایج تراز سطح آب هر سه شبکه‌بندی نزدیک به همدیگر هستند. در این بین تراز سطح آب شبکه‌های ۲ و ۳ تطابق بیشتری با نتایج مدل آزمایشگاهی دارند.

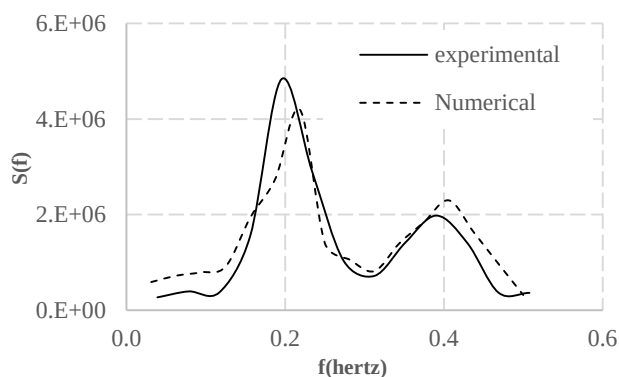
در نهایت با توجه به مقایسه نتایج تراز سطح آب و روگذری تجمعی و همچنین با توجه به زمان تحلیل و حجم مورد نیاز حافظه، شبکه‌بندی شماره‌ی ۲ به عنوان شبکه‌بندی مناسب و بهینه برای ادامه‌ی مدل‌سازی در بخش بعدی انتخاب شد.

### ۳-۳- درستی آزمایشی نتایج مدل عددی

با توجه به تکمیل مراحل مدل‌سازی و انتخاب شبکه‌بندی مناسب در ادامه می‌توان نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و مطالعه آزمایشگاهی را با همدیگر مطابقت داد تا از درستی نتایج مدل‌سازی اطمینان حاصل کرد. شکل شماره (۴) نتایج مربوط به

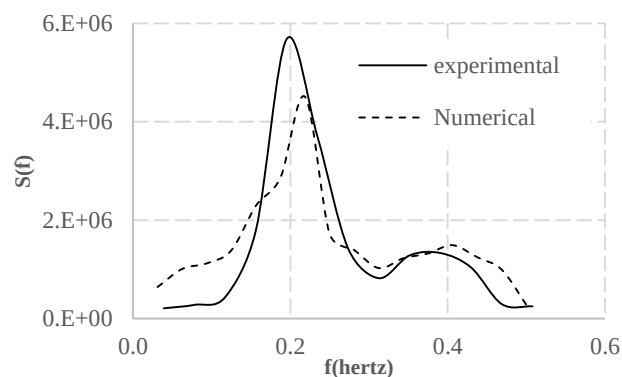


شکل ۴. روگذری تجمعی مدل عددی و مطالعه آزمایشگاهی  
Fig. 4. Cumulative overtopping for numerical model and laboratory study



شکل ۷. مقایسه نتایج فشارسنج ۴ (PG4)

Fig. 7. Comparison of results of PG4



شکل ۶. مقایسه نتایج فشارسنج ۱ (PG1)

Fig. 6. Comparison of results of PG1

#### ۴- تحلیل و بررسی

وجه رو به موج در موج شکن های کیسونی اهمیت قابل توجهی در پاسخ هیدرولیکی آنها دارد. به منظور بهبود عملکرد هیدرولیکی این نوع موج شکن ها می توان هندسه وجه جلویی آنها را تغییر داد. از جمله این تغییرها می توان به ایجاد حفره اشاره کرد. در این پژوهش به منظور ایجاد هندسه بهینه، از تغییر شکل این وجه، ایجاد حفره بر روی آن و یا ترکیب این دو مورد استفاده شده است. در ادامه شکل و نام گذاری هر یک از این مدل ها آورده خواهد شد.

قسمت الف شکل ۸ موج شکن کیسونی ساده است که در بخش پیشین، صحت سنجی مدل سازی عددی به وسیله مطالعات صورت گرفته با استفاده از این مدل صورت پذیرفت. در قسمت ب حفره های ۱۰\*۱۰ سانتی متری مربع شکل به فاصله عمودی و افقی ۱۰ سانتی متر بر روی این مدل ایجاد شده است. قسمت پ، ت و ث مربوط به کیسونی با دندان های دوزنقه ای شکل عمودی است که بر روی تمام صفحه ها، صفحه های جلویی و صفحه های عقبی آن حفره های مربع شکل ۱۰\*۱۰ سانتی متری ایجاد شده است. در ادامه در شکل (۹) ابعاد حفره ها در شکل (پ) به عنوان نمونه نمایش داده می شود.

شرایط موجی نیز به شرح جدول ۵ برای نرم افزار تعریف شده اند.

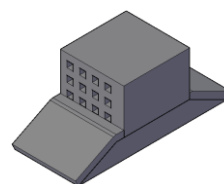
به منظور بررسی عملکرد موج شکن ها در مقابل موج های مختلف با ثابت بودن دوره تناوب موج و تراز اولیه سطح آب، سه ارتفاع موج مختلف تعریف شده است. همین روند در خصوص دوره تناوب نیز تکرار شده

جدول ۴. مقایسه متغیرهای مدل آزمایشگاهی و عددی برای شاخص های

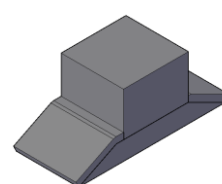
روگذری موج، تراز سطح آب و فشار

Table 4. Comparison of experimental and numerical model variables for wave overtopping indices, water level, and pressure

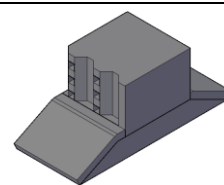
| Feature     | Experimental | Numerical | Error % |
|-------------|--------------|-----------|---------|
| Overtopping | 0.260        | 0.242     | 6.94    |
| Hm0 (WG6)   | 0.00435      | 0.00426   | -2.01   |
| Tp (Wg6)    | 2.84         | 2.63      | -7.62   |
| Pm0 (PG-1)  | 716090       | 752461    | 5.07    |
| Tp (PG-1)   | 5.12         | 4.57      | -10.71  |
| Pm0 (PG-4)  | 674983       | 723926    | 7.25    |
| Tp (PG-4)   | 5.12         | 4.61      | -9.9    |



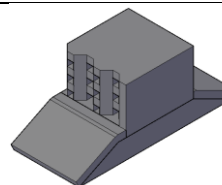
FHAF (ب)



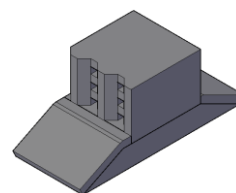
FNHF (الف)



VHFF (ت)



VHAF (پ)



VHBF (ث)

شکل ۸. هندسه ی مدل های مورد استفاده

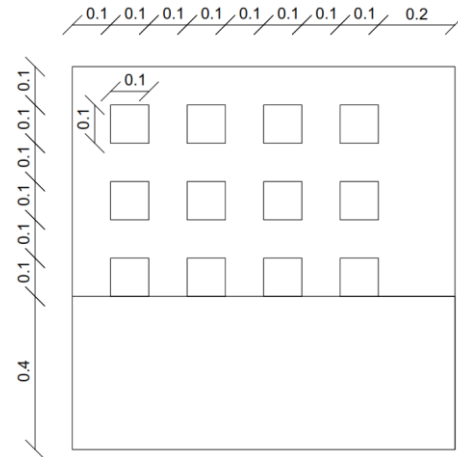
Fig. 8. Geometry of the models used



ترتیب می‌توان تاثیر تغییر هر سه متغیر تراز اولیه سطح آب، ارتفاع مشخصه موج و دوره تناوب موج را بر پاسخ هیدرولیکی موج‌شکن سنجید. به منظور مقایسه میان مدل‌های ارائه شده، ابتدا نمودارهای روگذری تجمعی برای شرایط موجی شماره ۱ ارائه می‌شود.

نتایج روگذری تجمعی برای موج با ارتفاع مشخصه ۰/۱۸ متر و دوره تناوب ۵ ثانیه و عمق ۰/۸ متر در شکل (۱۰) ارائه شده است. علاوه بر روگذری تجمعی مدل‌های حفره‌دار به منظور مقایسه چگونگی تغییر عملکرد، نتایج مدل ساده نیز آورده شده است. همان‌طور که از این نمودار قابل برداشت است، هندسه دندان‌دار دوزنقه‌ای عمودی با حفره در تمامی سطوح کمترین میزان روگذری تجمعی را دارد. این مدل، روگذری تجمعی را بیش از ۵۰ درصد کاهش می‌دهد که این موضوع نشان‌دهنده عملکرد مناسب آن در کاهش این متغیر است. با کم شدن تعداد حفره‌ها که باعث کم شدن فضای خالی در کل وجه جلویی می‌شود، میزان کاهش روگذری کمتر می‌شود. با این حال ولی این دو حالت نیز با کاهش روگذری نسبت به کیسون ساده همراه هستند. نتایج این دو حالت نزدیک به یکدیگر هستند که این موضوع نشان‌دهنده عدم تاثیر جانمایی حفره‌ها در وجه جلویی و یا عقبی کیسون است. این دو کیسون حدود ۳۰ درصد کاهش روگذری را ارائه کرده‌اند. به منظور بررسی دقیق‌تر در شکل (۱۱) نمودارهای روگذری تجمعی و بیشینه روگذری در حالت‌های مختلف موج ورودی ارائه خواهد شد. در این نمودارها، مدل مبنا بر اساس موج با دوره تناوب ۵ ثانیه، ارتفاع مشخصه ۰/۱۸ متر و عمق ۰/۸ متر است. در باقی موارد، متغیر تغییر داده شده، در راهنمای شکل مشخص شده است. به عنوان نمونه  $T_p = 3$  در شکل نمایانگر موج با دوره تناوب ۳ ثانیه، ارتفاع مشخصه ۰/۱۸ متر و عمق ۰/۸ متر است.

همان‌طور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، وجود حفره در وجه جلویی کیسون و تغییر هندسه وجه جلویی کیسون‌ها توانسته با کاهش روگذری تجمعی و بیشینه روگذری همراه شود. کاهش بیشینه روگذری برای هندسه‌های دندان‌دار دوزنقه‌ای با حفره در سطوح جلویی و عقبی حدود از حدود ۱۰ درصد تا حدود ۴۰ درصد، برای هندسه‌ی دندان‌دار دوزنقه‌ای با حفره در تمامی سطوح حدود از حدود ۲۰ درصد تا ۷۰ درصد و برای هندسه‌ی کیسون مکعبی ساده با حفره حدود ۲۰ درصد تا ۸۰ درصد است. در زمینه کاهش روگذری تجمعی نیز هندسه دندان‌دار دوزنقه‌ای با

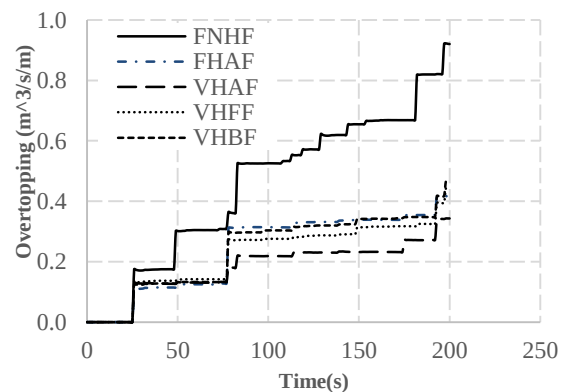


شکل ۹. ابعاد حفره‌ها در نمای روبه‌روی یکی از هندسه‌های مورد استفاده  
Fig. 9. Dimensions of the holes in the front view of one of the geometries

جدول ۵. مشخصات موج‌های مورد استفاده

Table 5. The utilized wave characteristics

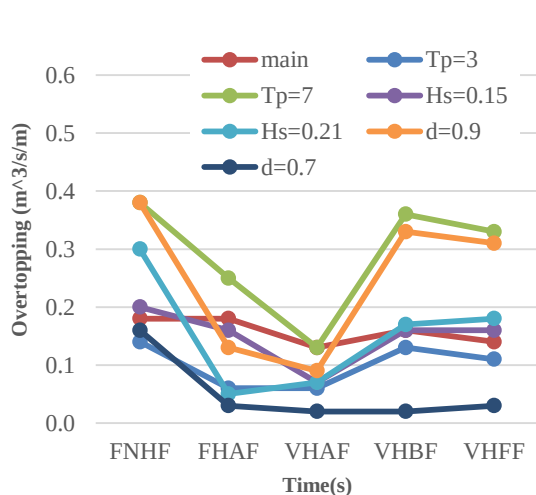
| Depth (m) | $T_p$ (s) | $H_s$ (m) | No. |
|-----------|-----------|-----------|-----|
| 0.8       | 5.0       | 0.18      | 1   |
| 0.8       | 3.0       | 0.18      | 2   |
| 0.8       | 7.0       | 0.18      | 3   |
| 0.8       | 5.0       | 0.15      | 4   |
| 0.8       | 5.0       | 0.21      | 5   |
| 0.9       | 5.0       | 0.18      | 6   |
| 0.7       | 5.0       | 0.18      | 7   |



شکل ۱۰. روگذری موج‌شکن‌ها برای موج با ارتفاع مشخصه ۰/۱۸ متر و دوره تناوب ۵ ثانیه و عمق ۰/۸ متر

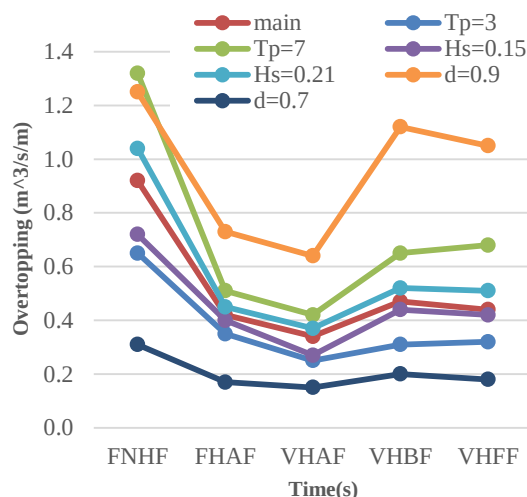
Fig. 10. Breakwater overpass for a wave with a characteristic height of 0.18 m, a period of 5 seconds, and a depth of 0.8 m.

و با ثابت نگه داشتن ارتفاع موج و تراز اولیه سطح آب، سه دوره تناوب متفاوت برای مدل‌سازی تعریف شده است. تراز اولیه سطح آب در تمامی این مدل‌ها ۰/۸ متر است. به منظور بررسی تاثیر تغییر تراز اولیه سطح آب علاوه بر تراز اولیه ۰/۸ متری، دو عمق ۰/۷ و ۰/۹ با فرض ثابت بودن دوره تناوب و ارتفاع مشخصه موج تعریف شده‌اند. به این



(ب) بیشینه‌ی روگذری برای هندسه‌های مورد بررسی در شرایط موجی مختلف

b) Maximum overtopping for geometries in different wave conditions

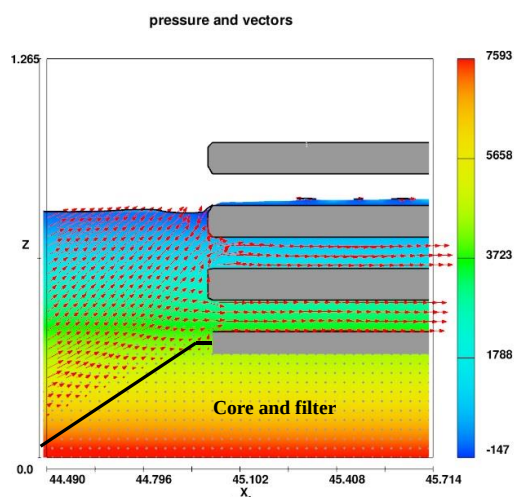


(الف) روگذری تجمعی برای هندسه‌های مورد بررسی در شرایط موجی مختلف

a) Cumulative overtopping for geometries in different wave conditions

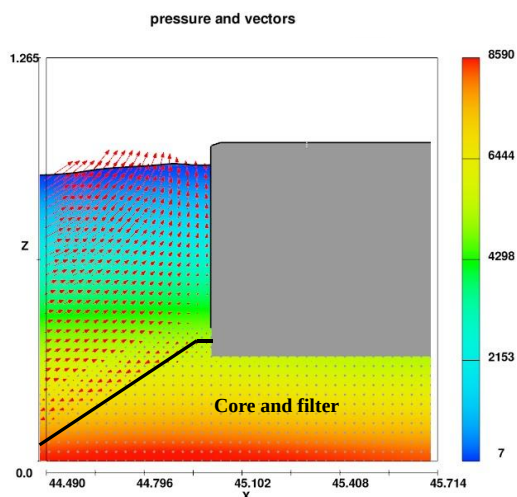
شکل ۱۱. روگذری تجمعی و بیشینه‌ی روگذری برای هندسه‌های حفره دار در شرایط موجی مختلف (شرایط مبنا:  $H_s=0.18$  m,  $T_p=5.0$  s,  $d=0.8$  m)

Fig. 11. Cumulative overtopping and maximum overtopping for perforated geometries in different wave conditions (Base case:  $H_s=0.18$  m,  $T_p=5.0$  s,  $d=0.8$  m)



(ب) میدان سرعت در اطراف کیسون دندانه دار دوزنقه‌ای با حفره در تمامی سطوح

b) Velocity field around a trapezoidal toothed caisson with holes on all faces



(الف) میدان سرعت در اطراف کیسون ساده بدون حفره

a) Velocity field around a simple caisson without holes

شکل ۱۲. میدان سرعت در اطراف کیسون ساده بدون حفره و کیسون دندانه دار دوزنقه‌ای با حفره در تمامی سطوح

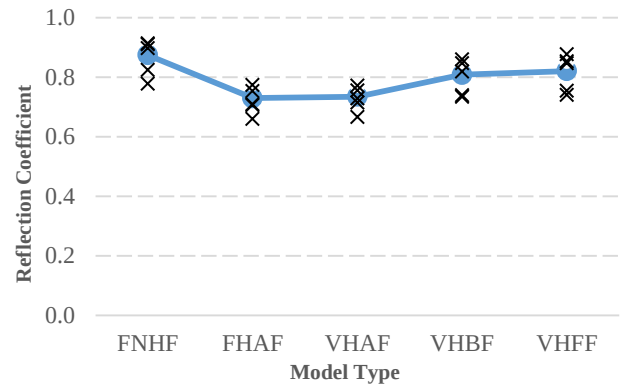
Fig. 12. Velocity field around a simple caisson without holes and a trapezoidal toothed caisson with holes on all faces

از لحظات آزمایش برای دو کیسون ساده بدون حفره و کیسون دندانه دار دوزنقه‌ای با حفره در تمامی سطوح نمایش داده می‌شود. همان‌طور که در این شکل‌ها مشخص است وجود حفره باعث می‌شود تا جریان به داخل حفره‌ها منحرف شده و به جای آن که جهت سرعت جریان رو به بالا بوده و باعث ایجاد روگذری شود، سرعت جریان به صورت افقی بوده و از داخل حفره‌ها گذر کند.

حفره در تمامی سطوح عملکرد بهتری را در تمامی شرایط موجی نسبت به دیگر هندسه‌ها ثبت کرده است. مطابق نتایج ارائه شده کاهش روگذری تجمعی برای هندسه دندانه دار دوزنقه‌ای با حفره در تمامی سطوح از حدود ۵۰ درصد تا ۷۰ درصد و برای سه هندسه دیگر همگی حدود ۴۰ درصد تا ۵۰ درصد است. در ادامه در شکل (۱۲) به منظور فهم دقیق‌تر از تاثیر ایجاد حفره میدان سرعت در یکی

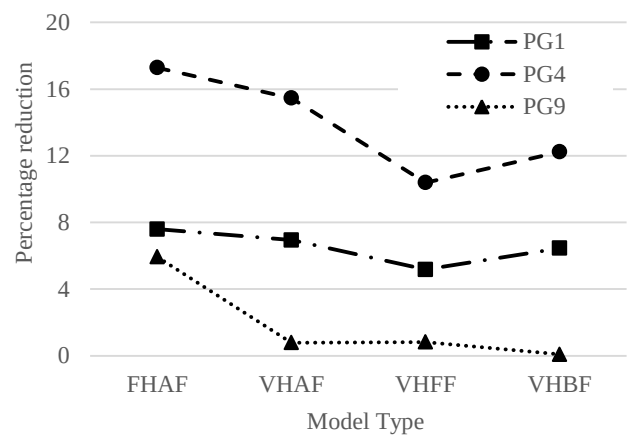
بیشترین تعداد حفره می‌شود. در دو حالتی که حفره‌ها فقط در دندان‌های جلویی و یا عقبی قرار گرفته‌اند، کاهش ضریب انعکاس حدود ۸ درصد است. قرارگیری حفره‌ها در دندان‌های عقبی، برخلاف وضعیتی که در روگذری تجمعی حاکم بود، باعث اندکی کاهش بیشتر نسبت به حالتی که حفره‌ها در دندان‌های جلویی باشند، می‌شوند. مقادیر مربوط به کاهش ضریب بازتاب در شرایط موجی مورد بررسی در قالب جدول شماره ۶ ارائه شده است. در ادامه بررسی عملکردها موج‌شکن‌ها به بررسی درصد کاهش فشار در موج‌شکن‌ها پرداخته می‌شود.

مطابق نتایج ارائه شده در جدول (۷) مشخص است که همه‌ی مدل‌های حفره‌دار نسبت به مدل ساده کاهش فشار بیشینه را در فشارسنج‌های موجود تجربه کرده‌اند. این کاهش همان‌طور که در نتایج شکل (۱۴) مشخص است برای دو مدل کیسون مکعبی حفره‌دار و کیسون دندان‌دار دوزنقه‌ای با حفره در تمامی سطوح بیشتر از دو مدل دندان‌دار دوزنقه‌ای با حفره در سطوح عقبی یا جلویی است. میان دو کیسون دندان‌دار عمودی با حفره در سطوح عقبی یا جلویی، کیسون با حفره در سطوح عقبی فشار بیشینه کمتری داشته است که این موضوع نشان‌دهنده عملکرد بهتر حفره‌ها با قرارگیری در سطوح عقبی در این کیسون است. نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی نشان داد که استفاده از موج‌شکن‌های حفره‌دار منجر به کاهش فشار وارده ناشی از امواج بر بدنه موج‌شکن شده است. به عنوان مثال در نمونه کیسون مکعبی شکل با حفره کاهش فشار حدود ۱۷٫۳ درصدی نسبت به مدل ساده مشاهده شده است. ورود بخشی از جریان موج به حفرات داخلی کاهش دامنه فشارهای وارد شده را به همراه دارد. از سوی دیگر،



شکل ۱۳. ضریب انعکاس هندسه‌های حفره‌دار

Fig. 13. Reflection coefficient of perforated geometries



شکل ۱۴. درصد کاهش فشار بیشینه فشارسنج‌های مختلف برای هندسه‌های

حفره‌دار نسبت به هندسه ساده

Fig. 14. Percentage of maximum pressure drop of different PG for perforated geometries compared to simple geometries

در ادامه به منظور سنجش عملکرد کیسون ضریب انعکاس کیسون‌ها محاسبه می‌شود. سپس با مقایسه‌ی این ضرایب می‌توان عملکرد این کیسون‌ها را در برابر امواج ارزیابی کرد. همان‌طور که در شکل ۱۳ مشخص است وجود حفره باعث کاهش ضریب انعکاس به میزان حدود ۱۷ درصد در مدل‌های با

جدول ۶. مقادیر ضریب بازتاب برای مدل‌های حفره‌دار در شرایط موجی مختلف

Table 6. Reflection coefficient values for perforated models in different wave conditions

|                      | FNHF  | FHAF  | VHAF  | VHBF  | VHFF  |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Tp=5, Hs=0.18, d=0.8 | 0.923 | 0.778 | 0.772 | 0.852 | 0.853 |
| Tp=3, Hs=0.18, d=0.8 | 0.988 | 0.962 | 0.949 | 0.951 | 0.95  |
| Tp=5, Hs=0.15, d=0.8 | 0.913 | 0.753 | 0.755 | 0.859 | 0.877 |
| Tp=7, Hs=0.18, d=0.8 | 0.778 | 0.709 | 0.714 | 0.739 | 0.754 |
| Tp=5, Hs=0.21, d=0.8 | 0.91  | 0.706 | 0.728 | 0.846 | 0.853 |
| Tp=5, Hs=0.18, d=0.9 | 0.897 | 0.773 | 0.771 | 0.819 | 0.846 |
| Tp=5, Hs=0.18, d=0.7 | 0.824 | 0.659 | 0.666 | 0.734 | 0.74  |

جدول ۷. میانگین فشار بیشینه در فشارسنج‌ها برای مدل‌های حفره‌دار

Table 7. Average maximum pressure in pressure gauges for perforated models

| Model | PG1  | Reduction% | PG4  | Reduction% | PG9  | Reduction% |
|-------|------|------------|------|------------|------|------------|
| FNHF  | 7610 | -          | 3932 | -          | 6349 | -          |
| FHAF  | 7031 | 7.6        | 3253 | 17.3       | 5973 | 5.9        |
| VHAF  | 7082 | 6.9        | 3324 | 15.5       | 6020 | 5.2        |
| VHFF  | 7216 | 5.2        | 3524 | 10.4       | 6069 | 4.4        |
| VHBF  | 7119 | 6.4        | 3452 | 12.2       | 6074 | 4.3        |

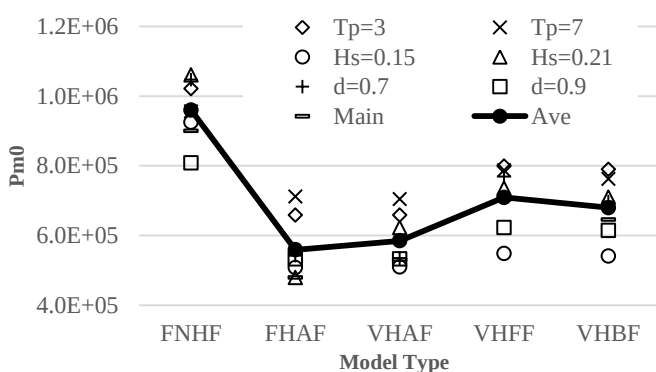
موجب مستهلک شدن انرژی جنبشی موج شده که این موضوع مقایسه ضرایب بازتاب نشان می‌دهد که با کاهش حدود ۱۷ درصدی این ضریب در مدل‌های کیسونی ساده حفره‌دار و دنداندار دوزنقه‌ای شکل با حفره در تمامی سطوح، شدت میدان موج ایستاده در جلوی سازه کاهش یافته است که این امر خود به کاهش دامنه نوسانات فشار کمک می‌کند. همچنین ایجاد حفره در این مدل‌ها باعث کاهش قابل توجهی در بیشینه روگذری و روگذری تجمعی نسبت به حالت کیسون ساده می‌شود. مجموعه این رفتار نشان می‌شود که ایجاد حفرات می‌تواند فشار وارد شده، ضریب انعکاس و روگذری موج از موج‌شکن را همزمان کاهش دهد.

در ادامه مقادیر  $P_{m0}$  در شرایط موجی مختلف برای هندسه‌های حفره‌دار گزارش می‌شود. شرایط مبنا در این شکل مشابه شکل (۱۱) است و فقط موارد اختلاف با این شرایط راهنمای شکل نمایش داده شده است. بطور مشابه، راهنمای  $T_p=7$  نمایانگر موج با دوره‌ی تناوب ۷ ثانیه، ارتفاع مشخصه ۰/۱۸ متر و عمق ۰/۸ متر است.

مطابق نتایج ارائه شده در شکل (۱۵) ایجاد حفره در هندسه باعث کاهش نیروی کلی وارده بر کیسون‌ها می‌شود. هرچه تعداد حفره‌ها بیشتر باشد کاهش این مقدار بیشتر خواهد بود. در هندسه دنداندار دوزنقه‌ای این موضوع که حفره در سطوح عقبی و یا جلویی باشد تاثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد.

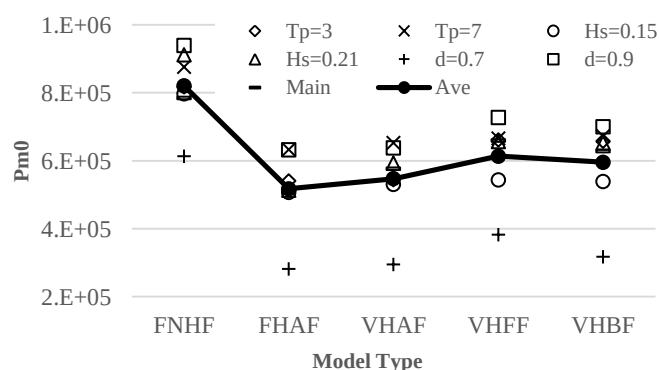
##### ۵- نتیجه‌گیری

همان‌طور که از نتایج به دست آمده مشخص است، ایجاد حفره روی بدنه کیسون‌ها عملکرد هیدرولیکی را بهبود بخشیده است. کیسون دنداندار دوزنقه‌ای با حفره در تمامی سطوح عملکرد بهتری در خصوص کاهش میزان روگذری داشته است به گونه‌ای



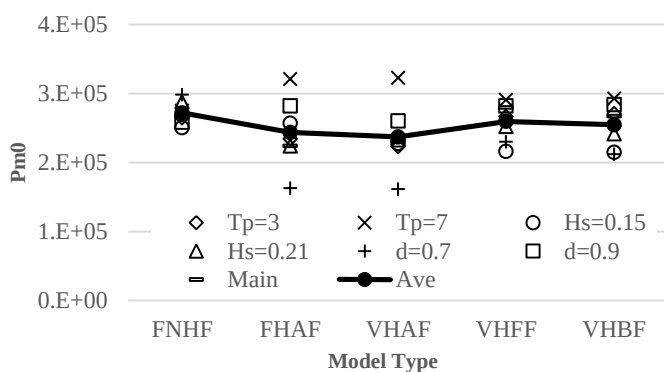
a) Pressure gauge 1 (PG1)

(الف) فشارسنج ۱ (PG1)



b) Pressure gauge 4 (PG4)

(ب) فشارسنج ۴ (PG4)



c) Pressure gauge 9 (PG9)

(پ) فشارسنج ۹ (PG9)

شکل ۱۵. مقادیر  $P_{m0}$  برای شرایط موجی مختلف هندسه‌های حفره‌دارFig. 15.  $P_{m0}$  values for different wave conditions of perforated geometries

### قدردانی نویسندگان

از داوران محترم بابت بررسی مقاله و ارائه نقطه نظرات سازنده تشکر می‌شود.

### تعارض منافع

در این پژوهش، هیچ تعارض منافی وجود ندارد.

### سهم نویسندگان

امید کرباسی: انجام تحلیل‌ها، نرم افزار، تصویرسازی، نوشتن متن اولیه و ویرایش‌ها.

حسن اکبری: ایده و مفهوم، روش شناسی، نظارت و مدیریت تحقیق، نوشتن متن اولیه و ویرایش‌ها.

### منابع مالی

این تحقیق بدون پشتیبانی منابع مالی و در قالب پژوهش دانشگاهی انجام شده است.

### بیانیه هوش مصنوعی

در انجام این تحقیق، نوشتن متن آن و ویرایش‌ها از هیچ ابزار هوش مصنوعی استفاده نشده است.

که این مدل نسبت به کیسون ساده حدود ۵۰ تا ۷۰ درصد کاهش روگذری تجمعی و برای بیشینه‌ی روگذری ۲۰ تا ۷۰ درصد کاهش را در شرایط موجی مورد مطالعه به همراه داشته است. میزان کاهش این دو متغیر برای کیسون ساده با حفره ۴۰ تا ۵۰ درصد برای روگذری تجمعی و ۲۰ تا ۸۰ درصد برای روگذری بیشینه بوده است. کیسون مکعبی ساده با حفره عملکرد بهتری در کاهش فشار بیشینه دارد. میزان کاهش فشار بیشینه در این حالت برای سه ایستگاه مورد سنجش، ۷،۶، ۱۷،۳ و ۵،۹ درصد کاهش نسبت به مدل ساده بوده است. همچنین درصد کاهش این متغیر برای کیسون دندانه‌دار با حفره در تمامی سطوح به ترتیب ۶،۹، ۱۵،۵ و ۵،۲ بوده است. عملکرد این دو مدل در کاهش ضریب انعکاس تقریباً مشابه یکدیگر بوده و درصد کاهش ضریب انعکاس در هر دو حالت ۱۷ درصد بوده است. با بررسی تمامی نتایج می‌توان نتیجه گرفت که مدل کیسون دندانه‌دار دوزنقه‌ای با حفره در تمامی سطوح نسبت به سه مدل دیگر بهبود بیشتری در عملکرد هیدرولیکی کیسون‌ها ایجاد کرده است و می‌توان آن را به عنوان مدل بهینه حاصل از پژوهش حاضر معرفی کرد.

### References

- [1] Jarlan, G.E., 1961. A perforated vertical wall breakwater. *The Dock and Harbour Authority*, (486), pp.394-398.
- [2] Misra, S., Narayanaswamy, M., Bayram, A. and Shi, F., 2011. Optimization of Caisson Breakwater Superstructure Geometry using a 2DV Rans-VOF Numerical Model. *Coastal Engineering Proceedings*, (32), p.49. doi: 10.9753/icce.v32.structures.49
- [3] Tofany, N., Ahmad, M.F., Mamat, M. and Mohd-Lokman, H., 2016. The effects of wave activity on overtopping and scouring on a vertical breakwater. *Ocean Engineering*, 116, pp.295-311. doi: 10.1016/j.oceaneng.2016.03.007
- [4] Hieu, P.D. and Vinh, P.N., 2012. Numerical study of wave overtopping of a seawall supported by porous structures. *Applied Mathematical Modelling*, 36(6), pp.2803-2813. doi: 10.1016/j.apm.2011.09.065
- [5] López, I., Rosa-Santos, P., Moreira, C. and Taveira-Pinto, F., 2018. RANS-VOF modelling of the hydraulic performance of the LOWREB caisson. *Coastal Engineering*, 140, pp.161-174. doi: 10.1016/j.coastaleng.2018.07.006
- [6] Di Lauro, E., Maza, M., Lara, J.L., Losada, I.J., Contestabile, P. and Vicinanza, D., 2020. Advantages of an innovative vertical breakwater with an overtopping wave energy converter. *Coastal Engineering*, 159, p.103713. doi: 10.1016/j.coastaleng.2020.103713
- [7] van Gent, M.R., 2021. Influence of oblique wave attack on wave overtopping at caisson breakwaters with sea and swell conditions. *Coastal Engineering*, 164, p.103834. doi: 10.1016/j.coastaleng.2020.103834
- [8] Suh, K.D., Park, J.K. and Park, W.S., 2006. Wave reflection from partially perforated-wall caisson breakwater. *Ocean Engineering*, 33(2), pp.264-280. doi: 10.1016/j.oceaneng.2004.11.015
- [9] Ghasemi Zadeh, M. and Ketabdari, M., 2016. Effect of hole shapes of perforated breakwaters on incident wave energy damping using numerical method. *Iranian Journal of Marine Technology*, 2(2), pp.65-73.
- [10] Amirabadi, R. and Ghasemi, A., 2018. Numerical modeling investigation of irregular wave interaction with perforated caisson breakwater. *Journal of Marine Engineering*, 14(27), pp.69-79. (In Persian).
- [11] Ciocan, C.S., Taveira-Pinto, F., das Neves, L. and Rosa-Santos, P., 2017. Experimental study of the hydraulic efficiency of a novel perforated-wall caisson concept, the LOWREB. *Coastal Engineering*, 126, pp.69-80. doi: 10.1016/j.coastaleng.2017.06.001
- [12] Liu, X., Liu, Y., Li, H., Wang, X. and Zhao, Y., 2018.

- Experimental study of mean overtopping discharge at perforated caissons for non-impulsive waves. *Science China Technological Sciences*, 61, pp.711-723. doi: 10.1007/s11431-017-9206-5
- [13] Liu, X., Liu, Y., Lin, P. and Li, A.J., 2021. Numerical simulation of wave overtopping above perforated caisson breakwaters. *Coastal Engineering*, 163, p.103795. doi: 10.1016/j.coastaleng.2020.103795
- [14] Zhao, P., Sun, D. and Wu, H., 2021. Influence of Wave-Absorbing Chamber Width on the Wave Attenuation Performance of Perforated Caisson Sitting on Rubble-Mound Foundation. *Mathematical Problems in Engineering*, 2021, pp.1-14. doi: 10.1155/2021/8845331
- [15] Ghasemi, A., Amirabadi, R., Kamalian, U.R. and Mazyak, A.R., 2023. Numerical modeling investigation of perforated geometry of caisson breakwater under irregular waves by considering porous media. *Ocean Engineering*, 269, p.113558. doi: 10.1016/j.oceaneng.2022.113558
- [16] Liu, X., Liu, Y., Lin, P. and Wang, D., 2023. Experimental and numerical studies of solitary wave interaction with perforated caisson breakwaters. *Physics of Fluids*, 35(5). doi: 10.1063/5.0149420
- [17] Lee, B.W., Baek, D., Ha, T., Lee, K.J. and Yoon, J.S., 2023. Experimental study on hydrodynamic performance of partially perforated-wall caisson breakwaters designed for the southeast coast of Korea. *Journal of Coastal Research*, 39(1), pp.167-174. doi: 10.2112/JCOASTRES-D-22TM-00004.1
- [18] Mane, V., Rao, S. and Hegde, A.V., 2023. Wave overtopping characteristics of nonperforated and seaside perforated emerged quarter-circle breakwater. *Journal of Naval Architecture & Marine Engineering*, 20(1). doi: 10.3329/jname.v20i1.55046
- [19] Lara, J.L., Losada, I.J. and Guanche, R., 2008. Wave interaction with low-mound breakwaters using a RANS model. *Ocean Engineering*, 35(13), pp.1388-1400.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Karbasi, O. and Akbari, H., 2026. Improving the Hydraulic Performance of a Composite Perforated Caisson Breakwater by Changing the Front Face Geometry. *Modares Civil Engineering journal*, 26(4), pp.81-94.





## Numerical study of joint behavior in UHPC segmental bridges

Hesam Nojoumi delshad<sup>1</sup>, Iradj Mahmmoudzadeh kani<sup>2\*</sup> 

1. Ph.D. candidate, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.
2. Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

### Abstract

This study presents a comprehensive numerical investigation into the shear behavior of dry joints in precast segmental bridges constructed with ultra-high-performance concrete (UHPC). Given the critical role of joint performance in ensuring the continuity and integrity of precast bridge structures, an advanced three-dimensional finite element (FE) model was developed using the Abaqus software platform. The model incorporates the Concrete Damaged Plasticity (CDP) constitutive law and is calibrated against experimental data to ensure its validity, showing excellent agreement with test results (less than 5% discrepancy in peak load prediction). In the proposed modeling framework, UHPC segments, shear keys, and loading blocks are represented by three-dimensional solid elements, while the joint interface is captured through a surface-to-surface contact formulation that allows separation in the normal direction and frictional sliding in shear. Material parameters for the CDP model in both compression and tension are selected based on available UHPC test data and then fine-tuned so that the numerical model reproduces the initial stiffness, peak shear capacity, and post-peak softening response of a benchmark push-off test. This calibration procedure ensures that the simulated load-displacement curves and crack patterns closely follow the experimental observations, thereby providing a robust and reliable numerical basis for the subsequent parametric study on the influence of confining stress and shear-key geometry. A parametric study was subsequently conducted to evaluate the effects of three governing parameters: (1) number of shear keys (1, 2, and 3), (2) shear key depth-to-height ratio ( $D/H = 0.5, 0.6, 0.7$ ) and (3) magnitude of lateral confining stress ( $\sigma_c = 3, 5, 10$  MPa). A total of 12 models were analyzed and force-displacement responses were extracted to compute key performance indices: peak load ( $P_{max}$ ), displacement at peak, initial stiffness, and residual force. Results revealed that increasing confining stress leads to higher  $P_{max}$  initial stiffness, particularly in single-key specimens. Likewise, an increase in the number of shear keys significantly improves both load-carrying capacity and post-peak stability. Key depth also enhances initial stiffness and shear resistance, but excessive depth may induce more brittle post-peak behavior, especially in single-key joints. All samples demonstrated a characteristic three-stage response: a steep initial ascent, followed by a distinct peak, and then a softening phase that converged to a residual plateau. The observed damage initiated at the upper shear key and progressed downward, consistent across multi-key configurations. Interestingly, peak loads occurred at small displacements (0.48–0.70 mm), highlighting the localized and early activation of joint resistance. Increases in capacity were mostly attributed to steeper ascending branches, rather than larger peak displacements. To assess the accuracy of existing analytical models, four shear strength prediction equations were evaluated: AASHTO, Voo et al., Gopal et al. and Oettel & Empelmann. The predicted capacities were compared with FE results for all 12 specimens. Among them, the AASHTO model showed the highest consistency, with a mean  $V_u/V_{u,fe}$  ratio of 0.73. The Oettel model yielded acceptable results (mean ratio: 0.58), while the Voo and Gopal models significantly underpredicted shear capacity, with mean ratios of 0.35 and 0.36, respectively. In conclusion, the proposed FE framework offers a reliable tool for analyzing UHPC joints, and the findings suggest that confining stress and key configuration play critical roles in joint performance. Additionally, current code-based equations may require refinement to adequately capture the shear behavior of UHPC dry joints in precast segmental bridge systems. Based on the FE database, a simplified design-oriented equation is also proposed to estimate the shear capacity of UHPC dry joints as a function of confining stress, shear-key geometry, and number of keys, showing good agreement with the numerical results over the investigated range.

### Review History

Received: Sep 14, 2025

Revised: Nov 26, 2025

Accepted: Dec 10, 2025

### Keywords

UHPC

Concrete segmental bridge

Dry joint

Finite element method

Shear capacity

\* Corresponding Author Email: [imkani@ut.ac.ir](mailto:imkani@ut.ac.ir) - ORCID: 0000-0003-0124-7868



## مطالعه عددی رفتار محل اتصال در پل‌های پیش‌ساخته با بتن فوق‌توانمند

حسام نجومی دلشاد<sup>۱</sup>، ایرج محمودزاده کنی<sup>۲\*</sup> 

۱. دانشجوی دکتری، دانشکده فنی، دانشکده عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

۲. استاد، دانشکده فنی، دانشکده عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

### چکیده

### تاریخچه داوری

در این پژوهش، رفتار برشی محل اتصال بین قطعات سگمتال بتن فوق‌توانمند (UHPC) به صورت عددی و در نرم‌افزار Abaqus بررسی شده است. با توجه به اهمیت حیاتی عملکرد مکانیکی درز اتصال در تضمین پایداری سازه‌های پل‌های سگمتال، مدلی اجزای محدود با استفاده از مدل رفتاری Concrete Damaged Plasticity توسعه داده شد. مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی معتبر درستی‌آزمایی شد و سپس در قالب یک مطالعه پارامتریک، تأثیر سه پارامتر اصلی شامل تعداد کلیدهای برشی، عمق کلید و فشار عمود بر درز بر ظرفیت برشی ارزیابی شد. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که افزایش فشار عمود بر درز باعث ارتقای ظرفیت برشی و سختی اولیه در تمامی پیکربندی‌ها می‌شود؛ به‌ویژه در اتصالات تک‌کلید. افزایش تعداد کلیدها موجب توزیع یکنواخت‌تر تنش و افزایش قابل‌توجه ظرفیت نهایی شد. همچنین مشاهده شد که افزایش عمق کلید سختی اولیه را بهبود می‌بخشد؛ اما در برخی نمونه‌ها به رفتار شکننده‌تری پس از اوج منجر می‌شود. در ادامه، چهار رابطه طراحی رایج AASHTO، Voo، Gopal و Oettel برای پیش‌بینی ظرفیت برشی با نتایج عددی مقایسه شدند. نتایج نشان داد که روابط AASHTO و Oettel عملکرد دقیق‌تر و پایدارتری دارند، درحالی‌که مدل‌های Voo و Gopal انحراف زیاد دارند. در نهایت رابطه ساده‌شده برای تخمین ظرفیت برشی ناحیه اتصال نیز ارائه شد. یافته‌های این تحقیق می‌تواند به عنوان مبنایی برای اصلاح روابط آیین‌نامه‌ای و بهینه‌سازی طراحی درزهای اتصال سگمتال در پل‌های UHPC استفاده کرد.

### کلمات کلیدی

بتن فوق‌توانمند  
پل پیش‌ساخته بتنی  
درز خشک  
روش اجزا محدود  
ظرفیت برشی

### ۱- مقدمه

در ترافیک و کاهش انتشار کربن دارد [3-6]. در دهه اخیر، سهم پل‌های ساخته به روش پیش‌ساخته در پروژه‌های زیربنایی بزرگراهی به طور قابل‌توجهی افزایش یافته است. افزون بر این، توجه روزافزون به توسعه پایدار سبب شده است تا استفاده از مصالحی مانند بتن فوق‌توانمند (UHPC<sup>۱</sup>) با ویژگی‌هایی چون مقاومت فشاری زیاد، شکل‌پذیری مناسب، وزن کم و دوام زیاد در پل‌های سگمتال، پوسته‌ای و تیرهای ماژولار

امروزه پل‌ها یکی از سازه‌های مهم و پرکاربرد سازه‌های زیرساختی شناخته می‌شوند. روش‌های ساخت پل را می‌توان به طور کلی به دو دسته اجرا در محل و پیش‌ساخته سگمتال تقسیم کرد: در روش سگمتال، قطعات طولی سازه ابتدا در کارخانه ساخته می‌شوند و سپس در محل، به‌گونه‌ای دقیق مونتاژ و متصل می‌شوند [1، 2]. این شیوه مزایایی همچون کاهش زمان ساخت، افزایش دقت به دلیل شرایط کنترل‌شده در کارخانه، کاهش اخلاف

<sup>1</sup> Ultra high performance concrete

فشار عمود بر درز را در یک مدل عددی سه بعدی ارزیابی نکرده است. این پژوهش به دنبال پاسخ به این سؤال است که: «رابطه کمی ظرفیت برشی اتصال UHPC با تعداد کلید برشی، ابعاد کلید و مقدار فشار عمود بر درز چگونه است؟».

در ادامه این مقاله، ابتدا در بخش دوم مدل عددی و روند درستی آزمایشی آن توضیح داده می شود. سپس در بخش سوم، نتایج حاصل از تحلیل پارامتریک به طور دقیق مورد بحث و تحلیل قرار خواهند گرفت. در نهایت، در بخش چهارم، ظرفیت برشی محل اتصال با روابط موجود مقایسه می شود.

## ۲- مدل سازی و درستی آزمایشی

شکست برشی مستقیم که در ناحیه اتصال سازه های بتن فوق توانمند تحت اثر بارهای متمرکز رخ می دهد، یکی از حالت های گسیختگی مهم و نگران کننده محسوب می شود؛ زیرا وقوع آن می تواند به پیامدهای سازه ای جدی و پرهزینه منجر شود. به همین دلیل، شناخت دقیق رفتار برشی اتصال ها و بررسی سازوکار انتقال بار در آن ها، همواره مورد توجه پژوهشگران و مهندسان بوده است. متداول ترین روش بررسی رفتار برشی در ناحیه اتصال، آزمایش فشار بر اتصال<sup>۲</sup> است که پژوهشگران بسیاری از آن برای ارزیابی ظرفیت برشی و پاسخ مکانیکی سطح تماس در اتصالات استفاده کرده اند. نمونه های استفاده شده در این نوع آزمایش معمولاً به دو دسته تقسیم می شوند:

- نمونه اتصال تکی (SJ<sup>۳</sup>) که شماتیک آن در شکل (۱) نمایش داده شده است.
- نمونه اتصال دوتایی (DJ<sup>۴</sup>) که نمونه ای از آن در شکل (۲) ارائه شده است.

نمونه های اتصال تکی به دلیل سهولت در ساخت، نیاز به مصالح کمتر و اجرای ساده تر، در پژوهش های بسیاری استفاده شده اند. با این حال، برخی پژوهشگران معتقدند این نمونه ها در شرایط بارگذاری سنگین و تغییر شکل های زیاد، ممکن است دچار مشکلاتی در حفظ هم راستایی بار وارد شده با سطح برش اتصال شوند. در مقابل، نمونه های اتصال دوتایی به دلیل تقارن هندسی و

گسترش یابد [5, 7-10]. با این حال، درز بین قطعات سگمنتال نقطه ضعف بالقوه ای برای گسیختگی برشی بشمار می رود [11]؛ به همین دلیل انتقال مطمئن نیروهای برشی و فشاری در این ناحیه برای تضمین سختی و پایداری سازه حیاتی است. راهکار رایج، استفاده از درزهای خشک یا اپوکسی دار دارای یک یا چند کلید برشی است [12-14].

در سال ۲۰۱۵ لی وو و همکاران [15] بر اثر تنش محصورکنندگی و تعداد کلید برشی روی ظرفیت برشی درز خشک با بتن فوق توانمند مطالعاتی انجام دادند که نتیجه آن تصحیح ضریب اصطکاک بتن- بتن در درز خشک به ۰/۴۶ شد. همچنین آزمایش ها نشان داد که افزایش فشار عمود بر درز از ۱۰ MPa به ۲۰ MPa باعث بهبود عملکرد برش می شود.

در سال ۲۰۱۹ لو و همکاران [16]، برای بررسی اثر آرماتور تقویت در کلید برشی و الیاف فولادی ۲۵ نمونه با ابعاد واقعی و بتن فوق توانمند مورد آزمایش قرار دادند، نتایج نشان داد که وجود الیاف فولادی می تواند علاوه بر بهبود شکل پذیری درز خشک باعث جلوگیری از خوردشدگی بتن ترک خورده شود. همچنین نمونه های دارای تقویت فولادی کلید برشی بزرگ حدود ۱۰ درصد ظرفیت برشی بیشتری نسبت به نمونه های دارای سه کلید برشی ثبت کردند.

در سال ۲۰۲۲، پن و همکاران [10]، با آزمایش ۱۸ نمونه دارای اپوکسی به بررسی اثر فشار عمود بر درز و تعداد کلید برشی بر عملکرد برشی درز اتصال اپوکسی پرداختند. فشار عمود بدرز اعمال شده به نمونه ها بین ۴ تا ۱۰ مگاپاسکال بود نمونه ها بین ۱ تا ۳ عدد کلید برشی داشتند که نتایج نشان داد هر دو متغیر مورد بررسی تأثیر قابل توجه ای بر ظرفیت برشی دارد. در انتها نتایج حاصل از آزمایش با مقادیر حاصل از آیین نامه آشتو<sup>۱</sup> مقایسه شد و با توجه به اختلاف زیاد نتایج آزمایشگاهی و تئوری، بر اساس دایره مور رابطه اصلاح شده ای ارائه شد که هم پوشانی مناسبی با دیتاهای استخراج شده از آزمایش داشتند.

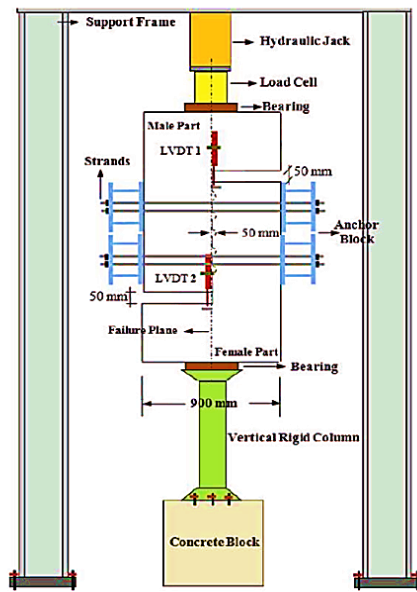
با وجود مطالعات ارزشمند یاد شده، تاکنون هیچ پژوهشی به صورت جامع و هم زمان تأثیر تعداد، ابعاد کلیدهای برشی و مقدار

<sup>2</sup> Push-off test

<sup>3</sup> Single joint

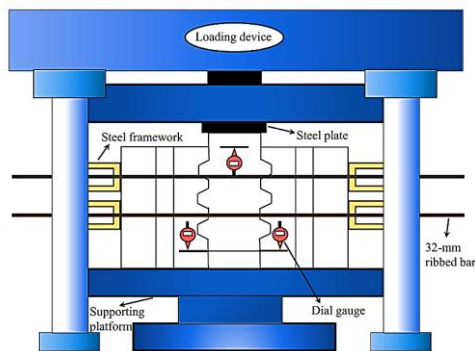
<sup>4</sup> Double joint

<sup>1</sup> AASHTO



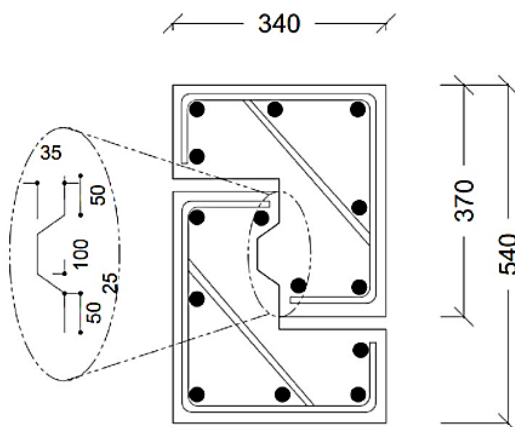
شکل ۱. شماتیک آزمایش برش مستقیم اتصال تکی [۹]

Fig. 1. Schematic of Single joint push-off test [9]



شکل ۲. شماتیک آزمایش برش مستقیم اتصال دوتایی [۱۸]

Fig. 2. Schematic of Double joint push-off test [18]



شکل ۳. شماتیک و اندازه‌گذاری قطعه موردبررسی برای درستی‌آزمایی

Fig. 3. Schematic and measurements of the examined part for verification

بارگذاری متقارن، عموماً پایداری بیشتری در حین بارگذاری دارند و امکان اعمال بار به صورت دقیق‌تری در مرکز نمونه را فراهم می‌سازند. البته هر دو نوع نمونه، مزایا و معایب خاص خود را دارند و انتخاب نوع نمونه بستگی به اهداف تحقیق، دسترسی به مصالح و تجهیزات آزمایشگاهی دارد.

## ۲-۱- معرفی مدل آزمایشگاهی

به منظور درستی‌آزمایی مدل اجزا محدود از پژوهش انجام شده توسط جنگ و همکاران [17] در سال ۲۰۲۳ استفاده شد. نمونه انتخاب شده (DK1-D35-h100-S2-2) دارای یک کلید برشی به عمق و ارتفاع ۳۵ و ۱۰۰ میلی‌متر است و دارای ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. در نام‌گذاری قطعه، S2 نمایانگر فشار عمود بر درز ۲ مگاپاسکال است. در این پژوهش، پارامتر فشار عمود بر درز ( $\sigma_n$ ) است که به صورت فشار یکنواخت بین سطحی مدل‌سازی شده و نماینده فشار ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی در پل‌های سگمنتال می‌باشد.

شکل (۳) ابعاد قطعه مورد بررسی بر حسب میلی‌متر را نشان می‌دهد.

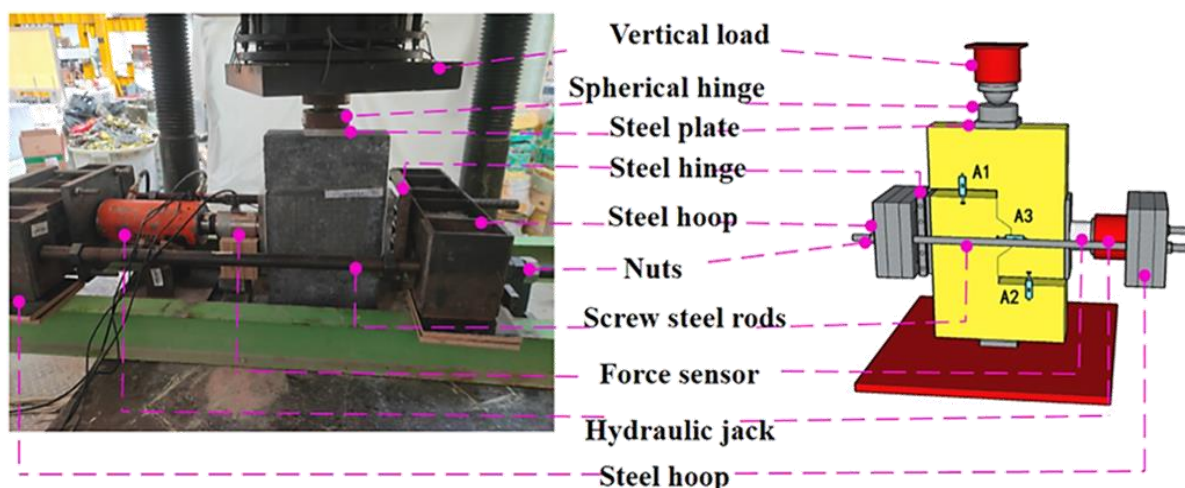
در ساخت این قطعه از دو لایه آرماتور با قطر ۱۶ میلی‌متر و تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال استفاده شده است. بتن مصرفی از نوع الیافی فوق‌توانمند با مقاومت فشاری ۱۳۰ مگاپاسکال و ۲ درصد حجمی الیاف فولادی بوده است که در جدول (۱) مشخصات آن بیان شده است.

در این آزمایش از یک جک هیدرولیکی برای اعمال بار به محل اتصال و ۳ عدد تغییرمکان سنج استفاده شد. آزمایش از نوع کنترل‌شونده توسط تغییرمکان با نرخ بارگذاری ۰/۱۵ mm/min است که در شکل (۴) شماتیک آزمایش نمایش داده شده است.

جدول ۱. مشخصات مکانیکی بتن فوق‌توانمند [۱۷]

Table. 1. Mechanical properties of UHPC [17]

| $f_{cu}$<br>(MPa) | $f'_c$<br>(MPa) | $f_t$<br>(MPa) | $E_c$<br>(MPa) | Fiber content |
|-------------------|-----------------|----------------|----------------|---------------|
| 129.45            | 125.74          | 12.01          | 43,000         | 2%            |



شکل ۴. شماتیک و پیکربندی آزمایش انجام شده [۱۷]

Fig. 4. Schematic and configuration of test setup [17]

## ۲-۲- جزئیات مدل سازی

مدل عددی در این پژوهش با استفاده از نرم افزار اجزای محدود آباکوس ساخته شده است. برای مدل سازی سه بعدی نمونه ها، از المان های هشت گره ای با انتگرال گیری کاهشی (C3D8R) استفاده شده است. در مدل سازی رفتار غیرخطی بتن UHPC، از مدل رفتاری CDP بهره گرفته شده است که قادر است رفتار بتن را تحت بارگذاری های پیچیده به خوبی شبیه سازی کند. جدول (۲) پارامترهای استفاده شده در مدل رفتاری بتن را نشان می دهد. از آنجایی که بتن مورد استفاده از نوع فوق توانمند بوده و الیاف فولادی نیز دارد پس؛ نمی توان از روابط معمول برای تعریف در نرم افزار استفاده کرد. در این مورد تاکنون پژوهش های گسترده ای انجام شده که در اینجا از رابطه ۱ و ۲ به ترتیب برای رفتار فشاری و کششی استفاده شد [17, 19]. شکل (۵) نمودار تنش - کرنش را در کشش و فشار برای بتن فوق توانمند نشان می دهد.

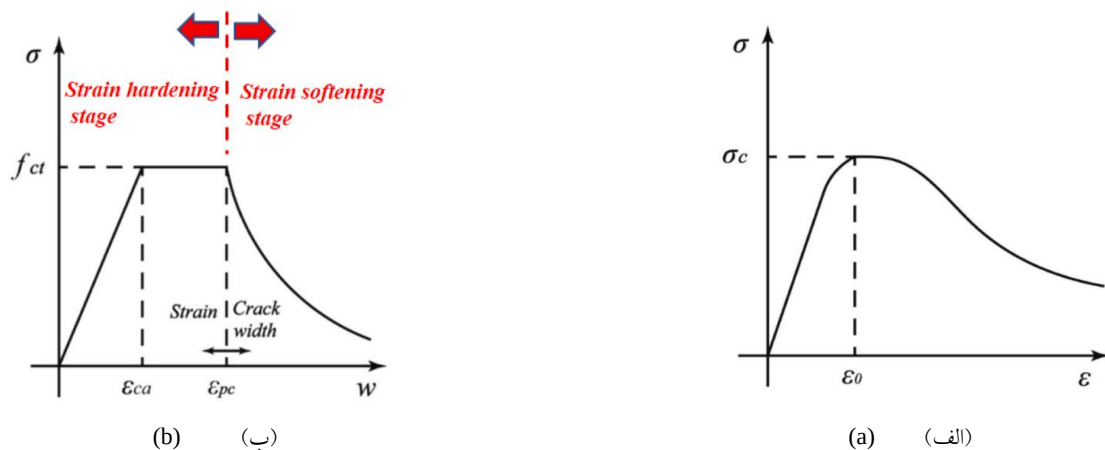
$$\sigma_c(\varepsilon) = \begin{cases} f_c \frac{n\xi - \xi^2}{1 + (n-2)\xi}, & \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ f_c \frac{\xi}{2(\xi-1)^2 + \xi}, & \varepsilon > \varepsilon_0 \end{cases} \quad (1)$$

$$\sigma_t(\varepsilon) = \begin{cases} \frac{f_{ct}}{\varepsilon_{ca}} \varepsilon, & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ca} \\ f_{ct}, & \varepsilon_{ca} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{pc} \\ f_{ct} \frac{1}{\left(1 + \frac{\omega}{\omega_p}\right)^p}, & \varepsilon \geq \varepsilon_{pc} \end{cases} \quad (2)$$

در رابطه ۱،  $f_c$  معرف مقاومت فشاری بتن،  $\xi$  برابر نسبت کرنش هر نقطه به کرنش متناظر با  $f_c$  و  $n = \frac{E_c}{E_0}$  می باشد. در شکل (۵-ب) بخش افقی نمودار به دلیل وجود الیاف در بتن می باشد و مقادیر  $\varepsilon_{ca}$  و  $\varepsilon_{pc}$  به ترتیب کرنش متناظر با ترک خوردگی بتن و کرنش ماکزیمم در ناحیه سخت شوندگی بتن است. هم چنین بخش نرم شوندگی نشان داده شده در شکل (۵-ب) وابسته به پارامتر  $\omega$  (عرض ترک) است. در جدول (۳) مقادیر پارامترهای مورد نیاز در رابطه ۱ و ۲ آورده شده است.

قطعه DK1-D35-h100-S2-2 مطابق شکل (۶-الف) در محیط نرم افزار ساخته شد و تحت تغییر مکان ۸ میلی متری مطابق آنچه در آزمایش صورت گرفته بود، قرار گرفت. برای تعیین ابعاد مناسب مش بندی از المان هایی با ابعاد ۱۵، ۲۰، ۸ و ۵ میلی متر استفاده شد. آنالیز حساسیت به مش بندی به شکلی صورت گرفت که تعادل مناسبی بین هزینه محاسباتی و دقت محاسبات برقرار شود، پس ابعاد المان ها در همه نواحی به جز ناحیه اتصال برابر ۱۵ میلی متر در نظر گرفته شد. در ناحیه اتصال ابعاد المان ها به ۸ میلی متر کاهش یافت (شکل ۶-ب).





شکل ۵. نمودار تنش - کرنش بتن در (الف) فشار، (ب) کشش [۱۷]  
**Fig. 5.** Stress – Strain curves of UHPC in (a) Comparison, (b) Tension [17]

جدول ۳. مقادیر مورد نیاز برای تعریف بتن فوق‌توانمند در آباکوس [۱۷]

**Table 3.** Required data for defining UHPC in ABAQUS [17]

| p    | $\omega_p$<br>(mm) | $\epsilon_{pc}$<br>( $\mu\epsilon$ ) | $\epsilon_{ca}$<br>( $\mu\epsilon$ ) | $f_{ct}$<br>(MPa) | $\epsilon_0$<br>( $\mu\epsilon$ ) | $E_c$<br>(GPa) | $f_c$<br>(MPa) |
|------|--------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|----------------|----------------|
| 0.95 | 0.25               | 765                                  | 198                                  | 6.67              | 3500                              | 43             | 135            |



شکل ۶. (الف) مدل‌سازی قطعه، (ب) المان‌های ایجاد شده در محیط آباکوس.

**Fig. 6.** (a) modeling of specimen, (b) Meshing of specimen.

تحلیل غیرخطی آن انجام شده است. پس از پایان تحلیل، نتایج خروجی مدل عددی شامل الگوی ترک‌ها، چگونگی گسترش شکست، ظرفیت باربری نهایی و سختی اولیه استخراج شده و با نتایج آزمایش تجربی متناظر مقایسه گردیده است. این مقایسه به منظور ارزیابی دقت مدل عددی و درستی‌آزمایی آن برای ادامه مطالعات پارامتریک انجام شده است.

شکل (۷) نمودار نیرو - جابه‌جایی به‌دست‌آمده از تحلیل عددی را در مقایسه با نمودار تجربی متناظر آن نشان می‌دهد. روند رفتاری مشابه و انطباق مناسب بین این منحنی‌ها تأییدکننده توانایی

قطعه DK1-D35-h100-S2-2 دارای تنش فشاری پیش‌تیدگی به اندازه ۲ مگاپاسکال می‌باشد که در فرآیند بارگذاری ابتدا این فشار به محل خود وارد شد، سپس مقدار جابه‌جایی ۸ میلی‌متر به بالای آن وارد شد. تماس بین دو قطعه بتنی به صورت تماس سطح به سطح<sup>۱</sup> با ضریب اصطکاک مماسی ۰/۶ تعریف شده است.

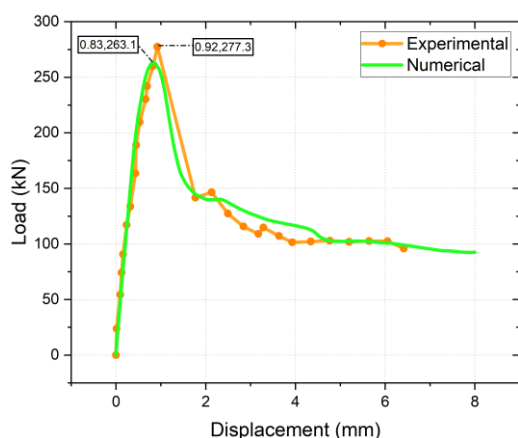
### ۳-۲- تحلیل نتایج و درستی‌آزمایی مدل

در این مرحله از پژوهش، مدل اجزای محدود نمونه آزمایشگاهی موردنظر در نرم‌افزار آباکوس توسعه داده شده و

<sup>1</sup> Surface-to-Surface Contact

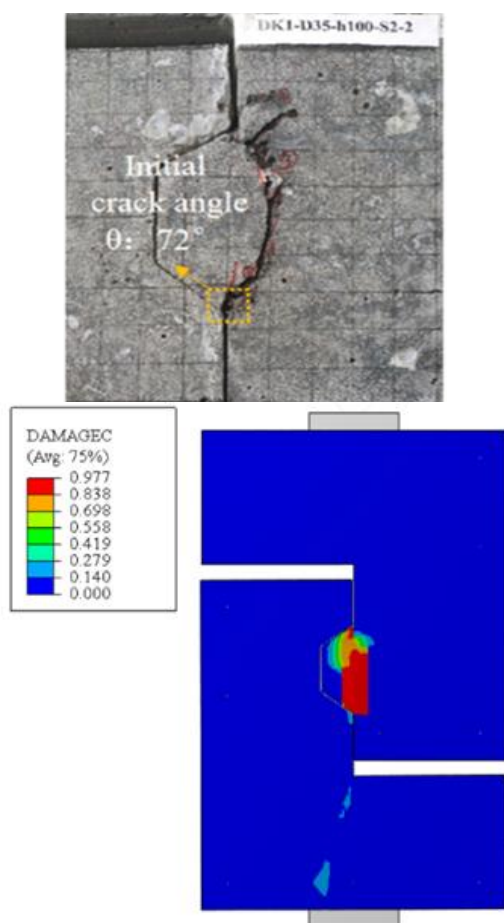


تطابق یا واگرایی مدل عددی با پیش‌بینی‌های طراحی است. این نتایج می‌توانند در راستای بهبود دقت روابط آیین‌نامه‌ای و افزایش اطمینان در طراحی اتصالات سگمنتال مورد استفاده قرار گیرند.



شکل ۷. نمودار نیرو - تغییر مکان قطعه با یک کلید برشی برای صحت‌سنجی مدل اجزا محدود.

Fig. 7. Load – displacement curve of single shear key model for validation of FEM model.



شکل ۸. مقایسه الگو گسترش ترک در آزمایش و مدل اجزا محدود

Fig. 8. Comparison of crack propagation pattern in experiment and finite element model

بالای مدل عددی در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی نمونه تحت بارگذاری است. همچنین در شکل (۸)، الگوی ترک‌های ایجاد شده و چگونگی گسترش شکست در نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌طور که مشاهده شد، محل آغاز ترک‌ها، مسیر پیشرفت و حالت نهایی شکست در مدل عددی تطابق قابل قبولی با نتایج حاصل از آزمایش دارد. ظرفیت باربری نهایی نمونه در آزمایش تجربی برابر با ۲۷۷ کیلو نیوتن ثبت شد، در حالی که ظرفیت به دست آمده از مدل اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس با ۵ درصد خطا برابر ۲۶۳ کیلو نیوتن است. همان‌طور که واضح است ظرفیت نهایی قطعه در این پژوهش برابر با نقطه اوج نمودار نیرو - تغییر مکان در نظر گرفته شده است. مطابقت قابل قبول و دقیق سه پارامتر اساسی ظرفیت باربری نهایی، شیب اولیه نمودار نیرو-تغییر مکان و الگو رشد ترک نشان از درستی و عملکرد صحیح مدل شبیه‌سازی شده دارد.

### ۳- مطالعه پارامتریک

پس از درستی آزمایشی مدل عددی با داده‌های تجربی، گام بعدی این پژوهش به بررسی اثر پارامترهای کلیدی بر ظرفیت برشی اتصال خشک بین سگمنت‌های بتن فوق‌توانمند اختصاص یافته است. این تحلیل با هدف درک عمیق‌تر رفتار برشی محل درز و ارزیابی تأثیر متغیرهای اصلی هندسی و مکانیکی انجام شده است. در این مطالعه، سه پارامتر مؤثر به عنوان متغیرهای اصلی انتخاب شده‌اند: تعداد کلیدهای برشی تعبیه شده در سطح تماس، نسبت عمق به ارتفاع کلید برشی ( $d/h$ ) و فشار عمود بر درز اعمال شده به ناحیه اتصال.

انتخاب این پارامترها مبتنی بر تحلیل شکاف در مطالعات پیشین، داده‌های تجربی معتبر و شناخت سازوکارهای گسیختگی در ناحیه اتصال صورت گرفته است. به منظور ارزیابی جامع و هدفمند تأثیر این متغیرها، مجموعه‌ای از ۱۲ ترکیب تحلیلی منحصربه‌فرد طراحی و در نرم‌افزار Abaqus شبیه‌سازی شده‌اند. مقادیر انتخاب شده برای نسبت  $d/h$  در سه سطح ۰/۵، ۰/۶ و ۰/۷، برای فشار عمود بر درز در سه سطح ۳، ۵ و ۱۰ مگاپاسکال، و برای تعداد کلیدها در سه حالت ۱، ۲ و ۳ در نظر گرفته شده است. هدف نهایی این بخش، استخراج روندهای رفتار سازه‌های اتصال،

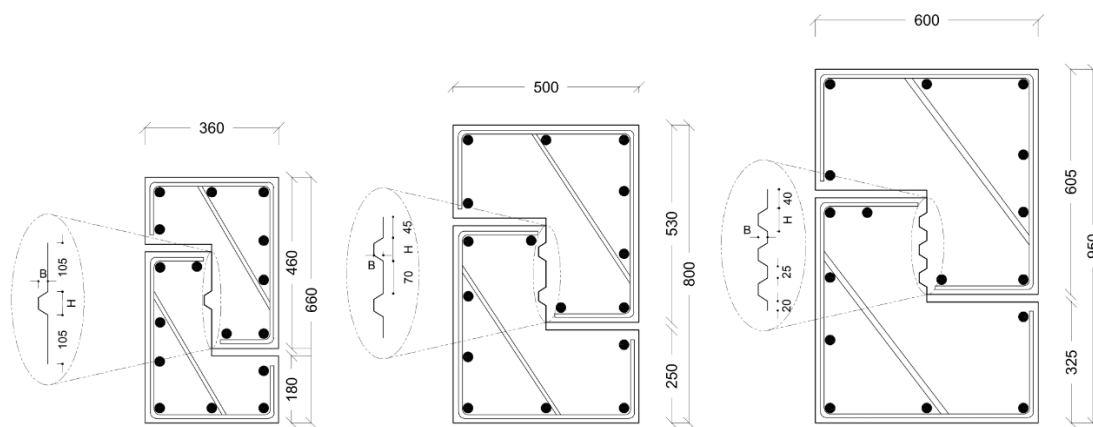
تحلیل تأثیر هر متغیر به صورت مجزا و ترکیبی، و ارزیابی میزان

## ۳-۱- تعریف نمونه‌ها و پارامترهای مدل‌سازی

در این بخش، نمونه‌های عددی بر اساس ترکیب سه پارامتر اصلی طراحی شده‌اند: تعداد کلید برشی، عمق کلید و مقدار فشار عمود بر درز. برای سهولت ارجاع و دسته‌بندی، یک سیستم نام‌گذاری ساده و خوانا در قالب زیر برای نمونه‌ها انتخاب شده است

برای نمونه، نمونه‌ای با یک کلید برشی، عمق کلید ۳۵ میلی‌متر و فشار جانبی ۵ مگاپاسکال با کد "SK1-D35-P5" نام‌گذاری شده است.

ابعاد مقطع نمونه‌های موردبررسی بسته به تعداد کلید، متناسب با تصویر هندسی نمونه‌ها انتخاب شده است؛ به طور میانگین، ارتفاع کل ۶۶۰ تا ۹۵۰ میلی‌متر و عرض کل ۳۶۰ تا ۶۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. شکل (۹) نمای کلی هندسه سه گروه



شکل ۹. نمای اندازه‌گذاری شده قطعات موردبررسی (ابعاد به میلی‌متر)

Fig. 9. An example of the measured view of the investigated Specimens (dimensions in mm)

جدول ۴. جزییات نمونه‌های موردبررسی

Table 4. Details of investigated specimens

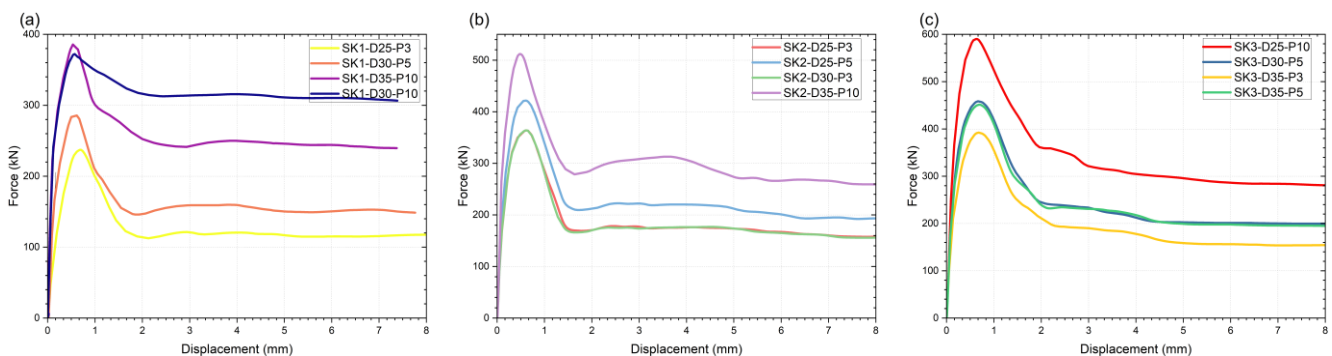
| Number | Specimen    | Key number | Key depth D (mm) | Key height H (mm) | Depth-height ratio D/H | Confining stress $\sigma_n$ (MPa) |
|--------|-------------|------------|------------------|-------------------|------------------------|-----------------------------------|
| 1      | SK1-D25-P3  | 1          | 25               | 50                | 0.5                    | 3                                 |
| 2      | SK1-D30-P5  |            | 30               |                   | 0.6                    | 5                                 |
| 3      | SK1-D35-P10 |            | 35               |                   | 0.7                    | 10                                |
| 4      | SK1-D30-P10 |            | 30               |                   | 0.6                    | 10                                |
| 5      | SK2-D25-P3  | 2          | 25               | 50                | 0.5                    | 3                                 |
| 6      | SK2-D25-P5  |            | 25               |                   | 0.5                    | 5                                 |
| 7      | SK2-D30-P3  |            | 30               |                   | 0.6                    | 3                                 |
| 8      | SK2-D35-P10 |            | 35               |                   | 0.7                    | 10                                |
| 9      | SK3-D25-P10 | 3          | 25               | 50                | 0.5                    | 10                                |
| 10     | SK3-D30-P5  |            | 30               |                   | 0.6                    | 5                                 |
| 11     | SK3-D35-P3  |            | 35               |                   | 0.7                    | 3                                 |
| 12     | SK3-D35-P5  |            | 35               |                   | 0.7                    | 5                                 |

صعودی در بازه ۱۰ تا ۳۵ درصد  $P_{max}$  تعیین شده و  $P_{res}$  به صورت میانگین ۱۰ نقطه انتهایی منحنی محاسبه شده است. خلاصه این مقادیر در جدول (۵) ارائه شده است. منحنی‌های شکل (۱۰) نشان می‌دهند پاسخ همه نمونه‌ها از یک الگوی سه‌بخشی مشترک تبعیت می‌کند: صعود نسبتاً تند اولیه، رسیدن به پیک مقاومت برشی و افت پس از اوج که در نهایت به یک تراز پایدار همگرا می‌شود. روند خرابی و شکست نمونه‌ها به طور کلی در همه نمونه‌ها از بالا به پایین بوده است، به این صورت که در نمونه‌های دو و سه کلید خرابی کلیدهای برشی به ترتیب از کلید بالایی شروع می‌شود و در انتها پایین‌ترین کلید دچار شکست می‌شود. شکل (۱۱) روند خرابی نمونه‌ها با تعداد مختلف کلید برشی را نشان می‌دهد.

بین سطح‌ها به صورت اصطکاکی مدل شده است. در اتصال خشک برش عمدتاً از ترکیب اصطکاک سطحی و ظرفیت برشی کلیدها تأثیر می‌شود در حالی که در اتصال اپوکسی سهم غالب از چسبندگی سطحی و برش در لایه رزین اپوکسی به دست می‌آید و پاسخ به رفتار شبه یکپارچه نزدیک می‌شود و نتایج به طور معناداری از اتصالات خشک فاصله می‌گیرد بنابراین تعمیم مستقیم یافته‌های اتصال خشک به اتصال اپوکسی مجاز نیست.

### ۲-۳- بررسی رفتار برشی و روند خرابی نمونه‌ها

در این بخش برای هر یک از ۱۲ نمونه، از منحنی‌های نیرو-جابجایی شاخص‌های ظرفیت نهایی، جابه‌جایی متناظر با اوج، سختی اولیه و نیروی باقی‌مانده استخراج شد. سختی مؤثر شیب شاخه



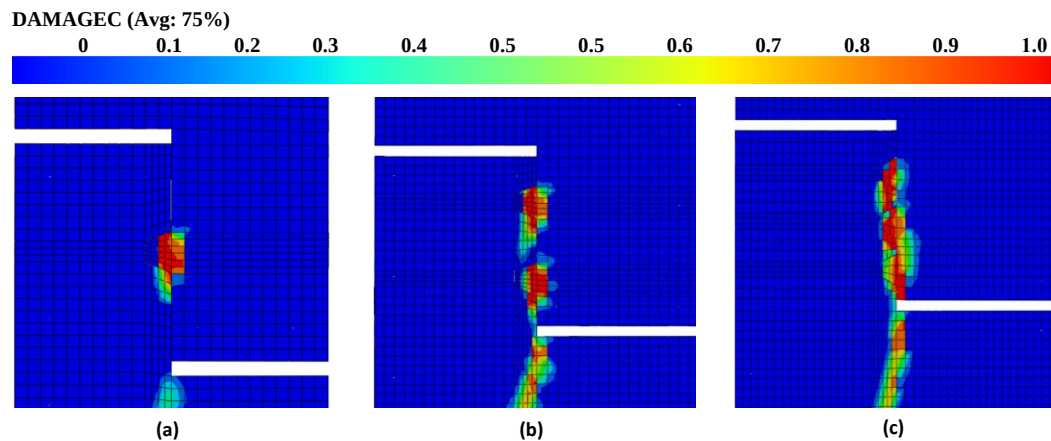
شکل ۱۰. نمودار نیرو-جابجایی ناحیه اتصال با: (a) یک کلید برشی؛ (b) دو کلید برشی؛ (c) سه کلید برشی

Fig. 10. Load – Displacement curves for joint with: (a) single shear key; (b) double shear key; (c) three shear keys

جدول ۵. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل عددی نمونه‌ها

Table 5. Summary of results from numerical analysis of specimens

| Specimen    | $P_{max}$<br>(kN) | $\Delta P_{max}$<br>(mm) | $P_{res}$<br>(kN) | $P_{res}/P_{max}$ | $k_{ini}$ (kN/mm) |
|-------------|-------------------|--------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| SK1-D25-P3  | 237.4             | 0.69                     | 116.8             | 0.49              | 664.1             |
| SK1-D30-P5  | 285.7             | 0.62                     | 149.3             | 0.52              | 1850.6            |
| SK1-D35-P10 | 385.8             | 0.53                     | 240               | 0.62              | 4371.8            |
| SK1-D30-P10 | 372.3             | 0.57                     | 307.6             | 0.82              | 3174              |
| SK2-D25-P3  | 364.0             | 0.61                     | 152.9             | 0.42              | 1875.1            |
| SK2-D25-P5  | 421.8             | 0.61                     | 189.4             | 0.45              | 2379.4            |
| SK2-D30-P3  | 363.9             | 0.48                     | 156.4             | 0.43              | 1902.1            |
| SK2-D35-P10 | 512.0             | 0.49                     | 257.8             | 0.5               | 3109.8            |
| SK3-D25-P10 | 590.4             | 0.65                     | 281.4             | 0.47              | 3094.9            |
| SK3-D30-P5  | 458.7             | 0.66                     | 198.3             | 0.41              | 2494.6            |
| SK3-D35-P3  | 392.4             | 0.68                     | 154.3             | 0.39              | 1685.1            |
| SK3-D35-P5  | 451.4             | 0.7                      | 195.9             | 0.43              | 2498.3            |



شکل ۱۱. کانتور خرابی ناحیه اتصال برای نمونه: (a) تک کلید؛ (b) دو کلید؛ (c) سه کلید برشی

Fig. 11. Joint damage contour for the specimen with: (a) single key; (b) double key; (c) three shear keys

مورد بررسی در بازه ۱۱۷ تا ۳۰۸ کیلونیوتن به ترتیب برای نمونه SK1-D30-P10 و SK1-D25-P3 تغییر می‌کند. هم‌چنین مشاهده می‌شود که بیشینه ظرفیت مطلق الزاماً به بیشترین نسبت نیروی باقی‌مانده منجر نشده است.

### ۳-۳- اثر فشار عمود بر درز بر اتصال

در این بخش به بررسی اثر فشار عمود بر درز بر ظرفیت برشی محل اتصال پرداخته می‌شود. به همین منظور نمونه‌ها به تفکیک تعداد کلید برشی بررسی و مورد بحث قرار می‌گیرد.

در نمونه‌های دارای یک کلید برشی با عمق ثابت ( $D=30\text{mm}$ ) با افزایش  $\sigma_c$  از ۵ به ۱۰ مگاپاسکال مطابق جدول (۴) ظرفیت نهایی و نسبت نیرو باقی‌مانده به ظرفیت نهایی نمونه به ترتیب ۳۰ و ۵۸ درصد افزایش یافته. سختی اولیه نیز از ۱۸۵۰ به ۳۱۷۴ کیلونیوتن بر میلی‌متر افزایش داشته (۷۱ درصد افزایش). در نمونه‌های دارای دو کلید برشی مقایسه نمونه‌های SK2-D25-P3 و SK2-D25-P5 نشان می‌دهد که افزایش فشار عمود بر درز منجر به افزایش ظرفیت برشی به میزان ۱۵ درصد را نشان می‌دهد اما سختی اولیه از ۱۸۷۵ به ۲۳۷۹ کیلونیوتن بر میلی‌متر رسیده است. نسبت  $P_{res}/P_{max}$  نیز رشد ملایمی در حدود ۷ درصد داشته است. این الگو بیانگر آن است که در اتصال با دو کلید برشی بخشی از بهبود ظرفیت برشی ناشی از توزیع مناسب‌تر تنش و کاهش تمرکز تنش در کلید برشی است.

در گروه SK3 روند صعودی با افزایش فشار عمود بر درز به‌وضوح دیده می‌شود (افزایش ۱۵ و ۲۷ درصدی به ترتیب برای ظرفیت برشی و سختی اولیه در نمونه‌های SK3-D35-P3 و SK3-

اوج‌ها در دامنه جابه‌جایی کوچکی رخ می‌دهند،  $\Delta P_{max}$  برای کل مجموعه بین ۰/۴۸ تا ۰/۷۰ میلی‌متر تغییر می‌کند، تمرکز جابه‌جایی در حوالی نیم میلی‌متر نشان می‌دهد که فعال‌سازی ظرفیت برشی درز عمدتاً محلی و زود هنگام است و تفاوت‌های بین نمونه‌ها بیشتر از مسیر شیب حرکت به‌سوی اوج نمایان می‌شود تا محل وقوع اوج. این گزاره با مقایسه شکل‌های (۱۳) و (۱۴) تقویت می‌شود. ظرفیت نهایی بیشینه و کمینه به ترتیب برای نمونه‌های SK1-D25-P3 و SK3-d25-P10 برابر ۵۹۰/۴ و ۲۳۷/۴ کیلونیوتن بدست آمده است، درحالی‌که سختی اولیه ۶۶۴/۱ تا ۴۳۷۱/۸ کیلونیوتن بر میلی‌متر به ترتیب برای نمونه SK1-D25-P3 و SK1-D35-P10 نوسان می‌کند. بنابراین نمونه‌های پرظرفیت الزاماً به جابه‌جایی اوج بزرگ‌تری نیاز نداشته‌اند، بلکه با شیب آغازین بالاتر و تحمل برشی بیشتر در همان دامنه تغییر شکل کوچک به نقطه اوج رسیده‌اند. برای نمونه، در نمونه‌های دارای یک کلید برشی افزایش محصورشدگی از ۵ به ۱۰ مگاپاسکال در دو نمونه SK1-D30-P5 و SK1-D30-P10 ظرفیت را از ۲۵۸/۷ به ۳۷۲/۳ بالا برده و هم‌زمان سختی اولیه را از ۱۸۵۰/۶ به ۳۱۷۴ کیلونیوتن بر میلی‌متر افزایش داده است؛ در مقابل تغییر مکان متناظر بانقطه اوج را تنها از ۰/۶۲ به ۰/۵۷ میلی‌متر کاهش یافته است. این تمایز نشان می‌دهد سختی اولیه بیش از هر چیز بازتاب وضعیت تماس و محصورشدگی مؤثر در ابتدای بارگذاری است، حال آن‌که ظرفیت نهایی حاصل برهم‌کنش کامل‌تری از سازوکارهای اصطکاکی و درگیری فشاری-برشی کلیدها در حوالی اوج است. بر اساس شکل (۱۵)، ظرفیت باقی‌مانده ( $P_{res}$ ) در نمونه‌های

نسبت نیروی باقی مانده به پیک ( $P_{res}/P_{max}$ ) از ۰/۸۲ به ۰/۶۲ کاهش یافته است که می تواند ناشی از گسیختگی ناگهانی و کاهش سختی پس از اوج باشد.

در نمونه های سه کلیده، مانند SK3-D30-P5 و SK3-D35-P5، افزایش عمق کلید برشی موجب حفظ یا اندکی افزایش در  $P_{res}/P_{max}$  و سختی اولیه شده است، درحالی که ظرفیت برشی تفاوت چندانی ندارد. این مسئله نشان می دهد که در حضور چند کلید، اثر افزایش عمق ممکن است به واسطه توزیع متوازن تر نیرو بین کلیدها تعدیل شود.

از منظر مکانیکی، افزایش عمق کلید منجر به افزایش سطح تماس مؤثر و بهبود درگیری اصطکاکی و فشاری می شود. با این حال، عمق های زیاد می تواند تمرکز تنش موضعی پیرامون کلید را تشدید کرده و رفتار پس از اوج را شکننده تر سازد. نتایج نشان می دهد در پیکربندی های چند کلیدی، افزایش عمق از حدود ۰/۵ به ۰/۶ بهبود معناداری در ظرفیت ایجاد نمی کند، و در نمونه های با یک کلید نیز عمق های بزرگ تر تنها افزایش اندکی در اوج ظرفیت به همراه دارند اما نسبت نیروی باقیمانده به اوج را کاهش می دهند؛ از این رو، عمق های میانه برای تک کلید ( $D/H \approx 0.6$ ) و عمق های کوچک تا میانه برای چند کلید ( $D/H \approx 0.5-0.6$ ) ارجحیت دارد.

### ۳-۶- تحلیل اثر توأمان عمق و فشار عمود بر درز

تأثیر توأمان عمق کلید (D) و فشار عمود بر درز ( $\sigma_c$ ) بر ظرفیت برشی ( $P_{max}$ ) کاملاً وابسته به پیکربندی اتصال است. در اتصال تک کلید، افزایش فشار عمود بر درز بیش از عمق، تأثیرگذار بوده و افزایش  $\sigma_c$  می تواند به صورت خطی ظرفیت را افزایش دهد؛ درحالی که نقش عمق غیرخطی و محدود است. در اتصال دو کلید، توزیع نیرو متعادل تر شده و تأثیر  $\sigma_c$  همچنان مثبت است، اما نوسان ناشی از عمق کاهش یافته است.

در اتصال سه کلید، بیشترین مقدار  $P_{max}$  ثبت شده و رفتار ترکیبی پارامترها پیچیده تر می شود؛ به طوری که فشار عمود بر درز نقش کلیدی تری نسبت به عمق ایفا می کند. این تحلیل نشان می دهد که در طراحی اتصالات چند کلید، استفاده از فشار محصورکننده مناسب مؤثرتر از افزایش ابعاد کلید بوده و می تواند به بهینه سازی عملکرد برشی اتصال منجر شود.

D35-P5). نسبت  $P_{res}/P_{max}$  نیز از ۰/۳۹ به ۰/۴۳ افزایش یافته است. این یافته ها تایید می کند که محصورشدگی بالاتر بیشتر از آن که محل وقوع اوج را جابه جا کند، مقدار مورد انتظار ظرفیت برشی را افزایش می دهد.

در یک جمع بندی،  $\sigma_c$  در هر سه گروه عامل غالب ارتقای عملکرد است، اما شدت اثر آن با پیکربندی اتصال رابطه دارد به نحوی که در اتصالات تک کلید،  $\sigma_c$  با سرعت بیشتری سختی اولیه را افزایش می دهد و نسبت  $P_{res}/P_{max}$  را به طور چشمگیری بهبود می بخشد؛ در اتصالات چند کلید، افزایش  $\sigma_c$  ظرفیت را به صورت پایدار بالا می برد و پایداری پس از اوج را تقویت می کند.

### ۳-۴- اثر تعداد کلید برشی بر اتصال

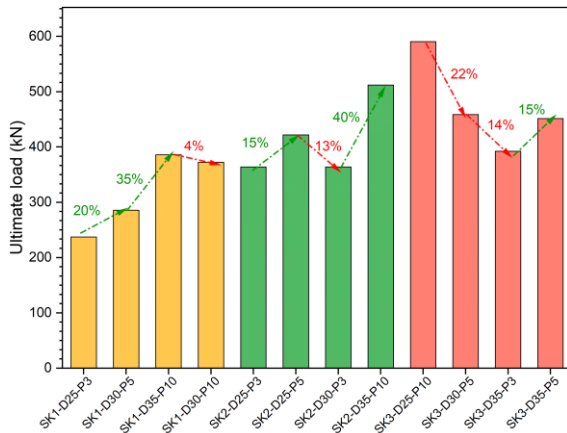
در نمونه های با یک کلید برشی، افزایش تعداد کلید از ۱ به ۲ و سپس ۳ به وضوح ظرفیت برشی را افزایش می دهد. این افزایش ظرفیت ناشی از توزیع مؤثرتر بار میان کلیدهای برشی است. همانطور که در شکل های (۱۰ و ۱۱) نشان داده شده است، با افزایش تعداد کلیدها، تمرکز تنش کاهش می یابد و نیرو به طور یکنواخت تری توزیع می شود، که در نهایت باعث افزایش توان تحمل بار می شود. این نتایج با مشاهدات تجربی مرتبط با اتصالات چندکلیده که بار را به طور مؤثرتری منتقل می کنند، همخوانی دارد.

### ۳-۵- بررسی اثر عمق کلید برشی

عمق کلید برشی یکی از پارامترهای کلیدی در طراحی اتصال درزهای خشک بین قطعات سگمنتال در پل های پیش ساخته محسوب می شود. این پارامتر مستقیماً بر ظرفیت برشی نهایی، سختی اولیه اتصال و همچنین رفتار پس از گسیختگی اثرگذار است. در این بخش، عملکرد مکانیکی اتصالات تحت فشار محصورکننده ثابت، با تغییر نسبت عمق به ارتفاع کلید برشی ( $D/H$ )، مورد بررسی قرار گرفته است.

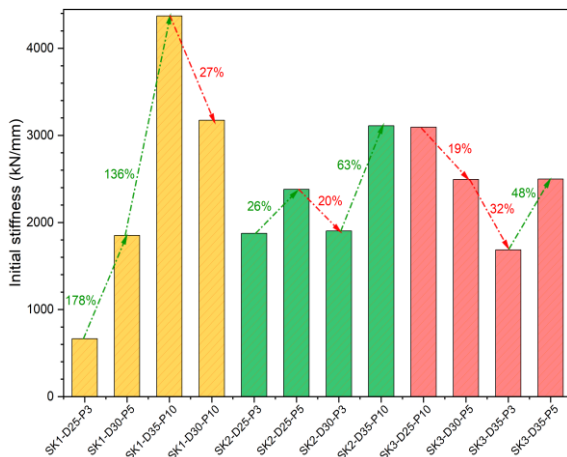
در نمونه های گروه SK1 با فشار جانبی ثابت ۱۰ مگاپاسکال، مقایسه دو نمونه SK1-D30-P10 و SK1-D35-P10 نشان می دهد که افزایش عمق کلید از ۳۰ به ۳۵ میلی متر باعث افزایش ظرفیت برشی از ۳۱۷۳ به ۳۸۵۸ کیلونیوتن (حدود ۳/۶ درصد) و رشد سختی اولیه از ۳۱۷۴ به ۴۳۷۱ کیلونیوتن بر میلی متر (حدود ۳۸ درصد) شده است. این افزایش بیانگر بهبود عملکرد تماس کلید با سطح بتن مجاور در فاز پیش از گسیختگی است. با این حال،

ظرفیت برشی ناحیه اتصال ساخته شده با UHPC استفاده می‌شود مقایسه می‌شود.



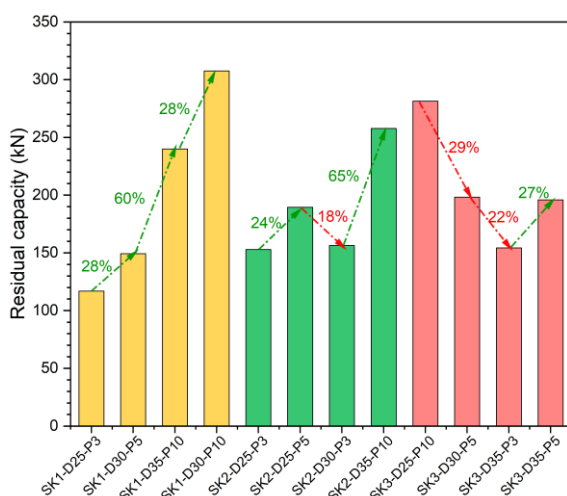
شکل ۱۳. نمودار میله‌ای ظرفیت نهایی نمونه‌ها

Fig. 13. Bar chart of ultimate load of specimens



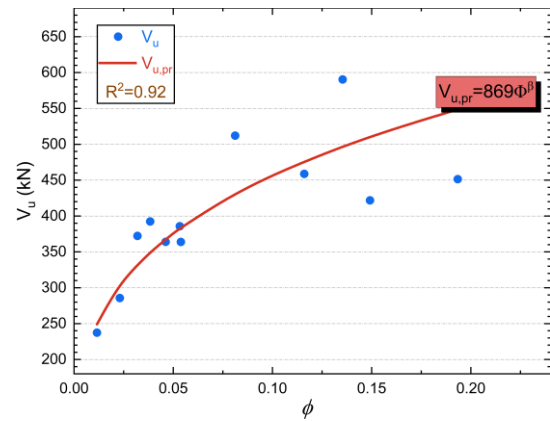
شکل ۱۴. نمودار میله‌ای سختی اولیه نمونه‌ها

Fig. 14. Bar chart of initial stiffness of specimens



شکل ۱۵. نمودار میله‌ای ظرفیت باقی مانده نمونه‌ها

Fig. 15. Bar chart of residual capacity of specimens



شکل ۱۲. نمودار ظرفیت برشی ( $V_u$ ) بر حسب شاخص  $\phi$ .

Fig. 12. Shear capacity ( $V_u$ ) vs.  $\phi$  curves.

برای ادغام اثر هم‌زمان فشار عمود بر درز و نسبت عمق کلید و همچنین تعداد کلیدها، یک شاخص ترکیبی تعریف و بر کل مجموعه داده‌ها برازش شد. شاخص‌های میانی و رابطه نهایی در ادامه آورده شده است (رابطه ۳-۵).

$$\psi = \frac{\sigma_n}{f'_c} \times (D/H) \quad (3)$$

$$\phi = \psi \times N^\gamma \quad (4)$$

$$V_u = A \times \phi^\beta \quad (5)$$

در این روابط ضرایب  $\beta$  و  $\gamma$  و  $A$  بر اساس برازش مجموع مربعات انجام شده روی ۱۲ نمونه مورد بررسی به ترتیب برابر  $1/47$ ،  $0/28$  و  $869$  بدست آمد. این فرم یک رابطه واحد فراهم می‌کند که با ورودی‌های  $\sigma_n$  مستقیماً ظرفیت برشی را پیش‌بینی می‌کند و بر کل داده‌ها همبستگی بالایی نشان می‌دهد ( $R^2=0.92$ ). در این رابطه،  $\sigma_n$  و  $f'_c$  بر حسب مگاپاسکال،  $N$  تعداد کلید برشی و  $V_u$  بر حسب کیلونیوتن است. دامنه کاربرد رابطه مطابق با دامنه مطالعه انجام شده در این پژوهش است. شکل (۱۲) منحنی پیش‌بینی ظرفیت برشی بر حسب پارامتر  $\phi$  را نشان می‌دهد.

#### ۴- روابط ارائه شده برای درز اتصال با بتن فوق‌توانمند

در این بخش، به بررسی و مقایسه روابط موجود برای پیش‌بینی ظرفیت برشی درز اتصال خشک در سازه‌های سگمتال بتن فوق‌توانمند پرداخته می‌شود. باتوجه به اهمیت عملکرد این ناحیه در تضمین انتقال نیروهای برشی و پایداری کلی پل، ارزیابی دقت و اعتبار روابط طراحی مرسوم در مقابل نتایج عددی حاصل از مدل اجزای محدود ضروری است. به همین منظور نتایج حاصل از تحلیل اجزا محدود با ۴ رابطه شاخص که معمولاً برای تخمین



جدول ۶. خلاصه روابط طراحی منتخب برای برآورد  $V_u$  در اتصالات خشک

Table 6. summary of selected formulas for prediction of  $V_u$  in dry joints

|     |                           |                                                                                                  |
|-----|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| (1) | AASHTO                    | $V_{u1} = A_{keys} \sqrt{6.792 \times 10^{-3} f'_c (2.466 \sigma_n + 12) + 0.6 A_{sm} \sigma_n}$ |
| (2) | Voo et al [15]            | $V_{u2} = \mu \sigma_n A_{sm} + \tau_{xy} A_{keys}$ , $\mu = -0.0105 \sigma_n + 0.565$           |
| (3) | Gopal et al [9]           | $V_{u3} = \mu \sigma_n A_{sm} + \tau_{xy} A_{keys}$ , $\mu = -0.009 \sigma_n + 0.59$             |
| (4) | Oettel and Empelmann [21] | $V_{u4} = \mu \sigma_n A_{joint} + f f_c A_{keys}$ , $\mu = 0.9$ , $f = 0.11$                    |

جدول ۷. خلاصه نتایج حاصل از مقایسه ظرفیت به دست آمده از روابط موجود با تحلیل عددی

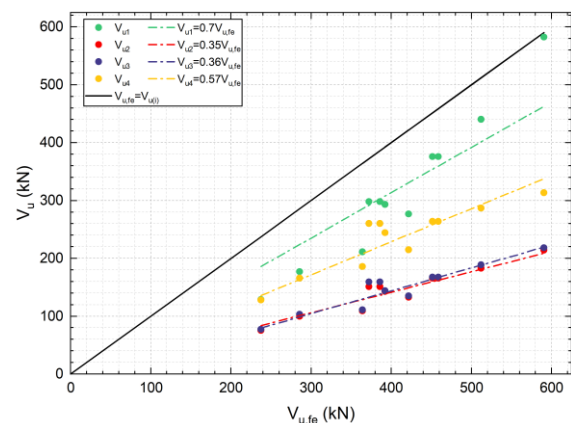
Table 7. Summary of results from comparing the capacity obtained from existing formulas with numerical analysis

| Specimen    | $V_{u,fe}$ (kN) | $V_{u1}$ (kN) | $\frac{V_{u1}}{V_{u,fe}}$ | $V_{u2}$ (kN) | $\frac{V_{u2}}{V_{u,fe}}$ | $V_{u3}$ (kN) | $\frac{V_{u3}}{V_{u,fe}}$ | $V_{u4}$ (kN) | $\frac{V_{u4}}{V_{u,fe}}$ |
|-------------|-----------------|---------------|---------------------------|---------------|---------------------------|---------------|---------------------------|---------------|---------------------------|
| SK1-D25-P3  | 237.4           | 128.9         | 0.54                      | 75.4          | 0.32                      | 77.3          | 0.33                      | 128.2         | 0.54                      |
| SK1-D30-P5  | 285.7           | 177.3         | 0.62                      | 99.6          | 0.35                      | 103.0         | 0.36                      | 166           | 0.58                      |
| SK1-D35-P10 | 385.8           | 298.2         | 0.77                      | 151.1         | 0.39                      | 159.5         | 0.41                      | 260.5         | 0.68                      |
| SK1-D30-P10 | 372.3           | 298.2         | 0.80                      | 151.1         | 0.41                      | 159.6         | 0.43                      | 260.5         | 0.70                      |
| SK2-D25-P3  | 364.0           | 211.1         | 0.58                      | 109.3         | 0.30                      | 110.7         | 0.30                      | 186.2         | 0.51                      |
| SK2-D25-P5  | 421.8           | 276.6         | 0.66                      | 132.7         | 0.31                      | 135.2         | 0.32                      | 215           | 0.51                      |
| SK2-D30-P3  | 363.9           | 211.1         | 0.58                      | 109.3         | 0.30                      | 110.7         | 0.30                      | 186.2         | 0.51                      |
| SK2-D35-P10 | 512.0           | 440.5         | 0.86                      | 182.7         | 0.36                      | 189.1         | 0.37                      | 287           | 0.56                      |
| SK3-D25-P10 | 590.4           | 582.7         | 0.99                      | 214.2         | 0.36                      | 218.6         | 0.37                      | 313.5         | 0.53                      |
| SK3-D30-P5  | 458.7           | 375.9         | 0.82                      | 165.7         | 0.36                      | 167.4         | 0.36                      | 264           | 0.58                      |
| SK3-D35-P3  | 392.4           | 293.2         | 0.75                      | 143.1         | 0.36                      | 144.1         | 0.37                      | 244.2         | 0.62                      |
| SK3-D35-P5  | 451.4           | 375.9         | 0.83                      | 165.7         | 0.37                      | 167.4         | 0.37                      | 264           | 0.58                      |
|             |                 | average       | 0.73                      |               | 0.35                      |               | 0.36                      |               | 0.58                      |

روابط تئوری: این روابط بر اساس اصل زیر بنا شده‌اند: مقاومت برشی با جمع دو بخش اصطکاکی و مقاومت ناشی از کلید برشی به دست می‌آید. اولین رابطه منتج شده از این اصل رابطه آشتو بوده و باقی روابط منتشر شده تاکنون از بهینه‌سازی و تغییر در این رابطه به دست آمده است. در جدول (۶) روابط ارایه شده در آشتو، لی وو و همکاران [15]، گوپال و همکاران [9] و اوئل و همکاران [21] آورده شده است.

رابطه (۴) که ترکیبی از مقاومت فشاری و اصطکاک سطحی است، با میانگین نسبت  $V_{u4}/V_{u,fe}$  برابر با ۰/۵۸ عملکرد بهتری نسبت به مدل‌های تجربی داشته و به ویژه در نمونه‌هایی با فشار محصورکننده بالا و چند کلید برشی، تطابق قابل قبولی از خود نشان داده است. همچنین پراکندگی کمتر داده‌های مربوط به این مدل در شکل (۱۶) نشان‌دهنده پایداری نسبی عملکرد آن است.

در مجموع، می‌توان نتیجه گرفت که رابطه AASHTO و مدل Oettel دارای دقت مناسب‌تری برای طراحی اتصالات سگمنتال با UHPC هستند.



شکل ۱۶. مقایسه بین نتایج به دست آمده از روابط و تحلیل عددی

Fig. 16. Comparison between calculated results and existing formulas

به‌طور کلی همه روابط ارائه شده تا کنون را می‌توان به دو بخش کلی تقسیم کرد [20]:

روابط رگرسیونی: این روابط بر اساس آنالیز رگرسیونی نتایج آزمایش یا تحلیل نرم‌افزاری با لحاظ کردن آثار پارامترهای تأثیرگذار به دست می‌آید.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، رفتار برشی محل اتصال خشک در پل‌های پیش‌ساخته با بتن فوق‌توانمند (UHPC) با استفاده از مدل‌سازی عددی دقیق در نرم‌افزار Abaqus و رویکرد CDP مورد بررسی قرار گرفت. پس از درستی آزمایشی مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی معتبر، تأثیر سه پارامتر کلیدی شامل تعداد کلیدهای برشی، عمق کلید و فشار عمود بر درز در قالب یک مطالعه پارامتریک تحلیل شد. نتایج حاصل از مدل‌سازی به صورت کمی و کیفی بررسی شد و با چهار رابطه متداول برای برآورد ظرفیت برشی در اتصال UHPC مقایسه شد. لازم به ذکر است نتایج این پژوهش صرفاً برای درزهای خشک معتبر است؛ در حضور اپوکسی، سازوکار غالب از اصطکاک به چسبندگی تغییر کرده و انتظار می‌رود ظرفیت و سختی افزایش یابد؛ پس برای اتصالات اپوکسی باید از چارچوب‌های تحلیلی و داده‌های اختصاصی آن‌ها استفاده شود. در ادامه نتایج حاصل از این پژوهش به اختصار بیان می‌شود:

- افزایش فشار عمود بر درز در تمامی پیکربندی‌ها باعث ارتقای ظرفیت برشی و سختی اولیه شد؛ این اثر در نمونه‌های تک‌کلید چشمگیرتر بوده و نسبت  $P_{res}/P_{max}$  را به طور معناداری افزایش داد.
- افزایش تعداد کلیدهای برشی منجر به توزیع یکنواخت‌تر تنش، کاهش تمرکز تنش موضعی و افزایش محسوس ظرفیت برشی شد.
- افزایش عمق کلید برشی باعث افزایش سختی اولیه و ظرفیت نهایی شد، اما در برخی نمونه‌ها موجب کاهش چقرمگی پس از اوج و ایجاد رفتار شکننده شد؛ این اثر در اتصالات چند کلید کمتر محسوس بود.
- بررسی اثر هم‌زمان عمق کلید و فشار عمود بر درز نشان داد که در اتصال چند کلید، تأثیر  $\sigma_c$  بسیار برجسته‌تر از عمق است و انتخاب مناسب سطح فشار جانبی نقش کلیدی در بهینه‌سازی

عملکرد اتصال دارد.

- مقایسه نتایج عددی با روابط طراحی نشان داد که:
  - رابطه AASHTO با میانگین نسبت  $V_u/V_{u,fe}$  برابر با ۰/۷۳، محافظه‌کارانه اما نسبتاً دقیق است.
  - مدل Oettel با میانگین نسبت ۰/۵۸ عملکرد قابل قبولی دارد، به‌ویژه در نمونه‌های چندکلید و دارای  $\sigma_c$  بالا.
  - روابط Voo و Gopal به ترتیب با نسبت‌های ۰/۳۵ و ۰/۳۶، نتایج با دقت پایین و محافظه‌کارانه ارائه داده‌اند.
- یک رابطه ساده شده بر اساس پارامتر بی‌بعد  $\Phi$  که تابعی از فشار عمود بر درز و نسبت عمق به ارتفاع کلید برشی بود ارائه شد. این رابطه در دامنه متغیرهای پژوهش انجام شده با خطای قابل قبول کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت برشی ناحیه اتصال تخمین می‌زند.

## قدردانی نویسندگان

از داوران محترم که با ارائه پیشنهادات خود باعث بهبود کیفیت این مقاله شدند قدردانی می‌شود.

## تعارض منافع

هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

## سهم نویسندگان

سهم همه نویسندگان باهم برابر است.

## منابع مالی

منابع مالی خاصی برای این پژوهش مورد استفاده قرار نگرفته است.

## بیانیه هوش مصنوعی

در این پژوهش از هیچ یک از ابزارهای هوش مصنوعی استفاده نشده است.

## References

- [1] Su, H., Liu, H., Li, W., Huang, Z., Du, J. and Wang, J., 2024. Experimental and numerical research on the performance of cast-in-situ concrete wet joints in closure section in precast concrete segmental bridges under cyclic loading. *Structural Concrete*, 25(4), pp.2336-2355. doi: 10.1002/suco.202300413
- [2] Yuan, A., Yang, C., Wang, J., Chen, L. and Lu, R.,

2019. Shear behavior of epoxy resin joints in precast concrete segmental bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 24(4), p.04019009. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001362
- [3] Li, G., Hu, H. and Zhao, S., 2018. Axial-shear-flexure interaction behavior of joints in precast concrete segmental bridge columns. *Journal of Bridge Engineering*, 23(10), p.04018071. doi:

- 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001276
- [4] Li, S., Liu, D., Sun, Y., Chen, X. and Casas, J.R., 2024. Shear behaviour and theoretical model of large shear key dry joints in precast concrete segmental bridges using advanced monitoring. *Structure and Infrastructure Engineering*, 22(4), pp.721-733. doi: 10.1080/15732479.2024.2350035
- [5] Oettel, V., Joachim, L. and Schmidt, B., 2023. Calculation approach of multi keyed dry joints for sustainable modular precast element constructions made of UHPFRC. *Construction and Building Materials*, 370, p.130687. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2023.130687
- [6] Jiang, H., Chen, L., Ma, Z.J. and Feng, W., 2015. Shear behavior of dry joints with castellated keys in precast concrete segmental bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 20(2), p.04014062. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000649
- [7] Rombach, G.A., 2004. Dry joint behavior of hollow box girder segmental bridges. *FIB Symposium on Segmental Construction in Concrete*, New Delhi, 26-29 November 2004.
- [8] Wang, J., Liu, J., Wang, Z., Liu, T., Liu, J. and Zhang, J., 2021. Cost-effective UHPC for accelerated bridge construction: material properties, structural elements, and structural applications. *Journal of Bridge Engineering*, 26(2), p.04020117. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001660
- [9] Gopal, B.A., Hejazi, F., Hafezolghorani, M. and Voo, Y.L., 2020. Shear strength of dry and epoxy joints for ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, 117(1), pp.279-288. doi: 10.14359/51718078
- [10] Pan, R., Cheng, L., He, W., Zhou, X. and Shen, X., 2022. Direct shear performance of UHPC multi-keyed epoxy joint. *Structures*, 44, pp.1898-1909. doi: 10.1016/j.istruc.2022.08.094
- [11] Li, G., Yang, D. and Lei, Y., 2013. Combined shear and bending behavior of joints in precast concrete segmental beams with external tendons. *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), pp.1042-1052. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000453
- [12] Ahmed, G.H. and Aziz, O.Q., 2019. Shear strength of joints in precast posttensioned segmental bridges during 1959-2019, review and analysis. *Structures*, 20, pp.527-542. doi: 10.1016/j.istruc.2019.06.007
- [13] Buyukozturk, O., Bakhoun, M.M. and Beattie, S.M., 1990. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges. *Journal of Structural Engineering*, 116(12), pp.3380-3401. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:12(3380)
- [14] Traver-Abella, C., Bonet, J.L., Miguel, P.F. and Albiol-Ibáñez, J.R., 2024. Effect of steel fibres on the shear behaviour of SCC dry joints in precast segmental bridges. *Construction and Building Materials*, 415, p.134998. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2024.134998
- [15] Voo, Y.L., Foster, S.J. and Voo, C.C., 2015. Ultrahigh-performance concrete segmental bridge technology: Toward sustainable bridge construction. *Journal of Bridge Engineering*, 20(8), p.B5014001. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000704
- [16] Liu, T., Wang, Z., Guo, J. and Wang, J., 2019. Shear strength of dry joints in precast UHPC segmental bridges: Experimental and theoretical research. *Journal of Bridge Engineering*, 24(1), p.04018100. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001323
- [17] Jiang, H., Huang, C., Mei, G., Gao, X., Tian, Y. and Sun, X., 2023. Experimental and numerical investigations on direct shear performance of UHPC dry joints. *Engineering Structures*, 283, p.115872. doi: 10.1016/j.engstruct.2023.115872
- [18] Ye, M., Li, L., Li, H. and Zhou, C., 2022. Shear behavior of joints in precast UHPC segmental bridges under direct shear loading. *Construction and Building Materials*, 357, p.129212. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129212
- [19] Cao, J. and Shao, X., 2019. Finite element analysis of headed studs embedded in thin UHPC. *Journal of Constructional Steel Research*, 161, pp.355-368. doi: 10.1016/j.jcsr.2019.03.016
- [20] Pan, R., He, W., Cheng, L. and Li, C., 2022. Direct shear strength of UHPC large-keyed epoxy joint: theoretical model and experimental verification. *Journal of Bridge Engineering*, 27(9), p.04022083. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001936
- [21] Oettel, V. and Empelmann, M., 2019. Structural behavior of profiled dry joints between precast ultra-high performance fiber reinforced concrete elements. *Structural Concrete*, 20(1), pp.446-454. doi: 10.1002/suco.201800117

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Nooumi Delshad, H. and Mahmoudzadeh Kani, I., 2026. Numerical study of joint behavior in UHPC segmental bridges. *Modares Civil Engineering journal*, 26(4), pp.95-109.



## Content

| Article Title and Authors Names                                                                                                                                                                                                                            | Page |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Experimental Investigation of the Effect of Number and Configuration of Openings in Gypsum Boards on the Seismic Performance of Cold-Formed Steel Frames ..... 7<br><i>Ehsan Haji Soltani, Hamid Reza Ronagh, Mohammad Reza Javaheri Tafti</i>             | 7    |
| Analysis and capacity-limited design of crescent-shaped concentrically braced frames (CSCBFs) and evaluation of seismic performance factors and energy demand ..... 19<br><i>Ehsan Alizadeh, Abazar Asghari</i>                                            | 19   |
| An Experimental Evaluation of Biodegradation Gasoline ..... 37<br><i>Mohammad Amin Amini Rad, Hassan Amini Rad, Daryoush Yousefi Kebria</i>                                                                                                                | 37   |
| Investigating the performance of back-to-back mechanically stabilized earth walls as railway embankments using physical and numerical modeling ..... 45<br><i>Majid Yazdandoust, Faezeh Daftari</i>                                                        | 45   |
| Presenting an intelligent vibration-based method for identifying damage in steel beams based on the smoothed pseudo Wigner-Ville distribution and artificial neural network ..... 65<br><i>Erfan Hoseeinzadeh Honarvar, Hamid Reza Ahmadi, Amin Rafiee</i> | 65   |
| Improving the Hydraulic Performance of a Composite Perforated Caisson Breakwater by Changing the Front Face Geometry..... 81<br><i>Omid Karbasi, Hassan Akbari</i>                                                                                         | 81   |
| Numerical study of joint behavior in UHPC segmental bridges ..... 95<br><i>Hesam Nojoumi delshad, Iradj Mahmmoudzadeh kani</i>                                                                                                                             | 95   |

## Guide for authors

Authors are requested to follow the instructions below in the submitted manuscripts.

- 1- It must be noticed that Modares civil journal is officially a Persian journal and manuscripts must be provided in Farsi.
- 2- Manuscripts to be submitted in Modares civil journal include the research papers expressing the authors investigations in civil engineering branches (Structural Engineering, Earthquake Engineering, Hydraulic Structures, Water resource and coastal engineering, Geotechnical Engineering Road construction Transportation Management, water and environmental engineering). The journal is indexed in scientific database of ISC and SID.
- 3- Submission of an article implies that the work described has not been published previously (except in the form of an abstract or as part of a published lecture or academic thesis or as an electronic preprint) or is not under review by another journal. Authors are responsible for the points which are mentioned through the text and the journal has the official right for accepting or rejecting the manuscripts.
- 4- Manuscripts to be published in this journal are of two types:
  - a. Original research papers: preferably no more than 12 pages of journal format including tables and illustrations with minimum and maximum of 2500 and 3500 words, respectively.
  - b. Short communications: no more than 10 pages of journal format including tables and illustrations with maximum of 2500 words.

Note 1: Review papers are accepted if written by experienced authors having special publications on the reviewed topics.

Note 2: Translated papers are not considered in review process.

- 5- Ensure that the following items are provided in your manuscript:
  - a. Title, Abstract, Keywords (4 words), all in Farsi Authors Names. They must be introduced by their full name and their affiliation. One author has been designated as the corresponding author with contact details: E mail address, Full postal address, Telephone and Fax number.
  - b. Body of the manuscript including introduction, description of the applied or proposed research approach, analysis and discussion, conclusion, acknowledgment and references.
  - c. Title, Keywords (4 words), Author names and addresses all in English. English Extended Abstract (maximum of one page and 500 words).
- 6- Please check the following notes in the body of your manuscript:
  - a. Fundamental expressions and terms must be represented by best phrases in Farsi. Abbreviations are to be referenced in footnotes.
  - b. Figures, graphs and tables must be represented by their referred order. Figures are to be sent individually with the resolution of 300 dpi in black and white format. Title of the figures and tables must be presented in both Farsi and English, at the lines up and bottom of the objects, respectively.
  - c. Using grid and border lines are not accepted for tables and graphs.
- 7- Under the "Reference" section, referred publications must be sorted by their appearance through the text. The way in which the references are introduced is as below:
  - a. Books: Last name, First name of the author(s), Title, Translator's name, Publication country (city), Publication company, Year of publication, Number of pages.
  - b. Papers: Last name, First name of the author(s), Title, Journal Name, Series (Volume), Year of publication, page numbers.

- 8- Journal format contains single line, double column (with 1 cm space between) manuscripts written by Narrow B Lotus font (12pt) for Persian contents and Times New Roman (10pt) for English contents in Microsoft Word 2010 and A4 Paper with 1.5cm margins from left and right.
- 9- Papers extracted from the PhD or MSc dissertations, are published with the names of student, supervisor and advisors. In this case, the supervisor is introduced as corresponding author.
- 10- To submit the paper, an author have to:
  - a. Register in journal's web page.
  - b. Follow the step by step procedure of uploading the required information.
  - c. Upload the manuscript and related files.
  - d. Obtain the submission code and save it for further use.

**Editorial office of Journal:**

Faculty of civil and environmental engineering, Tarbiat Modares University, Jalal e al e Ahmad highway,  
Tehran.

Post box: 14115-143

Phone and Fax: +98 21 82884950

Website: <http://civil.journals.modares.ac.ir>

Email: [civiljournal@modares.ac.ir](mailto:civiljournal@modares.ac.ir)



**Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University**

**Scientific Research Quarterly**

**Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)**

**Founder and Publisher:** Tarbiat Modares University  
**Executive Manager:** Farhad Daneshjoo (Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)  
**Editor-in-Chief:** Masoud Ghodsian (Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)  
**Assistant Director:** Zahra khoiniha

**Editorial Board:**

|                    |                |                                                                     |
|--------------------|----------------|---------------------------------------------------------------------|
| Dr. Abas           | Afshar         | Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology       |
| Dr. Ali Akbar      | Aghakochak     | Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                      |
| Dr. Mohammad Taghi | Ahmadi         | Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                      |
| Dr. Hamid          | Behbahani      | Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology       |
| Dr. Farhad         | Daneshjoo      | Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                      |
| Dr. Hossein        | Ganjidoust     | Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                      |
| Dr. GholamReza     | Ghodrati Amiri | Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology       |
| Dr. Masoud         | Ghodsian       | Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                      |
| Dr. Aboalfazl      | Hassani        | Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                      |
| Dr. Shahrokh       | Malek          | Assist.Prof. of Civil Eng. University of Tehran                     |
| Dr. Shervin        | Maleki         | Prof. of Civil Eng. Sharif University of technology                 |
| Dr. Seyed Ahmad    | MirBagheri     | Assoc.Prof. of Civil Eng. K.N.Toosi University of Science and Tech. |
| Dr. MajdAldin      | Hosseini       | Assoc.Prof. of Civil Eng. Amirkabir University of Technology        |
| Dr. Mahmood        | Safarzadeh     | Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                      |
| Dr. Ali Akbar      | Salehi         | Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                      |
| Dr. Masoud         | Tajrishi       | Assoc.Prof. of Civil Eng. Sharif University of technology           |
| Dr. Shahaboddin    | Yasrobi        | Assoc.Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University                |

**Editorial Arbitrators Board:**

|      |                                                  |       |                                                      |
|------|--------------------------------------------------|-------|------------------------------------------------------|
| A.A. | <b>Aghakouchek</b> , Tarbiat Modares University  | A.    | <b>Fakhimi</b> , Tarbiat Modares University          |
| M.   | <b>Ahmadi</b> , Tarbiat Modares University       | A.R.  | <b>Ghari</b> , Quran University of Isfahan           |
| A.   | <b>Pak</b> , Sharif University                   | Gh.R. | <b>Ghodrati Amiri</b> , Elm O San'at University      |
| N.   | <b>Khaji</b> , Tarbiat Modares University        | A.H.  | <b>Ghazviniyan</b> , Tarbiat Modares University      |
| S.   | <b>Dordaei</b> , Tarbiat Modares University      | A.    | <b>Ghanbari</b> , Kharazmi Univesity                 |
| S.M. | <b>Zahraei</b> , Tehran University               | A.    | <b>Kadousi</b> , Tarbiat Modares University          |
| Sh.  | <b>Shahbeik</b> , Tarbiat Modares University     | Sh.P. | <b>Kahouni</b> , Amir Kabir University               |
| H.   | <b>Shakib</b> , Tarbiat Modares University       | M.    | <b>Kokabi</b> , Tarbiat Modares University           |
| M.R. | <b>Ameri</b> , University of Shiraz              | Sh.   | <b>Maleki</b> , Sharif University                    |
| A.   | <b>Arabzadeh</b> , Tarbiat Modares University    | J.    | <b>Vaseghi Amiri</b> , Babol Noshirvani University   |
| B.   | <b>Asgariyan</b> , Khajeh Nasir Toosi University | M.A.  | <b>Hadiyanfard</b> , Shiraz University of Technology |
| M.N. | <b>Ouliyaei</b> , Tarbiat Modares University     | Sh.D. | <b>Yasrebi</b> , Tarbiat Modares University          |

**Technical Editor:** Zahra Azizi  
**English Editor:** Fateme Torabi

**Executive Expert:** Zahra khoiniha  
**Type and Layout:** Masoud Sarvari

Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

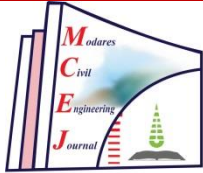
Post Box: 14117-13116.

Tel & Fax: +98 (21) 82884950

Email: [civiljournal@modares.ac.ir](mailto:civiljournal@modares.ac.ir)

This Journal is indexed in the ISC and Scientific Information Database.

[www.ISC.ir](http://www.ISC.ir) & [www.SID.ir](http://www.SID.ir)



# Modares Civil Engineering Journal



Scientific Journal

Volume 26, Issue 4, 2026 (Serial: 90)

Executive Manager: Farhad Daneshjoo

Owner and Publisher: Tarbiat Modares University

- **Experimental Investigation of the Effect of Number and Configuration of Openings in Gypsum Boards on the Seismic Performance of Cold-Formed Steel Frames**  
*Ehsan Haji Soltani, Hamid Reza Ronagh, Mohammad Reza Javaheri Tafti*
- **Analysis and capacity-limited design of crescent-shaped concentrically braced frames (CSCBFs) and evaluation of seismic performance factors and energy demand**  
*Ehsan Alizadeh, Abazar Asghari*
- **An Experimental Evaluation of Biodegradation Gasoline**  
*Mohammad Amin Amini Rad, Hassan Amini Rad, Daryoush Yousefi Kebria*
- **Investigating the performance of back-to-back mechanically stabilized earth walls as railway embankments using physical and numerical modeling**  
*Majid Yazdandoust, Faezeh Daftari*
- **Presenting an intelligent vibration-based method for identifying damage in steel beams based on the smoothed pseudo Wigner-Ville distribution and artificial neural network**  
*Erfan Hoseinzadeh Honarvar, Hamid Reza Ahmadi, Amin Rafiee*
- **Improving the Hydraulic Performance of a Composite Perforated Caisson Breakwater by Changing the Front Face Geometry**  
*Omid Karbasi, Hassan Akbari*
- **Numerical study of joint behavior in UHPC segmental bridges**  
*Hesam Nojoumi delshad, Iradj Mahmmoudzadeh kani*

Journal Address: Tarbiat Modares University, Shahid Chamran and Jalal-e-Alahmad highways intersection, Tehran, Iran. PO Box 14117-13116.